

ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет  
Кафедра

Экономико-инженерно-технологический  
Строительные конструкции и инженерные сооружения

Допустить к защите  
Заведующий кафедрой Сабуров В.Ф.

« 08 » 07 2016 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ  
бакалавра по направлению «Строительство»: профиль «Промышленное и гражданское  
строительство»

Тема: Корпус детского лагеря в г. Норильск

ЮУрГУ-ВКР

000 ПЗ

Консультанты:

по архитектуре

Кравченко Н. А.  
« 16 » 06 2016 г.

Руководитель работы

Муслихин В. А.  
« 2 » июля 2016 г.

по конструкциям

Муслихин В. А.  
« 2 » июля 2016 г.

Автор работы

студент группы П-532

Черватова Айша  
Александровна

« 2 » июля 2016 г.

по организации и технологии

строительного производства

Синюков А. Ч.  
« 5 » 07 2016 г.

Нормоконтролер

Муслихин В. А.  
« 2 » июля 2016 г.

Челябинск  
2016

86

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РФ  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
**ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**  
(национальный исследовательский университет)

Факультет *Заочный инженерно-экономический*  
Направление *«Строительство»*  
Степень (квалификация) *Бакалавр*  
Профиль *Промышленное и гражданское строительство*

УТВЕРЖДАЮ:

*В.Ф. Сабуров*  
Зав. кафедрой СКИИС  
Сабуров В.Ф..  
*«07» 07* 2016 г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение выпускной квалификационной работы (ВКР) студента

*Черватова Аиёна Александровна*  
(фамилия, имя, отчество)

1. Тема работы *Корпус детского лагеря в п. Торкино*

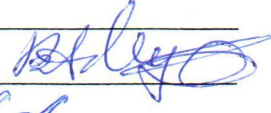
утверждена приказом по университету от «*15*» *07* 2016 г. № *661*

2. Срок сдачи студентом законченной работы \_\_\_\_\_

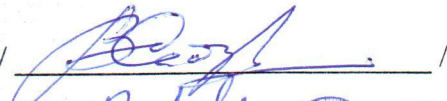
3. Исходные данные к работе (материалы научно-исследовательской студенческой работы, проектно-конструкторской и технологической документации изученных студентом во время практик)

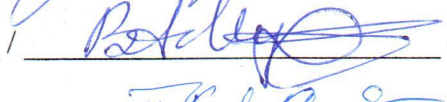
*План, разрез, генеральный план, узлы*

6. Дата выдачи задания \_\_\_\_\_

Руководитель Мусихин Владимир Александрович 

Задание принял к исполнению Алеф Черватко А.А.

Заведующий кафедрой Сабуров Валерий Федорович |  |

Руководитель ВКР Мусихин В.А. |  |

Консультанты: Кравченко Т.А. | Акрая |

Ступков А.И. | Синица |

\_\_\_\_\_ | \_\_\_\_\_ |

Студент-дипломник Черватко А.А. | Алеф |

Контроль за ходом выполнения ВКР:

Первая процентовка 02.06.2016г.

Вторая процентовка 16.06.2016г.

Решение о дате защиты работы \_\_\_\_\_

# Содержание:

<b>РАЗДЕЛ 1</b> .....	<b>5</b>
<b>АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ</b> .....	<b>5</b>
1.1. ХАРАКТЕРИСТИКА ПРИРОДНО-КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ .....	6
1.2. ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН .....	6
1.3. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ .....	7
1.4. АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ .....	8
1.5. ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ .....	10
<b>РАЗДЕЛ 2</b> .....	<b>13</b>
<b>РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ</b> .....	<b>13</b>
2.1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ С КРУГЛЫМИ (ЦИЛИНДРИЧЕСКИМИ) ПУСТОТАМИ .....	14
<b>РАЗДЕЛ 3</b> .....	<b>65</b>
<b>ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА</b> .....	<b>65</b>
3.1. ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА НА МОНТАЖ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ .....	66
3.1.1. Область и эффективность применения карты .....	66
3.1.2. Условия и подготовка выполнения процесса .....	66
3.1.3. Исполнители, предметы и орудия труда .....	<b>Ошибка! Закладка не определена.</b>
3.1.4. Технология процесса и организация труда .....	67
3.2. ВЫБОР МОНТАЖНОГО КРАНА .....	71
<b>РАЗДЕЛ 4</b> .....	<b>76</b>
<b>ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА</b> .....	<b>76</b>
4.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОЙГЕНПЛАНА .....	77
1.1. ОБОСНОВАНИЕ ПОТРЕБНОСТИ В ОСВЕЩЕНИИ .....	83
<b>РАЗДЕЛ 5</b> .....	<b>84</b>
<b>ОХРАНА ТРУДА И ЭКОЛОГИЯ</b> .....	<b>84</b>
5.1. МЕРОПРИЯТИЯ ПО ОХРАНЕ ТРУДА .....	85
АНАЛИЗ ОПАСНЫХ И ВРЕДНЫХ ФАКТОРОВ .....	85
5.2. МЕРЫ ПО ВЗРЫВОПОЖАРОБЕЗОПАСНОСТИ .....	89
5.3. МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ ЗАГРЯЗНЕНИЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ .....	92
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ</b> .....	<b>98</b>

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР		
					Корпус детского лагеря в г.Коркино		
					Литер.	Лист	Листов
					4	108	
					ЮУрГУ СКиИС		

Раздел 1

**АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						5
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

## 1. 1. Характеристика природно-климатических условий.

Место строительства: г. Коркино.

Климатический район строительства: IV

Температура пяти холодных суток:  $-34^{\circ}\text{C}$

Температура наиболее холодных суток:  $-38^{\circ}\text{C}$

Внутренняя температура:  $+21^{\circ}\text{C}$

Влажность воздуха внутри помещений: 55%

Зона влажности территории: III район (сухой)

Нормативная глубина промерзания: 1,80 м

Условия эксплуатации конструкций: А

Продолжительность отопительного периода –  $z_{от.пер.} = 218$  сут.

Средняя температура отопительного периода -  $t_{от.пер.} = -6.5^{\circ}\text{C}$ ;

## 1.2. Генеральный план.

Проектируемое здание – корпус детского лагеря круглогодичного пользования.

Ориентация здания – меридиональная. Рядом со строящимся корпусом находятся построенные здания административно-бытового назначения, а также остальные спальные корпуса.

Между зданиями расположены проезды для автомобилей, предусмотрен также и противопожарный объезд. У главного въезда участка запроектирована площадка для кратковременного хранения автотранспорта.

Со всех сторон участок под строительства ограничен массивом леса.

Для обеспечения нормальных санитарно-гигиенических условий на территории лагеря предусматриваются следующие мероприятия:

- максимальное сохранение существующих зеленых насаждений;
- устройство тротуаров и площадок различного назначения;
- посев газонов и кустарников на всех свободных от застройки и инженерных коммуникаций участках.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						6
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Газоны предусмотрены из многолетних трав. Кустарник многолетний, быстрорастущий.

Настоящим проектом предусмотрено на участках озеленения перед посевом газонов нанесение растительного грунта слоем 0,10 м.

Для пешеходного движения, а также для удобства обслуживания проектируемого здания предусмотрены тротуары с твердым покрытием.

Ветрозащита определяется по графику розы ветров данного города и достигается путём использования зелёных насаждений.

### **1.3. Объемно-планировочное решение**

Проектируемое здание – 2-х этажный спальный корпус детского лагеря, представляет прямоугольную форму в плане. Размер здания в осях составляет 13,8х30 метров, высота здания 8,5 м.

Высота этажа 3,3 м.

В здании предусмотрены следующие помещения:

- тамбур;
- лестничная клетка;
- санузлы;
- помещение хоз.инвентаря;
- три комнаты на четыре человека;
- три комнаты на пять человек;
- комната для водителя;
- комната для педагога;
- отрядный холл.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						7
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

## 1.4. Архитектурно-конструктивное решение.

Конструктивная система – неполный каркас. Несущие стены выполнены из силикатного кирпича. Внутренний каркас представлен в виде колонн с поперечным расположением ригелей.

Фундаменты под наружные и внутренние несущие стены запроектированы в следующем варианте: по уплотненному грунту и подсыпке укладывается ленточный сборный фундамент, состоящий из двух конструктивных элементов – фундаментных подушек и фундаментных блоков. Железобетонные подушки связываются поверху армированным швом толщиной 50мм.

Под колонны укладываются фундаменты стаканного типа.

Горизонтальная гидроизоляция выполняется из слоя цементно-песчаного раствора состава 1:2, толщиной 20 мм.

Вертикальная гидроизоляция стен фундаментов осуществляется обмазкой горячим битумом за 2 раза.

Глубина заложения фундамента определяется по формуле:

$$H = H_{\text{пром.гр.}} + \text{план.отм.} + 0,10,$$

$H_{\text{пром.гр.}}$  – глубина промерзания грунта: 1,8м.

$\text{план.отм.}$  – планировочная отметка земли, определяемая в соответствии с расположением здания по горизонталям.

Отметке чистого пола 0.00 соответствует абсолютная отметка земли 1,2 м.

Пол подвала находится на отметке: – 2,7 м.

Стены из силикатного кирпича наружные толщиной 510 мм, внутренние толщиной 380 мм. Перегородки толщиной 120 мм. Кирпичная кладка перегородок ниже отметки чистого пола, а также перегородок в мокрых помещениях, выполнена из кирпича глиняного обыкновенного.

Перегородки длиной более 3 м крепятся к стенам и перекрытиям металлическими изделиями.

Колонны сборные железобетонные, сечением 400х400 мм, бесстыковые (на всю высоту здания), для зданий с высотой этажа 3,3м.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						8
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



Ригели сборные железобетонные крестового сечения высотой 600 мм, для опирания многопустотных плит перекрытий.

Плиты перекрытий сборные железобетонные многопустотные, толщиной 220мм. Плиты опираются на ригели, которые в свою очередь опираются на колонны и несущие наружные стены.

Армируются плиты сварными блоками, установленными в кассету в собранном виде, включая петлевые выпуски, закладные детали и пространственные каркасы-фиксаторы.

Арматурные элементы соединяются в пространственный блок контактной электросваркой.

Проектное положение плит контролируется фиксаторами в несущих стенах.

Лестница собрана из ж/б лестничных маршей с фризовыми ступенями и площадок ребристой конструкции. Подъем к лазу на крышу осуществляется по стальной стремянке.

Крыша проектируемого здания - с холодным чердаком, безрулонной кровлей, организованным наружным водостоком. Кровля собирается из ж/б ребристых плит покрытия, которые опираются на кирпичные стены установленные на чердачных панелях.

Отмостка – асфальтовая полоса шириной 1000мм, уложенная по периметру наружной стены уклоном 3%. Отмостка служит для отведения атмосферных осадков, для защиты грунта от увлажнения, отмостка состоит из уплотненного грунта, песка 100мм, щебня 100мм, и асфальтобетона толщиной 40мм.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

## 1.5. Теплотехнический расчет ограждающих конструкций.

1 слой – Кладка из керамического пустотного кирпича;

2 слой – утеплитель пенополистирол;

3 слой – кладка из силикатного кирпича.

Нормируемые теплотехнические показатели строительных материалов и изделий.

слой	материал	Обозначение	плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	толщина $t$ , м	расч. коэф. $\lambda$ , Вт/(м·°С)
1	Кладка из керамического пустотного кирпича на цементно-песчаном растворе	$\delta_1$	1400	0,12	0,52
2	Утеплитель из пенополистирола	$\delta_2$	100	?	0,041
3	Кладка из силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе.	$\delta_3$	1800	0,25	0,76

Режим помещения – нормальный.

Климатический район строительства: III А

Температура пяти холодных суток: – 34°С

Внутренняя температура: + 21°С

Влажность воздуха внутри помещений: 55%

Зона влажности территории: III район (сухой)

1. Градусо – сутки отопительного периода:  $G_{СОП} = (t_{в} - t_{от.пер.}) \cdot Z_{от.пер}$

$t_{в}$  – температура внутри помещений: +21°С.

$Z_{от.пер}$  – продолжительность отопительного периода: 218 суток.

$t_{от.пер}$  – средняя температура отопительного периода: –6,5°С.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		10

$$\text{ГСОП} = (21^{\circ}\text{C} - (-6,5^{\circ}\text{C})) \cdot 218 \text{ суток} = 5995^{\circ}\text{C} \cdot \text{суток}$$

2. Требуемое сопротивление теплопередачи стен:  $R_o^{mp} = \frac{n \cdot (t_e - t_n)}{\Delta t \cdot \alpha_e}$

$n$  – коэффициент: 1.

$t_b$  – температура внутри помещений:  $+21^{\circ}\text{C}$ .

$t_n$  – расчетная зимняя температура:  $-38^{\circ}\text{C}$ .

$\Delta t_n$  – нормативный температурный перепад:  $4,5^{\circ}\text{C}$ .

$\alpha_b$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности стены:  $8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

$$R_o^{mp} = \frac{1 \cdot (21 + 38)}{4,5 \cdot 8,7} = 1,507 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$$

3. Сопротивление теплопередачи стен:  $R_o = \frac{1}{\alpha_e} + R_k + \frac{1}{\alpha_n}$

$\alpha_b$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности стены:  $8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

$\alpha_n$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности стены:  $23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

$R_k$  – термическое сопротивление стены:  $R_k = R_1 + R_2 + R_3 + R_{вп}$

$R_1, R_2, R_3$  – термическое сопротивление каждого слоя:  $R = \frac{\delta}{\lambda}$

$R_{вп}$  – термическое сопротивление замкнутой воздушной прослойки:

$\delta$  – толщина слоя, м.

$\lambda$  – расчетный коэффициент теплопроводности материала  $\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$ .

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,12}{0,52} = 0,23 \frac{\text{м}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{\delta_2}{0,041}$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,25}{0,76} = 0,33 \frac{\text{м}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$$

4. Приведенное сопротивление теплопередачи стен (методом интерполяции):

$$R_o^{np} = 3,498 \frac{\text{м}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$$

Далее в расчетах будем применять  $R_o^{np}$  как максимальное из  $R_o^{mp}$  и  $R_o^{np}$ .

Расчетом необходимо определить требуемую толщину утеплителя.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		11

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_e} + R_k + \frac{1}{\alpha_n} = 3,495 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}$$

Примем  $R_0 = R_0^{np}$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{\delta_2}{0,041} = R_0^{np} - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{1}{\alpha_n} - R_1 - R_3$$

$$\delta_2 = (R_0^{np} - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{1}{\alpha_n} - R_1 - R_3) \cdot \lambda_2$$

$$\delta_2 = (3,495 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - 0,023 - 0,033) \cdot 0,041 = 0,133 = 133 \text{ мм}$$

Принимаем толщину утеплителя 130 мм.

Сопrotивление теплопередачи ограждающей конструкции:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{1}{\alpha_n} + R_k$$

где  $\alpha_n$  - коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции,  $\alpha_n = 23$

$$R_k = \frac{0,13}{0,041} + 0,23 + 0,33 = 3,73 \left( \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} \right)$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + 3,73 = 3,888 \left( \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} \right)$$

$$R_0 = 3,888 \left( \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} \right) > R_0^{np} = 3,498 \left( \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} \right), \text{ т.е. конструкция наружной стены}$$

удовлетворяет санитарно-гигиеническим, комфортным условиям и условиям энергосбережения.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		12

Раздел 2

**РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						13
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

## 2.1. Расчет и конструирование предварительно напряженной железобетонной пустотной плиты перекрытия с круглыми (цилиндрическими) пустотами.

### 2.1.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ.

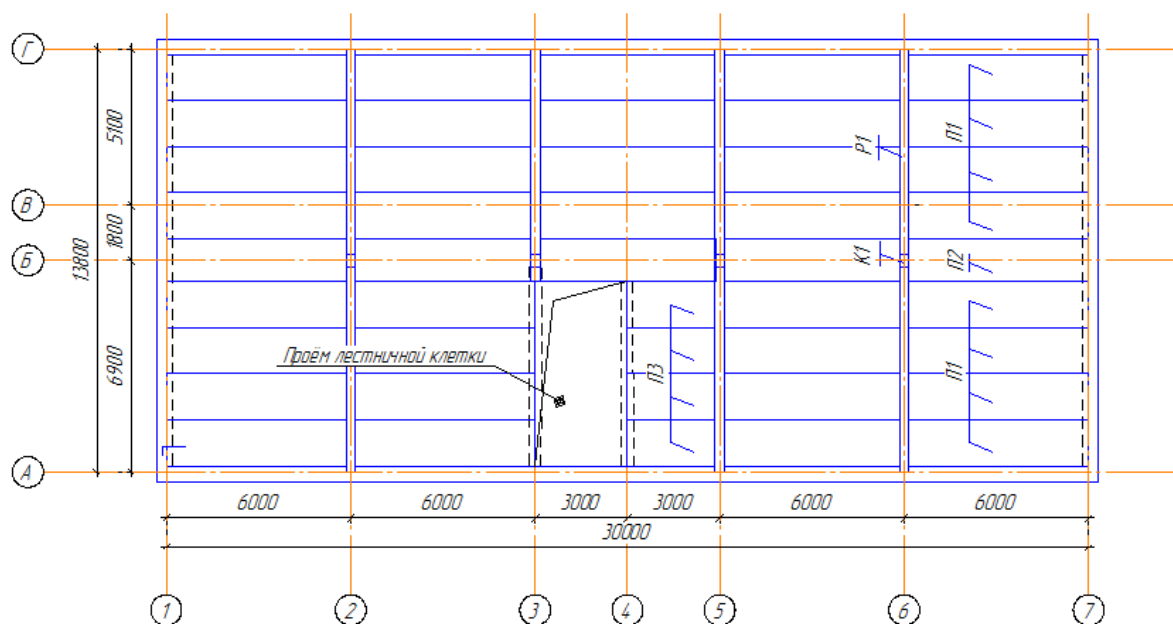
- Пролёт здания:  $l_1=6,9\text{м}$ .
- Шаг колонн:  $l_2= 6\text{м}$ .
- Высота этажа: 3.3 метра
- Количество этажей:2
- Поперечное сечение ригеля: тавровое (с полками вниз);
- Поперечное сечение панели: **пустотная плита перекрытия с круглыми (цилиндрическими) пустотами**
- Толщина наружных стен – 51 см
- Относительная влажность воздуха в помещении:  $\varphi_n = 55\%$
- Нормативная временная (полезная) нагрузка на сборное междуэтажное перекрытие:  $p_n = 5.0\text{кН}/\text{м}^2$ .
- в то числе кратковременно действующая:  $p_{n.sh} = 2.0\text{кН}/\text{м}^2$ .
- Класс бетона: В35.
- Класс напрягаемой арматуры: А-800.
- Метод натяжения арматуры на упоры: механический способ натяжения арматуры на упоры.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		14

## 2.1.2. ВЫБОР ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ПАНЕЛИ.

Раскладка панелей производится таким образом, чтобы в итоге получилось минимальное количество типоразмеров. При раскладке панелей по осям колонн располагаются специальные распорные (связевые) панели. При невозможности перекрыть весь пролет типовыми панелями используются доборные панели.

*План расположения плит перекрытия*



*Рис. 2.1. Схема сборного железобетонного перекрытия здания.*

После раскладки панелей получилось, что типовая (рядовая) панель междуэтажного перекрытия имеет номинальную ширину 1,5 м. Номинальная длина панели 6 м.

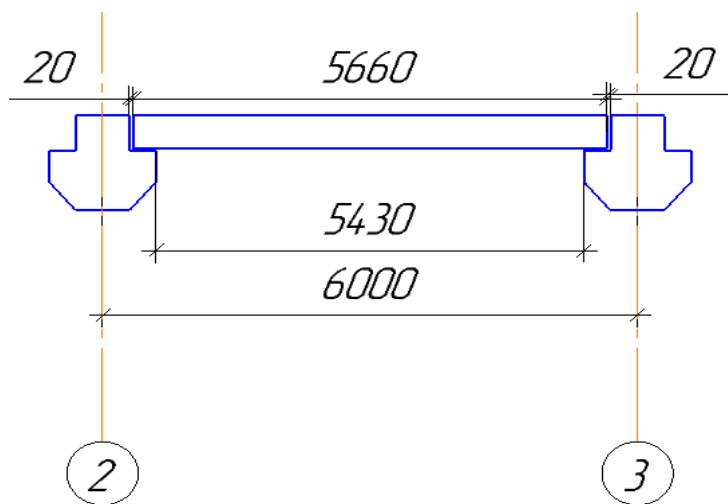


Рис. 2.2. Определение конструктивной длины и расчетного пролета панели.

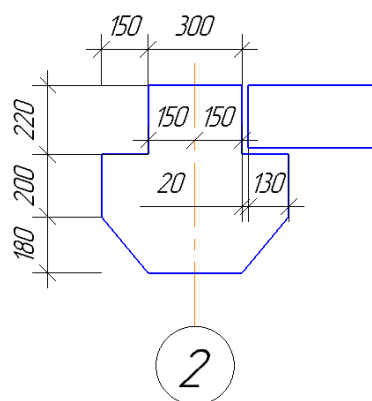


Рис. 2.3. Схема узла опирания панели на полку ригеля крестового сечения.

Расчет продольных геометрических параметров панели:

$l_{\text{п}}$  - конструктивная длина:  $l_{\text{п}} = 12 - 2(150+20) = 6000 - 340 = 5660\text{мм}$ .

$b_{\text{оп}}$  - площадка опирания :  $b_{\text{оп}} = 150 - 20 = 130\text{ мм}$ .

$l_0$  - расчетный пролет :  $l_0 = l_{\text{п}} - b_{\text{оп}} = 5660 - 130 = 5530\text{ мм}$ .

Расчетный пролет панели вычисляется как расстояние между осями площадок опирания панели на полку ригеля. Ось площадки опирания панели принимается посередине (центру) площадки опирания. Фактически, ось располагается на расстоянии две трети площадки опирания от торца панели, так как эта эпюра напряжений при контакте панели и полки ригеля имеет форму

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		16



треугольника (переменная нагрузка). Но при расчете ось принимается на расстоянии одна вторая площадки опирания от торца панели, то есть эпюра напряжений при контакте панели и полки ригеля принимается прямоугольной формы (равномерная нагрузка). Это делается для увеличения расчетного пролета панели, то есть в запас прочности.

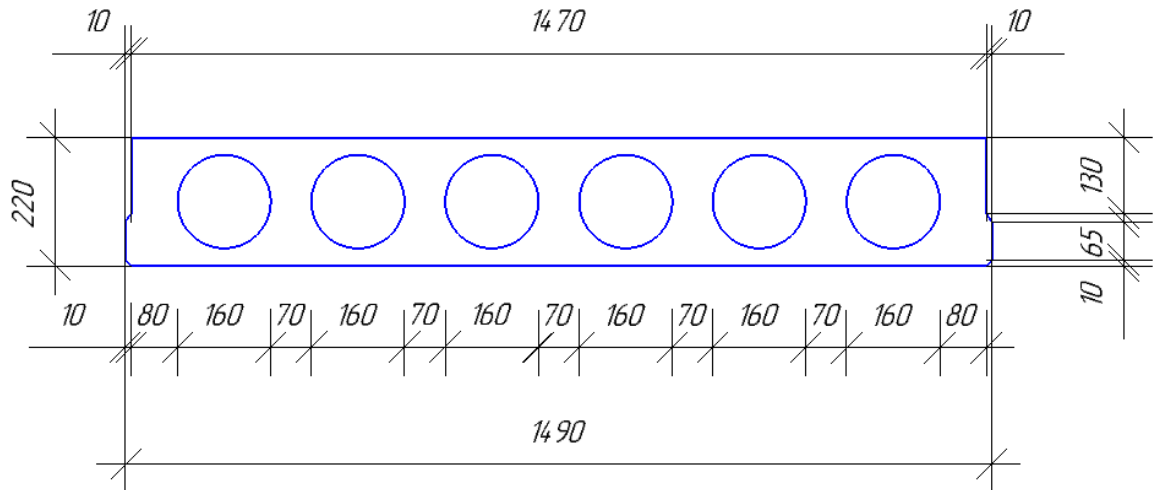


Рис.2.4. Геометрические характеристики поперечного сечения панели.

Расчет поперечных геометрических параметров панели (рис.2.4.):

$b_{пн}$  - номинальная ширина ( по осям) ,  $b_{пн} = 1500$  мм;

$b_{пк}$  - конструктивная ширина:  $b_{пк} = b_{пн} - 10 = 1500 - 10 = 1490$  мм;

$b_f$  - ширина полки:  $b_f = b_{пк} - 2 \cdot 15 = 1490 - 30 = 1460$  мм;

$d_{от}$  – диаметр отверстия, то есть пуансона (пустообразователя),  $d_{от} = 160$  мм.

$h_{п}$  – высота поперечного сечения предварительно напряженной панели,  $h_{п} = (0,03 \dots 0,04) l_2$ . Принимаем  $h_{п} = 220$  мм.

### 2.1.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА МЕЖДУЭТАЖНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ, И СБОР НАГРУЗОК НА ОДНУ ПЛИТУ.

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

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		17

Полная нормативная нагрузка  $q_n$ , действующая на междуэтажное перекрытие, складывается из постоянной нагрузки (собственного веса)  $g_n$  и временной (полезной) нагрузки  $p_n$ :

$$q_n = g_n + p_n.$$

Нормативная нагрузка от собственного веса панели определяется по формуле:

$$g_{пн} = \frac{\rho V_{пн}}{b_{пн} l_{пн}},$$

где  $g_{пн}$  - нормативная нагрузка от собственного веса панели,  $\text{Н/м}^2$ ;  $\rho$  - плотность конструкционного тяжелого железобетона, принимается  $2500 \text{ кг/м}^3$ ;  $V_{пн}$  - объем панели,  $\text{м}^3$ ;  $b_{пн}$  - номинальная ширина панели,  $b_{пн} = 1,5 \text{ м}$ ;  $l_{пн}$  - конструктивная длина панели,  $l_{пн} = 5,66 \text{ м}$ .

$$V_{пн} = h_{пн} b_{пн} l_{пн} - 6 l_{пн} \pi d^2 \cdot 0,25 = 0,22 \cdot 1,49 \cdot 5,66 - 6 \cdot 5,66 \cdot 3,14 \cdot 0,162 \cdot 0,25 = 1,173 \text{ м}^3$$

$$g_{пн} = \frac{\rho V_{пн}}{b_{пн} l_{пн}} = \frac{25000 \cdot 1,173}{1,5 \cdot 5,66} = 3454,06 \text{ Н/м}^2$$

Таблица 2.1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{Н/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{Н/м}^2$
Постоянная нагрузка:			
1) Собственный вес плиты	$g_{пн} = 3454$	1,1	3799,4
2) Вес конструкций пола	700	1,3	910
3) Вес кирпичных перегородок	1600	1,1	1760
Итого:	$g_n = 5754$		$g = 6469,4$
Временная нагрузка:	1500	1,2	1800
В том числе:			
1) Длительная	900	1,2	1080
2) Кратковременная	600	1,2	720
Полная нагрузка:	$q_n = 7254$	-	$q = 8269,4$

В том числе:			
1) Длительная	$q_{n1} = 6654$	-	-
2) Кратковременная	$q_{n,sh} = 6354$	-	-

Полная расчетная нагрузка ( погонная):

$$q_{п} = q * b_{пн} * \gamma_n,$$

где  $q$  - полная расчетная нагрузка (площадная);  $b_{пн}$  - номинальная ширина панели,  $b_{пн} = 1,5$  м;  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению здания,  $\gamma_n = 0,95$ .

$$q_{п} = 8269,4 * 1,5 * 0,95 = 11783,9 \text{ Н/м}$$

Полная нормативная нагрузка ( погонная):

$$q_{пн} = 7254 * 1,5 * 0,95 = 10336,95 \text{ Н/м}$$

Продолжительно(длительно)действующая нормативная нагрузка(погонная):

$$q_{п,ln} = 6654 * 1,5 * 0,95 = 9481,95 \text{ Н/м.}$$

#### 2.1.4. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПАНЕЛИ И РАСЧЕТ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ПАНЕЛИ.

Панель рассчитывается как изгибаемый элемент в виде стержня. Стержень нагружен в поперечном направлении равномерно распределенной нагрузкой, которая вызывает поперечный изгиб. Стержень свободно ( шарнирно) опирается на опоры (сборные ригели). В расчетной схеме панели (рис.2.5.) условия опирания стержня принимаются с подвижным и неподвижным шарнирами на опорах.

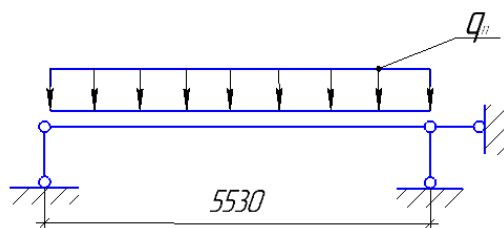


Рис. 2.5. Расчетная схема сборной панели.

Произведем расчет внутренних усилий (силовых факторов) в панели (рис. 2.6.).

1. Изгибающий момент от полной расчетной нагрузки:

$$M = q_{п} * l_0^2 / 8 = 11783,9 * 5,53^2 / 8 = 45045,28 \text{ Н*м} = 45,05 \text{ кН*м}$$

2. Поперечная сила от полной расчетной нагрузки:

$$Q = q_{п} * l_0 / 2 = 11783,9 * 5,53 / 2 = 32582,48 \text{ Н*м} = 32,58 \text{ кН*м}$$

3. Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M_{н} = q_{пн} * l_0^2 / 8 = 10336,95 * 5,53^2 / 8 = 39514,15 \text{ Н*м} = 39,51 \text{ кН*м}$$

4. Изгибающий момент от продолжительно действующей нормативной нагрузки:

$$M_{н,л} = q_{п,лн} * l_0^2 / 8 = 9481,95 * 5,53^2 / 8 = 36245,82 \text{ Н*м} = 36,24 \text{ кН*м}$$

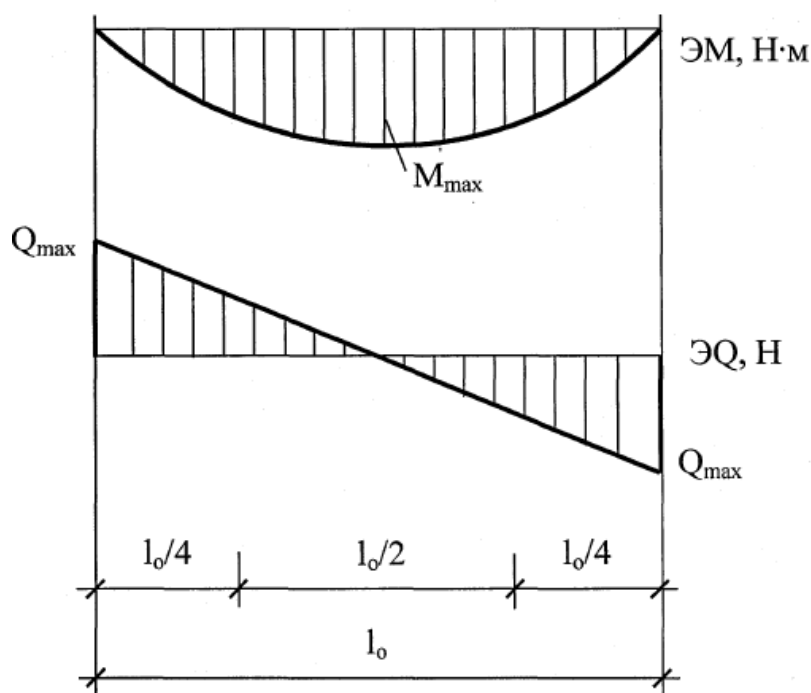


Рис.2.6.. Эпюры внутренних усилий в панели.

На рис.2.6. показано деление плиты на три расчетных участка: два приопорных участка и один участок, равный половине пролета.

### 2.1.5. ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ И БЕТОНА.

Напрягаемая арматура класса А800 А-V.

$$R_{sn} = R_{s,ser} = 800 \text{ МПа,}$$

$$R_s = 695 \text{ МПа,}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

В качестве ненапрягаемой арматуры предусматриваем арматуру класса В500. Для В500 находим:

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа,}$$

$$R_s = 415 \text{ МПа,}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

Бетон тяжелый естественного твердения класса В35:

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа,}$$

$$R_b = 19,5 \text{ МПа,}$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа,}$$

$$R_{bt} = 1,3 \text{ МПа,}$$

$$E_b = 34,5 * 10^3 \text{ МПа.}$$

### 2.1.6. ВЫБОР ВЕЛИЧИНЫ ИСХОДНОГО ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЕ.

Предварительные напряжения арматуры  $\sigma_{sp}$  принимают для горячекатанной и термомеханически упрочненной арматуры (класс арматуры по прочности на растяжение - А) не более  $0,9R_{s,n}$ .

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

$$\sigma_{sp,0} \leq 0,9 * 800 = 720 \text{ МПа.}$$

С увеличением величины  $\sigma_{sp,0}$  увеличивается значение потерь предварительного напряжения. Поэтому , а так же с целью повышения

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						21
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

безопасности при производстве работ по натяжению арматуры, принимаем  $\sigma_{sp,o} = 620$  Мпа.

### 2.1.7. ПОДБОР ПРОДОЛЬНОЙ НАПРЯГАЕМОЙ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ ИЗ УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЯ, НОРМАЛЬНОГО К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ.

Расчет реального сечения ребристой панели является очень трудоемким процессом, поэтому для упрощения математических вычислений преобразуем реальное сечение к приведенному сечению, которое будет равнозначно реальному.

Приводим окружности к равнозначным прямоугольником. Какие - либо геометрические фигуры являются равнозначными, если у них одинаковы площади и моменты инерции. На рис. 2.7. представлено полученное приведенное сечение многопустотной панели в виде двутавра.

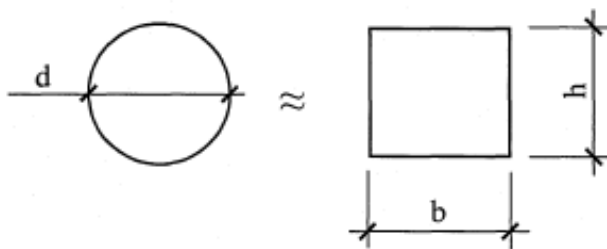


Рис. 2.7. Преобразование к приведенному сечению

1-е условие равнозначности:  $A_{\text{круга}} = A_{\text{пряма}}$ , то есть  $0,25\pi d^2 = bh$

2-е условие равнозначности:  $J_{\text{круга}} = J_{\text{пряма}}$ , то есть  $\frac{\pi d^4}{64} = \frac{bh^3}{12}$

Зная диаметр круга ( $d=160$ мм), мы получаем два уравнения с неизвестными  $b$  и  $h$ . После несложных алгебраических преобразований получаем:

$b=145,1$ мм и  $h=138,6$ мм.

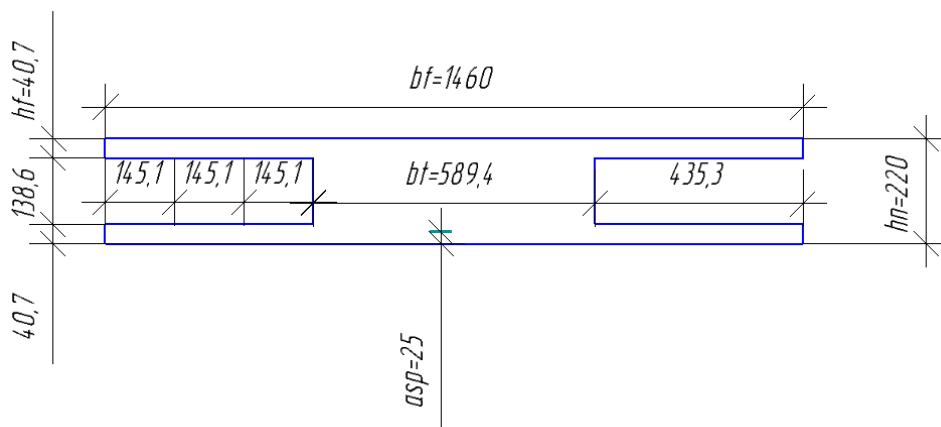


Рис.2.8.. Приведенное сечение многопустотной панели (двутавр) .

На рис.2.8. показаны геометрические параметры приведенного сечения:

$b_f$  – ширина полки таврового сечения,  $b_f = 1460$  мм;

$b_t$  - ширина ребра таврового сечения,  $b_t = b_f - 2b = 1460 - 2 \cdot 145,1 = 589,4$  мм;

$h_f$  - высота полки таврового сечения,  $h_f = 0,5(220 - 138,6) = 40,7$  мм;

$h_n$  - высота двутаврового сечения ( поперечного сечения панели),  $h_n = 220$  мм;

$a_{sp}$  - расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp}$  до нижней грани сечения ( рис 10);

$A_{sp}$  - площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры.

Первоначально величина  $a_{sp}$  принимается приблизительно, исходя из опыта проектирования, а впоследствии, после подбора  $d_{sp}$ , проверяется снова, с учетом величины  $d_{sp}$ . Величина  $a_{sp}$  должна удовлетворять следующему условию:

$$a_{sp} \geq a_{zc} + 0,5 d_{sp},$$

где  $d_{sp}$  - диаметр предварительно напряженной арматуры;

$a_{zc}$  - толщина защитного слоя бетона.

Согласно п.5.2.1 СП[2] толщину защитного слоя бетона арматуры предварительно напряженных элементов принимают не менее указанной в табл 8.1 СП[2]. Согласно табл. 8.1 СП[2] минимальное значение толщины защитного

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						23
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

слоя бетона рабочей арматуры равно 20 мм ( в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности).

Согласно п 8.3.2. СП[2] для сборных элементов минимальное значение толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшают на 5 мм. Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры , то есть  $d_{sp}$ .

В данном проекте относительная влажность воздуха в помещении  $\varphi_{int} = 55\%$  то есть нормальная влажность. Рассчитываемая панель является сборным элементом. Таким образом, в нашем случае минимальное значение  $a_{зс}$  равно 15 мм ( при диаметре арматуры  $d_{sp}$  менее 15 мм).

$$a_{зс} \geq 15 \text{ мм и } a_{зс} \geq d_{sp}$$

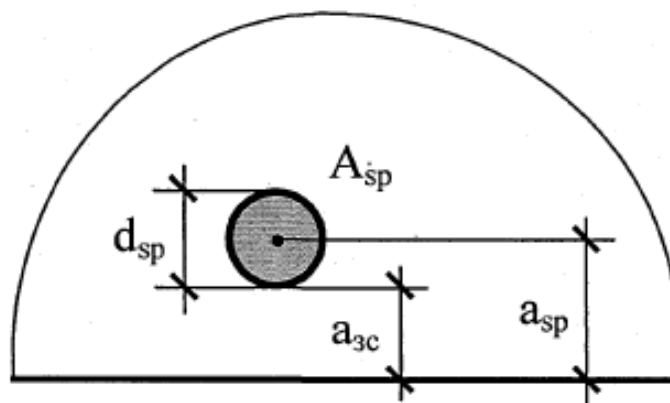


Рис. 2.9.. Определение  $a_{sp}$  в сечении.

Определяем  $h_o$  - рабочую высоту сечения:

$$h_o = h_n - a_{sp} = 220 - 25 = 195 \text{ мм.}$$

Согласно п. 2.1.2.3. СП[2] влияние длительности действия статической нагрузки учитывается коэффициентом условия работы бетона  $\gamma_{bl}$  , вводимым к расчетным значениям сопротивлений  $R_b$  и  $R_{bt}$  и принимаем равными:

$\gamma_{bl} = 1,0$  - при непродолжительном действии нагрузки;

$\gamma_{bl} = 0,9$  - при длительном действии нагрузки.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						24
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



Определяем  $x$  - высоту сжатой зоны бетона:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_1}{\gamma_{e2} R_s b_f}}$$

$$x_1 = 0,195 - \sqrt{0,195^2 - \frac{2 * 45,05 * 10^3}{19,5 * 0,9 * 10^6 * 1,46}} = 0,0093 \text{ м}$$

$x = 9,3 \text{ мм} < h_f = 40,7 \text{ мм.}$ , следовательно, граница сжатой зоны бетона проходит в полке.

Из опыта проектирования ж/б конструкций предполагаем, что выполняется условие  $\xi \leq \xi_R$ , то есть наша сборная панель разрушается по 1-му случаю разрушения ж/б конструкций (разрыв растянутой арматуры).

Определяем требуемую прочность поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp,т}$ . Особо отметим, что  $A_{sp,т}$  находится без учета наличия в арматуре преднапряжений  $\sigma_{sp}$ . Подбор  $A_{sp,т}$  производится как и подбор  $A_{s,т}$  для железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры, из условия равенства усилий, воспринимаемых растянутой арматурой и сжатым бетоном, то есть из условия  $N_s = N_b$  ( $A_{sp} * R_s = A_b * R_b$ ).

$$A_{sp,r} = \frac{\gamma_{b1} * R_b * b_f * x}{R_s} = \frac{0,9 * 19,5 * 1,46 * 0,0093}{695} = 0,000343 \text{ м}^2 = 3,43 \text{ см}^2$$

Для предварительно напряженных элементов принимается стержневая арматура периодического профиля диаметром 10...18 мм (включительно).

Принимаем 5Ø 10 А 800 с площадью  $A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2$ .

Проверяем величину  $a_{sp}$  с учетом принятой величины  $d_{sp} = 10 \text{ мм}$ .

$a_{sp} = 25 \text{ мм} \geq a_{zc} + 0,5 d_{sp} = 15 + 0,5 * 10 = 20 \text{ мм}$ . - условие выполняется.

## 2.1.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЕННОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПАНЕЛИ.

Все расчеты выполняем согласно указаниям, данным в п. 4.2.2.5 СП[2].

$\alpha$  – коэффициент приведения арматуры к бетону:

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						25
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$a = E_s / E_b = 200000 / 3,45 * 10000 = 5,8$$

$A_{red}$  - площадь приведенного поперечного сечения панели.

$$A_{red} = 2 * 146 * 4,07 + 58,94 * 13,86 + 5,8 * 3,93 = 2028,134 \text{ см}^2$$

$S_{t,red}$  - статический момент площади приведенного поперечного сечения панели относительно наиболее растянутого волокна бетона, то есть относительно оси I-I, проходящей по нижней грани приведенного сечения (рис.2.10):

$$S_{t,red} = \sum_{i=1}^n A_i * y_i$$

где  $A_i$  - площадь  $i$ -ой геометрической фигуры, составляющей приведенное сечение;  $y_i$  - расстояние от центра тяжести (ЦТ)

$$S_{t,red} = 4,07 * 146 * (0,5 * 4,07) + 58,94 * 13,86 * (0,5 * 13,86 + 4,07) + 4,07 * 146 * (0,5 * 4,07 + 13,86 + 4,07) + 5,8 * 3,93 * 2,5 = 1209,24 + 8985,99 + 11863,6 + 56,985 = 22115,82 \text{ см}^3$$

$y_t$  - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона, то есть от оси I-I, до ЦТ приведенного поперечного сечения.

$$y_i = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{22115,82}{2028,134} = 10,9 \text{ см}$$

$I_{red}$  - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его ЦТ. Вводим ось 0-0. Это нейтральная ось, которая проходит через ЦТ приведенного сечения и параллельна оси I-I.  $I_{red}$  рассчитывается относительно оси

$$I_{red} = \sum_{i=1}^n I_i^{0-0} = \sum_{i=1}^n (I_i^{собст} + A_i * a_i^2)$$

$$I_{прям} = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{круга} = \frac{\pi d^4}{64} - \text{собственным моментом инерции арматуры пренебрегаем.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		26

$$I_{red} = 2*(146*4,07^3/12) + 4,07*146*(10,9-0,5*4,07)^2 + 4,07*146(22,0 - 0,5 * 4,07 - 10,9)^2 + \frac{58,94*13,86^3}{12} + 58,94*13,86*(0,5*22-10,9)^2 + 5,8*3,93(10,9 - 2,5)^2 = 1640,53+46698,7+48829,57+13077,31+8,169+1608,34= 111862,62 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления приведенного сечения для крайних растянутых волокон, то есть относительно нижней и верхней грани, определяются согласно п. 4.2.2.5 СП[2], формула 81.

$$W_{red} = I_{red}/y_t = 111862,62/10,9 = 10262,62 \text{ см}^3;$$

$$W'_{red} = I_{red} / (h_n - y_t) = 111862,62 / (22,0 - 10,9) = 10077,71 \text{ см}^3.$$

Рассмотрим ядро сечения. Расстояние от ЦТ приведенного сечения до верхней и нижней ядровой точки определяются согласно п 4.2.2.5 СП[2], формула 82.

Расстояние от ЦТ приведенного сечения до нижней ядровой точки:

$$r_{sup} = W_{red} / A_{red} = 10262,62 / 2028,134 = 5,06 \text{ см.}$$

Расстояние от ЦТ приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r_{inf} = W'_{red} / A_{red} = 10077,71 / 2028,134 = 4,97 \text{ см.}$$

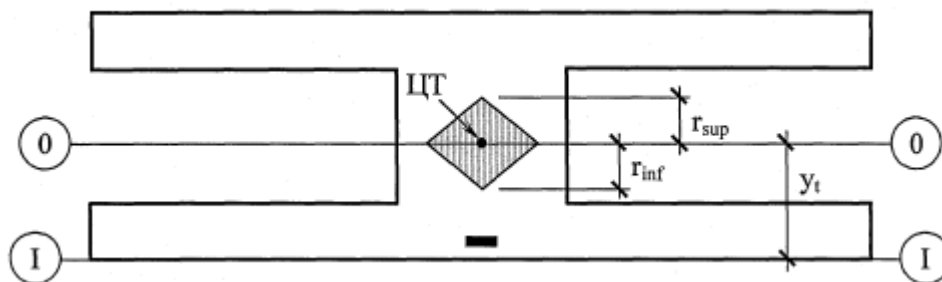


Рис.2.10. К определению геометрических характеристик приведенного сечения.

## 2.1.9. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В НАПРЯГАЕМОЙ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЕ.

Согласно п. 2.2.3.2 СП[2] при расчёте предварительно напряжённых конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения до передачи усилия натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают:

- 1) потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре  $-\Delta\sigma_{sp1}$ ;
- 2) потери от температурного перепада при термической обработке конструкций  $-\Delta\sigma_{sp2}$ ;
- 3) потери от деформации стальной формы (упоров)  $-\Delta\sigma_{sp3}$ ;
- 4) потери от деформации анкеров натяжных устройств  $-\Delta\sigma_{sp4}$ .

**Вторые потери** предварительного напряжения включают:

- 1) потери от усадки бетона  $-\Delta\sigma_{sp5}$ ;
  - 2) потери от ползучести бетона  $-\Delta\sigma_{sp6}$ .
1. Потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре  $-\Delta\sigma_{sp1}$  определяются согласно п. 2.2.3.3 СП[2].

В данном проекте используется напрягаемая арматура класса А800 (А-V) и механический способ натяжения арматуры на упоры. Следовательно:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 * \sigma_{sp,0} - 2,0 \text{ согласно СП[2], формула [17].}$$

Здесь  $\sigma_{sp,0}$  принимается без потерь в МПа.

$\sigma_{sp,0}$  - исходная (начальная) величина предварительного напряжения. Мы приняли  $\sigma_{sp,0}$  — 620 МПа (см. п. 2.5).

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 * 620 - 2,0 = 60 \text{ МПа.}$$

2. Потери от температурного перепада при термической обработке конструкций  $-\Delta\sigma_{sp2}$  определяются согласно п. 2.2.3.4 СП[2].

$$\Delta\sigma_{sp2} = 0, \text{ так как температурного перепада нет: } \Delta t = 0.$$

3. Потери от деформации стальной формы (упоров)  $-\Delta\sigma_{sp3}$  определяют согласно п. 2.2.3.5 СП[2].

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						28
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать  $\Delta\sigma_{sp3}=30$  МПа.

4. Потери от деформации анкеров натяжных устройств  $\Delta\sigma_{sp4}$  определяются согласно п. 2.2.3.6 СП[2].

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s$$

где  $\Delta l$  – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров;  $l$  – расстояние между наружными гранями упоров (длина натягиваемого стержня).

При отсутствии данных допускается принимать  $\Delta l=2$ мм.

$$l \approx l_n + 500 = 5660 + 500 = 6160 \text{ мм.}$$

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{2}{6160} * 2.0 * 10^5 = 64.94 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp(1)}$  - полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяются согласно п. 2.2.3.9 СП [2]:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 60 + 0 + 30 + 64,94 = 154,94 \text{ МПа.}$$

5. Потери от усадки бетона  $-\Delta\sigma_{sp5}$  определяются согласно п. 2.2.3.7 СП[2]:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} * E_s,$$

где  $\varepsilon_{b,sh}$  деформации усадки бетона,

$\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$  - для бетона класса В35,

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} * E_s = 0,0002 * 2 * 10^5 = 40 \text{ МПа.}$$

6. Потери от ползучести бетона  $-\Delta\sigma_{sp6}$  определяются согласно п. 2.2.3.8 СП СП[2].

Для расчёта нам понадобятся несколько величин. Часть этих величин уже посчитана выше. Покажем их и посчитаем нужные величины последовательно.

$\alpha$  - коэффициент приведения арматуры к бетону,  $\alpha = 5,8$ .

$\varphi_{b,cr}$  - коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 2.1.2.7 СП[2].

Согласно п. 2.1.2.7 значения коэффициента ползучести бетона  $\varphi_{b,cr}$  принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициента ползучести бетона  $\varphi_{b,cr}$  приведены в табл. 5 СП [2].

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						29
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$\varphi_{b,cr} = 2,1$  при классе бетона на сжатие В35 и относительной влажности воздуха в помещении  $\varphi_{int} = 55 \%$ .

$\sigma_{bp}$  - напряжения в бетоне на уровне ЦТ напрягаемой арматуры (рис. 11). Напряжения  $\sigma_{bp}$  определяют по правилам расчёта упругих материалов согласно п. 2.2.3.10 СП[2].

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)}e_{op} - M_{cb})e_{op}}{I_{red}}$$

где  $P_{(1)}$  - усилие предварительного обжатия с учётом первых потерь;  $A_{red}$  - площадь приведённого поперечного сечения панели;  $e_{op}$  - эксцентриситет усилия  $P_{(1)}$  относительно ЦТ приведённого поперечного сечения панели;  $M_{cb}$  - изгибающий момент от внешней нагрузки, действующей в стадии обжатия (собственный вес панели);  $I_{red}$  - момент инерции приведённого поперечного сечения панели относительно его ЦТ.

$$P_{(1)} = (\sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(1)})A_{sp}$$

$$P_{(1)} = (620 - 154,94) * 3,93 = 1827,68 \text{ МПа} * \text{см}^2 = 182,77 \text{ кН.}$$

$$A_{red} = 2028,134 \text{ см}^2, I_{red} = 111862,62 \text{ см}^4.$$

$$e_{op} = y_t - a_{sp} = 109 - 25 = 84 \text{ мм.}$$

$y_t$  - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона, то есть от оси 0-0 до ЦТ приведённого поперечного сечения панели;

$a_{sp}$  - расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения предварительно напряжённой арматуры  $A_{sp}$  до нижней грани сечения.

$M_{cb}$  - считается от собственного веса плиты, от нормативной нагрузки  $g_{пн}$ :

$$M_{cb} = \frac{g_{пн} b_m l_0^2}{8}$$

$$M_{cb} = (3454 * 1,5 * 5,53^2) / 8 = 19804,96 \text{ Н*м} = 19,8 \text{ кН*м.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						30
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

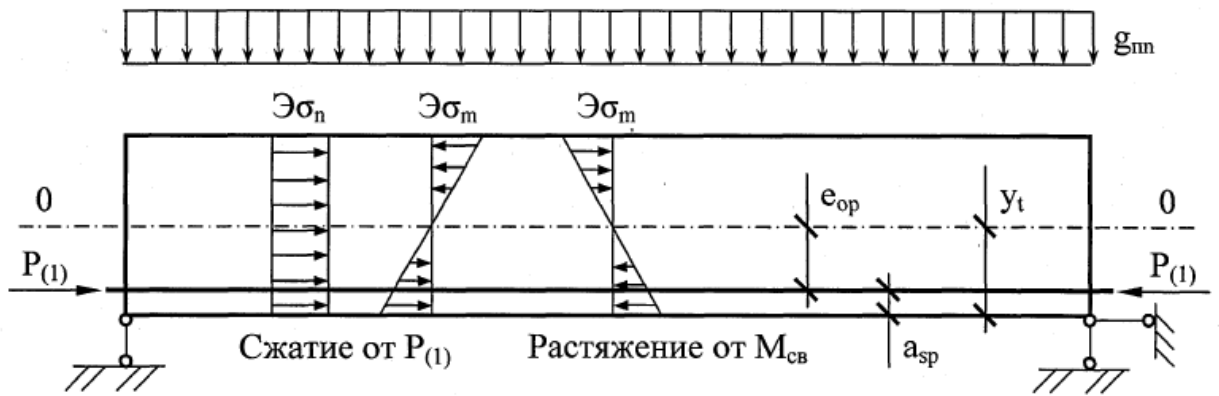


Рис. 2.11. К определению напряжений в бетоне  $\sigma_{бр}$ :  $\sigma_n$  - нормальные напряжения от осевого сжатия;  $\sigma_m$  - нормальные напряжения от изгиба.

В формуле  $\sigma_{бр}$  величина  $P_{(1)}$  берётся со знаком плюс, так как  $P_{(1)}$  сжимает бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры, а величина  $M_{св}$  берётся со знаком минус, так как  $M_{св}$  растягивает бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры.

Каким будет соотношение величин  $P_{(1)}$  и  $M_{св}$  таким будет и знак полученной величины напряжений  $\sigma_{бр}$ . Если в результате расчёта получены напряжения  $\sigma_{бр}$  со знаком плюс, значит бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры сжат. Если получены напряжения  $\sigma_{бр}$  со знаком минус, значит бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры растянут (рис. 2.12).

$$\sigma_{бр} = \{\text{осевое сжатие}\} + \{\text{сжатие от выгиба}\} + \{\text{растяжение от прогиба}\}.$$

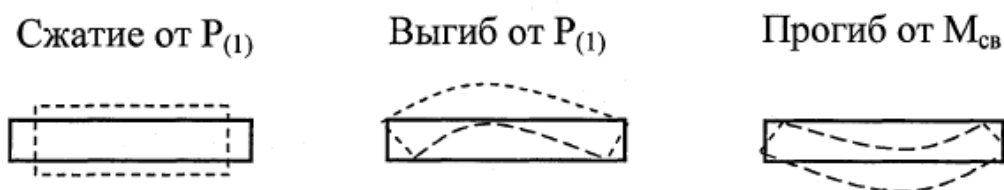


Рис.2.12. Наглядное представление парциальных деформаций панели (масштаб произвольный)

$$\begin{aligned} \sigma_{бр} &= 182,77 \cdot 10^3 / 2028,134 + (182,77 \cdot 10^3 \cdot 8,4 - 19,8 \cdot 10^5) \cdot 8,4 / 111862,62 = \\ &= 90,12 - 33,39 = 56,73 \text{ Н/см}^2 = 0,5673 \text{ МПа} > 0. \end{aligned}$$

$\sigma_{бр} > 0$ , следовательно, бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры сжат.

										Лист
										31
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР					

$\mu_{sp}$  - коэффициент армирования, определяемый согласно п. 2.23.8 СП[2].

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A_{red} = 3,93 / 2028,134 = 1,93 \cdot 10^{-3}.$$

Все величины необходимые для расчёта  $\Delta\sigma_{sp6}$  нами получены. Подставляем их в формулу 25 СП[2] и находим значение  $\Delta\sigma_{sp6}$ :

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + e_{op}^2 \frac{A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0.8\varphi_{b,cr})}$$

$$= (0,8 \cdot 5,8 \cdot 2,1 \cdot 0,5673) / (1 + 5,8 \cdot 1,93 \cdot 10^{-3} \cdot (1 + 8,4 \cdot 8,4 \cdot 2028,134 / 111862,62) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,1)) = 5,18 \text{ МПа}.$$

$\Delta\sigma_{sp(2)}$  - полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяются согласно п. 2.2.3.9 СП[2]:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$$

$$= 154,94 + 40 + 5,18 = 200,12 \text{ МПа}.$$

Согласно п. 2.2.3.9 СП[2] при проектировании конструкций полные суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

$200,12 > 100$ , условие выполняется.

#### 2.1.10 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ПАНЕЛИ ПО СЕЧЕНИЮ, НОРМАЛЬНОМУ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ, НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА.

Расчёт предварительно напряжённых элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям производится согласно п. 3.1.2 СП[2].

Согласно п. 3.1.2.2 СП[2] расчёт по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi$ , определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$ , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения равного расчётному сопротивлению  $R_s$ .

Существуют два варианта соотношения  $\xi$  и  $\xi_R$ .

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						32
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



1)  $\xi < \xi_R$  - 1-й случай разрушения конструкции (разрыв растянутой арматуры),

2)  $\xi > \xi_R$  - 2-й случай разрушения конструкции (выкрашивание сжатого бетона).

Нам необходимо стремиться к 1 -му случаю разрушения с целью максимального использования прочностных свойств дорогостоящей высокопрочной арматурной стали. При 2-м случае разрушения плита переармирована, то есть прочностные свойства дорогостоящей арматуры используются не полностью.

Значение  $\xi_R$  определяется согласно СП[2], формула 32:

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

где  $\xi_{s,el}$  - относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного  $R_s$ ;  $\xi_{b,ult}$  относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_c$ , принимаемая равной 0,0035.

Для арматуры с условным пределом текучести значение  $\xi_{s,el}$  определяется согласно СП[2], формула 33:

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

где  $\sigma_{sp}$  - предварительное напряжение в арматуре с учётом всех потерь и  $y_{sp} = 0,9$ ; 400- в МПа.

$R_s = 695$  МПа - расчётное сопротивление арматуры класса А800 (А-V) растяжению;

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} * y_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 620 * 0,9 - 200,12 = 357,88 \text{ МПа};$$

$\sigma_{sp,0}$  - исходная (начальная) величина предварительного напряжения. Мы приняли  $\sigma_{sp,0} = 620$  МПа (см. п. 2.5).

$$\xi_{s,el} = (695 + 400 - 357,88) / 2 * 10^5 = 0,00369;$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 0,00369/0,0035) = 0,3895.$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						33
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Расчёт по прочности сечений изгибаемых элементов производится согласно п. 3.1.2.5 СП[2] из условия (34):

$$M \leq M_{ult},$$

где  $M$  - изгибающий момент от внешней нагрузки;  $M_{ult}$  - предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

$M = 45,05$  кН\*м - изгибающий момент от полной расчётной нагрузки.

Перед определением  $M_{ult}$  необходимо проверить выполнение условия  $\xi \leq \xi_R$

$$\xi = x / h_0 = 9,3 / 195 = 0,048;$$

$\xi \leq \xi_R, 0,048 \leq 0,3895$ , условие выполняется.

После расчёта требуемой площади поперечного сечения предварительно напряжённой арматуры  $A_{sp,t}$  мы приняли реальную площадь поперечного сечения предварительно напряжённой арматуры  $A_{sp}$ . После этого изменилась величина  $x$ . Определяем действительное значение высоты сжатой зоны бетона  $x$  с учётом принятой величины  $A_{sp}$ :

$$x = \frac{A_{sp} R_s}{b_f R_b \gamma_{b1}}$$

$$x = 3,93 * 695 / 146 * 19,5 * 0,9 = 1,066 \text{ см.}$$

$x = 10,66$  мм.  $< h_f = 40,7$  мм, следовательно, граница сжатой зоны бетона проходит в полке.

$$\xi = x / h_0 = 10,66 / 195 = 0,0547;$$

$\xi \leq \xi_R, 0,0547 \leq 0,3895$ , условие выполняется.

Выполнение условия  $\xi \leq \xi_R$  показывает, что в нашей панели происходит 1-й случай разрушения железобетонной конструкции (разрыв растянутой арматуры). Это соответствует строительным нормативным требованиям, так как согласно п. 3.1.2.9 СП[2] при расчёте по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие  $\xi \leq \xi_R$ .

Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых элементов при  $\xi \leq \xi_R$  определяют по формуле:

$$M_{ult} = R_b * \gamma_{b1} * b_f * x * (h_0 - 0,5 * x) = 19,5 * 0,9 * 146 * 1,066 * (19,5 - 0,5 * 1,066) = 51806,69 \text{ МПа} * \text{см}^3 = 51,81 \text{ кН} * \text{м.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						34
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$M = 45,05 \text{ кН*м} < M_{uit} = 51,81 \text{ кН*м}$  - несущая способность нормального сечения плиты по изгибающему моменту обеспечена.

### 2.1.11. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОСТАНОВКИ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ ИСХОДЯ ИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ ТРЕБОВАНИЙ И ПОДБОР ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ХОМУТОВ.

Согласно п. 3.1.5.3 СП[2] поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведённым в СП52-101-2003.

Согласно п. 8.3.11 СП52-101-2003 в сплошных плитах, а также в часторёбристых плитах высотой менее 300 мм, на участке элемента, где поперечная сила по расчёту воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

$h_n$  - высота поперечного сечения панели,  $h_n = 220$  мм, следовательно, в плите поперечную арматуру не устанавливаем.

### 2.1.12 РАСЧЁТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ.

#### 2.1.12.1. На действие поперечной силы по наклонной трещине.

Расчёт предварительно напряжённых изгибаемых элементов по наклонному сечению производится из условия (65) СП[2]:

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

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. В нашем случае  $Q_{sw}=0$ .

$Q = Q_{max} - q_n(c + 0,5b_{on})$ , где  $Q_{max}$  - поперечная сила от полной расчётной нагрузки,  $Q_{max} = 32,58$  кН;  $q_n$  - полная расчётная нагрузка (погонная),  $q_n = 11783,9$  Н/м;  $b_n$  - площадка опирания панели на ригель,  $b_{on} = 130$  мм.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						35
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Согласно п. 3.1.5.3 СП[2] наиболее опасную длину проекции наклонного сечения с принимают не более  $2,0 \cdot h_0$ .

$$c = 2,0 \cdot h_0 = 2,0 \cdot 0,195 = 0,39 \text{ м.}$$

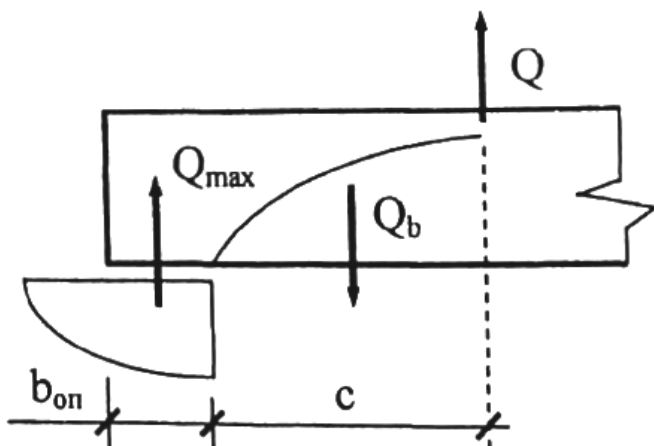


Рис.2.13. К определению величины  $Q$ .

$$Q = Q_{\max} - q_n(c + 0,5b_{\text{оп}}) = 32,58 - 11783,9(0,39 + 0,5 \cdot 0,13) \cdot 10^{-3} = 27,22 \text{ кН.}$$

Поперечную силу  $Q_b$  определяют согласно СП[2], формула 66.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 \gamma_{b1}}{c}$$

При этом должно выполняться условие :

$$0,5 R_{bt} b h_0 \gamma_{b1} \leq Q_b \leq 2,5 R_{bt} b h_0 \gamma_{b1}$$

$\varphi_{b2} = 1,5$  - коэффициент, принимаемый согласно п. 3.1.5.3 СП[2];

$b$  - ширина ребра таврового приведённого сечения,  $b = b_t = 589,4$  мм;

$R_{bt} = 1,3$  МПа - расчётное сопротивление бетона на осевое растяжение;

$$Q_b = 1,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,5894 \cdot 0,195^2 / 0,39 = 100853,7 \text{ Н} = 100,85 \text{ кН}$$

Верхний предел:

$$Q_{b,\max} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b1} = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,5894 \cdot 0,195 = 373532,25 \text{ Н} = 373,5 \text{ кН}$$

Нижний предел:

$$Q_{b,\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b1} = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,5894 \cdot 0,195 = 67235,8 \text{ Н} = 67,23$$

кН

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		36

$Q_{b,min} \leq Q_b \leq Q_{b,max}$  , условие выполняется, значит несущая способность сечения, наклонного к продольной оси панели, на действие поперечной силы по наклонной трещине обеспечена.

### **2.1.12.2. На действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами.**

Согласно п. 3.1.5.2 СП[2] расчёт предварительно напряжённых конструкций по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия (64) СП[2] ;

$$Q < \varphi_{b1} * R_b * b * h_o * y_{b1}$$

где  $Q$  - поперечная сила в нормальном сечении элемента;  $\varphi_{b1}$  - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

В запас прочности принимаем  $Q = Q_{max}$ , то есть  $Q$  равна опорной реакции.

$Q_{max}$  - поперечная сила от полной расчётной нагрузки,  $Q_{max} = 32,58$  кН;

$R_b$  - расчётное значение сопротивления бетона на осевое сжатие (призменная прочность бетона),  $R_b = 19,5$  МПа из табл. 2 СП[2];

$y_{b1}$  - коэффициент условий работы бетона, который учитывает влияние длительности действия статической нагрузки;

$y_{b1} = 0,9$  - при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

$h_o$  - рабочая (полезная) высота сечения конструкции,  $h_o = 195$  мм;

$b$  - ширина ребра таврового приведённого сечения,  $b = b_t = 589,4$  мм;

$\varphi_{b1} * R_b * b * h_o * y_{b1} = 0,3 * 19,5 * 10^6 * 0,9 * 0,195 * 0,5894 = 605122,25$  Н = 605,1 кН.

$Q = 32,58$  кН < 605,1 кН, значит несущая способность сечения, наклонного к продольной оси панели, на действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

### **2.1.13 РАСЧЁТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ, НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ПО НАКЛОННОЙ ТРЕЩИНЕ. УЧЁТ ВЛИЯНИЯ ДЛИНЫ ЗОНЫ ПЕРЕДАЧИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРОДОЛЬНОЙ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ.**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						37
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

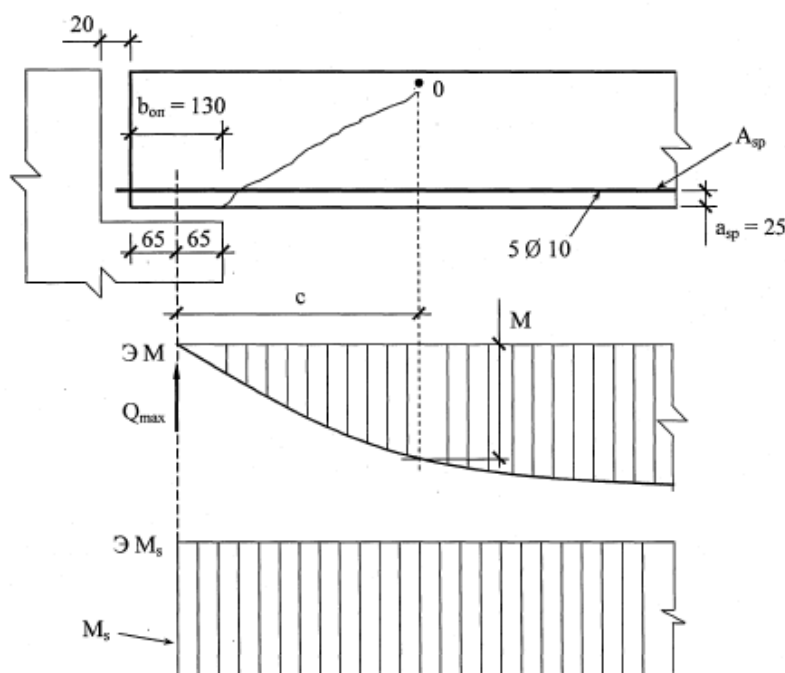
Согласно п. 3.1.5.4 СП[2] расчёт преднапряжённых конструкций по наклонным сечениям на действие изгибающего момента производится из условия (72) СП[2]:

$$M < M_s + M_{sw},$$

где  $M$  - момент в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении;  $M_s$  - момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);  $M_{sw}$  - момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

В нашем случае  $M_{sw}=0$ .

Рассмотрим наклонное сечение на грани свободной опоры (рис. 2.14). В этом месте из-за перепада напряжений появление наклонной трещины **максимально** вероятно, а также здесь находится зона анкеровки преднапряжённой арматуры.



Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Рис.2.14. Расчетная схема узла опирания плиты на ригель и эпюры моментов.

На рис. 2.14 видно, что эпюра  $M$  (изгибающего момента от всех внешних сил) представляет собой квадратичную параболу. По мере увеличения величины  $s$  величина  $M$  возрастает, достигая максимума в середине пролёта панели. Эта параболка выпуклая, так как показывает внутренние усилия (изгибающие моменты) от внешних нагрузок, которые действуют на плиту. На рис.2.14 на расстоянии  $s$  от оси опоры показан расчётный момент  $M$  из условия (72) СП[2].

На рис.2.14. видно, что эпюра  $M_s$  (изгибающего момента, воспринимаемой продольной арматурой) представляет собой прямую параллельную оси абсцисс. Величина  $M_s$  постоянна и зависит только от величины площадки опирания панели и диаметра арматуры, поэтому изменение величины  $s$  не оказывает влияние на величину  $M_s$ .

Согласно п. 3.1.5.4 СП[2] при отсутствии поперечной арматуры расчет наклонного сечения производят из условия (72) СП[2], принимая момент  $M$  в наклонном сечении при длине проекции  $s$  на продольную ось элемента равной  $2,0 \cdot h_0$ .

$$s = 2,0 h_0 = 2,0 \cdot 0,195 = 0,39 \text{ м.}$$

$$M = 0,5 q_n (l_0 (0,5 b_{оп} + c) - (0,5 b_{оп} + c)^2)$$

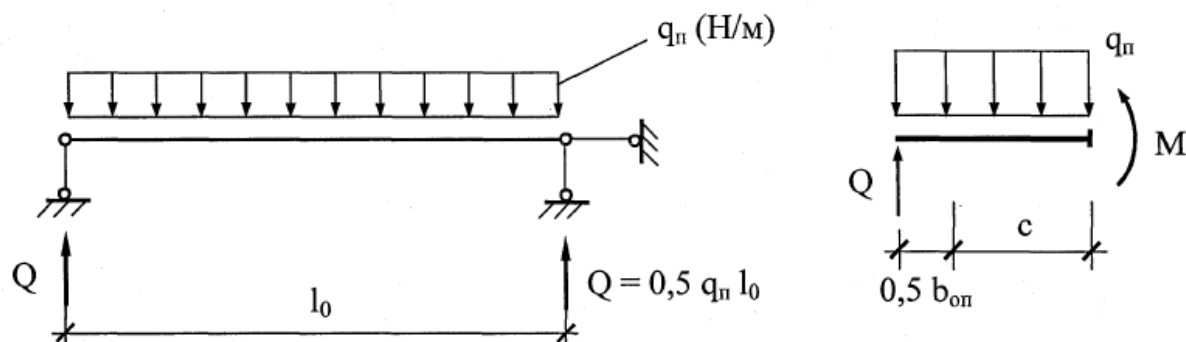


Рис.2.15. К выводу формулы момента от внешних сил.

$q_n$  - полная расчётная нагрузка (погонная),  $q_n = 11783,9 \text{ Н/м}$ ;  $l_0$  - расчётный пролёт панели,  $l_0 = 5530 \text{ мм}$ ;

$$M = 0,5 \cdot 11783,9 \cdot [5,53 (0,065 + 0,39) - (0,065 + 0,39)^2] = 13605,24 \text{ Нм}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		39

= 13,6 кНм.

Согласно п. 3.1.5.4 СП[2] момент  $M_s$  определяют по формуле 73:

$$M_s = N_s * z_s,$$

где  $N_s$ , - усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным  $R_s * A_s$ , в зоне анкеровки - определяемое согласно п. 5.3;  $z_s$  - плечо внутренней пары допускается принимать  $z_s = 0,9 h_0$ .

$z_s$ , - расстояние от равнодействующей усилий в продольной **растянутой арматуре** до равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона.

$z_s$ , - плечо внутреннего момента.

В нашем случае наклонное сечение располагается в зоне анкеровки арматуры, то есть в зоне передачи преднапряжений с напрягаемой арматуры на бетон.

Согласно п. 5.3.2 СП[2] базовую (основную) длину анкеровки напрягаемой арматуры, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчётным значением сопротивления  $R_s$  на бетон, определяют по формуле:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}$$

где  $l_{0,an}$  - базовая (основная) длина анкеровки напрягаемой арматуры;  $R_s$  - расчётное значение сопротивления арматуры растяжению;  $A_s$  - площадь поперечного сечения анкерируемого стержня арматуры, определяемая по номинальному диаметру стержня;  $u_s$  - периметр поперечного сечения анкерируемого стержня арматуры, определяемый по номинальному диаметру стержня;  $R_{bond}$  - расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределённым по длине анкеровки.

$R_s = 695$  МПа, для напрягаемой арматуры класса А800 (А-V);

$A_s = 0,785$  см, для стержня Ø10;

$u_s = \Pi d_s = 3,14 * 1 = 3,14$  см для стержня Ø10.

Согласно п. 5.3.2 СП[2] величина  $R_{bond}$  определяется по формуле:

$$R_{bond} = \eta * R_{bt},$$

где  $R_{bt}$  - расчётное сопротивление бетона осевому растяжению;  $\eta$  - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						40
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



$\eta$  принимается равным 2,5 для горячекатанной и термомеханически обработанной арматуры класса А;

$$R_{bt} = 1,3 \text{ МПа для бетона класса В35};$$

$$R_{bond} = \eta * R_{bt} = 2,5 * 1,3 = 3,25 \text{ МПа};$$

$$l_{o,an} = 695 * 0,785 / (3,25 * 3,14) = 53,46 \text{ см.}$$

Согласно п. 5.3.3 СП[2] требуемую расчётную длину прямой анкеровки напрягаемой арматуры с учётом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле:

$$l_{an} = l_{o,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$$

где  $l_{an}$  - требуемая расчётная длина прямой анкеровки напрягаемой арматуры;  $A_{s,cal}$  - площадь поперечного сечения арматуры, требуемой по расчёту;  $A_{s,ef}$  - площадь поперечного сечения арматуры, фактически установленной.

При этом должны выполняться условия:  $l_{an} > 15 d_s$  и  $l_{an} \geq 200$  мм.

Согласно п. 5.3.1 СП[2] **прямая** анкеровка напрягаемой арматуры это анкеровка в виде прямого окончания стержня (без применения специальных анкерных устройств на конце стержня). В нашей панели анкеровка напрягаемой арматуры осуществляется этим способом. Такое конструктивное решение предварительно напряжённой арматуры в зоне анкеровки называется **самоанкеривание** и является максимально распространённым при индустриальном производстве.

$A_{s,cal} = A_{sp,r} = 3,43 \text{ см}^2$  - требуемая площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры.

$A_{s,ef} = A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2$ . - принятая площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры.

$$l_{an} = l_{o,an} * A_{s,cal} / A_{s,ef} = 53,46 * 3,43 / 3,93 = 46,66 \text{ см.}$$

$$46,66 \text{ см} > 15 * d_s = 15 * 1 = 15 \text{ см} - \text{условие выполняется};$$

$$l_{an} = 46,66 \text{ см.}$$

$u_{s,an}$  - коэффициент условий работы продольной напрягаемой арматуры, учитывающий недостаточную длину анкеровки арматуры в теле бетона:

$$u_{s,an} = l_x / l_{an}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						41
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$l_x$  - расстояние от начала зоны передачи преднапряжений, то есть от торца панели, до рассматриваемого сечения, то есть до начала наклонной трещины;

$l_x$  - длина захода арматуры за грань свободной опоры, то есть длина площадки опирания плиты;

$$l_x = b_{оп} = 13 \text{ см.}$$

$$y_{s,an} = 13/46,66 = 0,279$$

Так как у нас изменилось максимально возможное усилие, которое может быть воспринято арматурой до её выдёргивания из тела бетона, значит, уменьшилась высота сжатой зоны бетона  $x$ . Определяем новое значение величины  $x$ , исходя из условия равенства усилий, воспринимаемых растянутой арматурой и сжатым бетоном, то есть из условия

$$N_s = N_b (A_{sp} R_s = A_b R_b):$$

$$x = A_{sp} R_s \gamma_{s,an} / b_f R_b \gamma_{bi} = 3,93 * 695 * 0,279 / 146 * 19,5 * 0,9 = 0,297$$

$$M_s = R_s A_{sp} z_s \gamma_{s,an} = 695 * 3,93 * 19,35 * 0,279 = 14745,60 \text{ МПа} * \text{см}^3 = 14,75 \text{ кН} * \text{м.}$$

$M = 13,6 \text{ кН} * \text{м} < M_s = 14,75 \text{ кН} * \text{м}$ , следовательно, если учитывать только продольную арматуру, прочность наклонного сечения плиты на свободной опоре на действие изгибающего момента по наклонной трещине обеспечена.

#### 2.1.14. РАСЧЁТ ПАНЕЛИ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ, В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ.

Согласно п. 4.1.2 СП[2] расчёт по образованию трещин производят для проверки необходимости расчёта по раскрытию трещин, а также для проверки необходимости учёта трещин при расчёте по деформациям (прогибам).

Согласно п. 4.1.3 СП[2] при расчёте по предельным состояниям второй группы нагрузки принимают с коэффициентом надёжности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ .

Согласно п. 4.1.4 СП[2] расчёт изгибаемых предварительно напряжённых элементов по предельным состояниям второй группы производят как при внецентренном сжатии на совместное действие усилий от внешней нагрузки  $M$  и продольной силы, равной усилию предварительного обжатия  $P$ .

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						42
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Согласно п. 4.2.1.1 СП[2] расчёт предварительно напряжённых изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие (75):

$$M > M_{\text{сгс}}$$

где  $M$  - изгибающий момент от внешней нагрузки;  $M_{\text{сгс}}$  - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

$M = M_n = 39.51 \text{ кН*м}$  - изгибающий момент от полной нормативной нагрузки.

Согласно п. 4.2.2.4 СП[2] момент образования трещин предварительно напряжённых изгибаемых элементов без учёта неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле 80 СП[2]:

$$M_{\text{сгс}} = R_{\text{bt,cer}} * W \pm M_{\text{гр}}$$

где  $W$  - момент сопротивления приведённого сечения для крайнего растянутого волокна;  $M_{\text{гр}}$  - момент, возникающий от усилия предварительного напряжения  $P$ .

В формуле 80 знак «+» принимают, когда направления вращения моментов  $M_{\text{гр}}$  и внешнего изгибающего момента  $M$  противоположны; знак «-» принимают, когда направления вращения этих моментов совпадают.

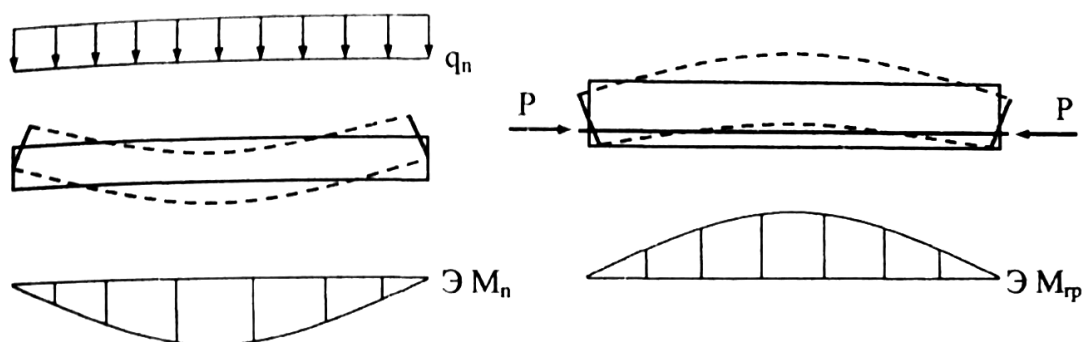


Рис. 2.17. Направления вращения моментов  $M_n$  и  $M_{гр}$ .

Из рис.2.17. видно, что направления вращения моментов  $M_{гр}$  и внешнего изгибающего момента  $M_n$  противоположны. В СП[2] формуле 80 принимаем знак «+»:

$$M_{crс} = R_{bt,ser} W + M_{гр}$$

$$M_{гр} = P * e_{гр},$$

где  $e_{гр}$  - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия  $P$  до ядровой точки, наиболее удалённой от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

$$e_{гр} = e_{op} + r$$

где  $e_{op}$  - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия  $P$  до ЦТ приведённого сечения;  $r$  - расстояние от ЦТ приведённого сечения до ядровой точки.

В данной проверке мы определяем  $M_{гр}$  при расчёте по образованию трещин в нижней зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок, но сжатой от действия усилия предварительного обжатия  $P$ .

В нашем случае растянутая зона бетона, трещинообразование которой проверяется, расположена внизу поперечного сечения, значит  $r = r_{sup}$ , то есть расстоянию от ЦТ приведённого сечения до верхней ядровой точки (рис. 2.18).

$r = r_{sup}$  - расстояние от ЦТ приведённого сечения до ядровой точки, наиболее удалённой от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

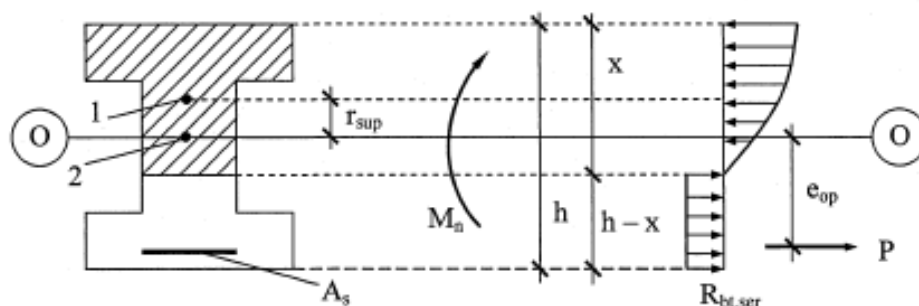


Рис.2.18. К расчёту момента  $M_{cr}$ : 1 - верхняя ядровая точка; 2 - ЦТ приведённого сечения.

$$e_{гр} = e_{op} + r_{sup} = 8,4 + 5,44 = 13,84 \text{ см.}$$

Значение величины  $P$  находится с учётом коэффициента точности натяжения арматуры  $u_{sp}$ . Значение коэффициента  $u_{sp}$  принимается равным 0,9 ( $u_{sp} < 1$ ), так как на данной стадии работы конструкции предварительное напряжение имеет благоприятное влияние. Чем больше величина  $P$ , тем выше

трещиностойкость конструкции, то есть сопротивление конструкции возникновению и развитию трещин.

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp,0} * y_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)});$$

$$A_{sp} = 3,93 \text{ см} - \text{площадь напрягаемой арматуры (5 } \varnothing 10);$$

$\sigma_{sp,0} = 620 \text{ МПа}$  - исходная (начальная) величина предварительного напряжения;

$\Delta\sigma_{sp(2)}$  - полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры (полные суммарные потери предварительного напряжения);

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 200,12 \text{ МПа};$$

$$P = 3,93 (620 * 0,9 - 200,12) = 1406,46 \text{ МПа} * \text{см}^2 = 140,64 \text{ кН};$$

$$P = 140,64 \text{ кН}.$$

$$M_{гр} = P * e_{гр} = 140,64 * 13,84 = 1946,46 \text{ кН} * \text{см} = 19,46 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_{гр} = 19,46 \text{ кН} * \text{м};$$

$$R_{bt,scr} = 1,95 \text{ МПа} \text{ для бетона класса В35};$$

$W$  - момент сопротивления приведённого сечения для крайнего растянутого волокна, следовательно,  $W = W_{red}$ ;

$W_{red} = 10262,62 \text{ см}^3$  - момент сопротивления приведённого сечения относительно нижней грани;

$$R_{bt,scr} * W_{red} = 1,95 * 10262,62 = 20012,11 \text{ МПа} * \text{см}^3 = 20,01 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_{crc} = R_{bt,scr} * W_{red} + M_{гр} = 20,01 + 19,46 = 39,47 \text{ кН} * \text{м}.$$

$$M_n = 39,51 \text{ кН} * \text{м} > M_{crc} = 39,47 \text{ кН} * \text{м};$$

$M_n > M_{crc}$ , следовательно, нормальные трещины в растянутой от действия внешней нагрузки зоне образуются, значит необходимо произвести расчёт предварительно напряжённой изгибаемой конструкции по раскрытию трещин.

#### 2.1.15. РАСЧЁТ ПАНЕЛИ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ПАНЕЛИ, В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ.

Согласно п. 4.2.1.2 СП[2] расчёт железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						45
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок.

Продолжительное раскрытие трещин определяют только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Согласно п. 4.2.13 СП[2] расчёт железобетонных конструкций по раскрытию трещин производят из условия (77):

$$a_{\text{crc}} \leq a_{\text{crc,ult}}$$

где  $a_{\text{crc}}$  - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;  $a_{\text{crc,ult}}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для арматуры класса А800 значения  $a_{\text{crc,ult}}$  принимают из условия обеспечения сохранности арматуры равными:

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

Из условия ограничения проницаемости конструкции значения  $a_{\text{crc,ult}}$  те же.

Согласно п. 4.2.1.4 СП[2] ширину раскрытия трещин  $a_{\text{crc}}$  определяют исходя из взаимных смещении растянутой арматуры и бетона по обе стороны трещины на уровне оси арматуры и принимают:

1) при продолжительном раскрытии трещины:  $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc,1}}$ ;

2) при непродолжительном раскрытии трещины:  $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc,1}} + a_{\text{crc,2}} - a_{\text{crc,3}}$

$a_{\text{crc,1}}$  - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{\text{crc,2}}$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{\text{crc,3}}$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Как легко установить:

$(a_{\text{crc,2}} - a_{\text{crc,3}})$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия *временных* кратковременных нагрузок.

Состав полной нагрузки:

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						46
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

полная = постоянные + временные длительные + временные кратковременные.

Согласно п. 4.2.3.1 СП[2] ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле 88:

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где  $a_{crc}$  - ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, мм;  $\varphi_1$  - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;  $\varphi_2$  - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры;  $\varphi_3$  - коэффициент, учитывающий характер нагружения;  $\psi_s$  - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;  $\sigma_s$  - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;  $l_s$  - базовое (без учёта влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами.

Подсчитаем значение величины  $a_{crc,1}$ :

$\varphi_1 = 1,4$  - при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$  - для арматуры периодического профиля;

$\varphi_3 = 1,0$  - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

$\psi_s = 1,0$ .

Согласно п. 4.2.3.2 СП[2] значения напряжений  $\sigma_s$ , в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряжённых элементов от внешней нагрузки допускается определять по формуле 93:

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

где  $\sigma_s$  - значение напряжений в растянутой арматуре;  $M$  - внешний изгибающий момент,  $P$  - усилие предварительного обжатия;  $z$  - расстояние от ЦТ арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне конструкции;  $e_{sp}$  - расстояние от ЦТ той же арматуры до точки приложения усилия  $P$  (рис. 20, а);  $A_s$  - площадь

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						47
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

поперечного сечения арматуры в растянутой зоне сечения (преднапряжённой и непряжённой арматуры).

$M = M_{n,1} = 36,24 \text{ кН*м}$  - изгибающий момент от продолжительно (длительно) действующей нормативной нагрузки.

$$P = 140,64 \text{ кН.}$$

Согласно п. 4.2.3.2 СП[2] для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение  $z$  принимать равным  $0,7 h_0$ :

$$z = 0,7 h_0 = 0,7 * 0,195 = 0,1365 \text{ м.}$$

$e_{sp} = 0$  - в рассматриваемом примере плита с однорядным расположением арматуры по высоте сечения (рис. 20, б).

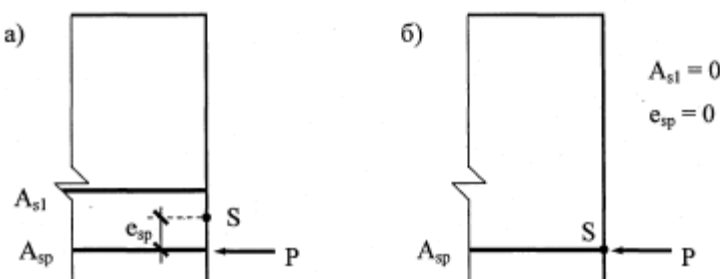


Рис. 2.19. К определению величины  $e_{sp}$ : а) конструкция с двухрядным расположением арматуры по высоте сечения; б) конструкция с однорядным расположением арматуры по высоте сечения;  $S$  - центр тяжести площади поперечного сечения всей растянутой арматуры.

$A_s = A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2$  - площадь напрягаемой арматуры (5 Ø 10).

Находим  $\sigma_{s,1}$  от продолжительно действующей нормативной нагрузки ( $M_{n,1}$ ):

$$\sigma_{s,1} = \frac{M_{n,1} - P(z - e_{sp})}{z A_{sp}}$$

$$= (36,24 - 140,64 * 0,1365) / 0,1365 * 3,93 = 34,77 \text{ кН/см}^2 = 347,7 \text{ МПа.}$$

Согласно п. 4.2.3.2 СП[2] значения напряжений  $\sigma_s$ , определяемые по формуле 93, не должны превышать величины ( $R_{s,ser} - \sigma_{sp}$ ).

$$R_{s,ser} = 800 \text{ МПа для А800;}$$



$\sigma_{sp}$  - величина предварительного напряжения в арматуре в стадии эксплуатации конструкции, то есть преднапряжение с учётом первых и вторых потерь:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(2)}$$

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 200,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp,0} = 620 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{sp} = 620 - 200,12 = 419,88 \text{ МПа};$$

$$R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 800 - 419,88 = 380,12 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{s,l} = 347,7 \text{ МПа} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 380,12 \text{ МПа, значит } \sigma_{s,l} = 347,7 \text{ МПа.}$$

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа для А800.}$$

Согласно п. 4.2.3.3 СП[2] значения базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяют по формуле (95):

$$l_s = 0,5 \cdot A_{bt} / A_s \cdot d_s$$

где  $A_{bt}$  - площадь сечения растянутого бетона;  $A_s$  - площадь сечения растянутой арматуры;  $d_s$  - номинальный диаметр арматуры.

Значение  $A_{bt}$  принимают равным площади сечения при её высоте в пределах не более  $0,5 \cdot h$ .

$$A_{bt} = 4,07 \cdot 146 + 0,5 \cdot 58,94 \cdot 13,86 = 1002,67 \text{ см}^2;$$

$$A_s = A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2 - \text{площадь напрягаемой арматуры (5 } \varnothing 10);$$

$$d_s = 10 \text{ мм};$$

$$l_s = 0,5 \cdot 1002,67 / 3,93 \cdot 1 = 127,57 \text{ см.}$$

Согласно п. 4.2.3.3 СП[2] значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  принимают не менее  $10 d_s$  и  $10 \text{ см}$  и не более  $40 d_s$  и  $40 \text{ см}$  (для элементов с рабочей высотой поперечного сечения не более  $1 \text{ м}$ ).

Следовательно, принимаем  $l_s = 40 \text{ см}$ .

$$a_{crс,1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \sigma_{s,l} / E_s \cdot l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot (347,7 / 2,0 \cdot 10^5) \cdot 40 = 0,0486 \text{ см} = 0,486 \text{ мм.}$$

Подсчитаем значение величины  $a_{crс,2}$ :

$$\varphi_1 = 1,0 - \text{при непродолжительном действии нагрузки.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						49
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$M = M_n = 39,51$  кН\*м - изгибающий момент от полной нормативной нагрузки. Находим  $\sigma_s$  от непродолжительно действующей нормативной нагрузки ( $M_n$ ):

$$\sigma_s = \frac{M_n - P(z - e_{sp})}{zA_{sp}}$$

$$= (39,51 - 140,64 * 0,1365) / (0,1365 * 3,93) = 37,87 \text{ кН/см}^2 = 378,7 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_s = 378,7 \text{ МПа.} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 380,12 \text{ МПа, значит } \sigma_s = 378,7 \text{ МПа.}$$

$$a_{crc,2} = \varphi_1 * \varphi_2 * \varphi_3 * \psi_s * \sigma_s / E_s * I_s = 1,4 * 0,5 * 1,0 * 1,0 * (378,7 / 2,0 * 10^5) * 40 =$$

$$= 0,05302 \text{ см} = 0,5302 \text{ мм.}$$

$$a_{crc,3} = 0,486 / 1,4 = 0,347 \text{ мм.}$$

При продолжительном раскрытии трещины:

$$a_{crc} = a_{crc,1} = 0,486 \text{ мм} > a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм, значит условие (77) не выполняется.}$$

Согласно п. 4.2.3.1 СП[2] если при коэффициенте  $\psi_s = 1,0$  условие (77) не удовлетворяется, значение  $\psi_s$  следует определять по формуле 9б:

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

где  $\sigma_{s,crc}$  - напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по указаниям п. 4.2.3.2 СП[2], принимая в соответствующих формулах  $M = M_{crc}$ ;  $\sigma_s$  - то же, при действии рассматриваемой нагрузки (полной нормативной нагрузки, при которой производился расчёт панели по образованию трещин).

$M_{crc} = 39,47$  кН\*м- изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

$$\sigma_{s,crc} = (39,47 - 140,64 * 0,1365) / (0,1365 * 3,93) = 37,79 \text{ кН/см}^2 = 377,9 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_s = 378,7 \text{ МПа.}$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 (377,9 / 378,7) = 0,201$$

Уточненные значения величин:

$$a_{crc,1} = 0,201 * 0,486 = 0,097 \text{ мм;}$$

$$a_{crc,2} = 0,201 * 0,5302 = 0,11 \text{ мм;}$$

$$a_{crc,3} = 0,201 * 0,347 = 0,069 \text{ мм.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						50
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

При продолжительном раскрытии трещины:  $a_{\text{crс}} = a_{\text{crс},1} = 0,097 \text{ мм} < 0,2 \text{ мм}$ , значит условие (77) выполняется.

При непродолжительном раскрытии трещины:  $a_{\text{crс}} = a_{\text{crс},1} + a_{\text{crс},2} - a_{\text{crс},3} = 0,138 < 0,3 \text{ мм}$ , значит условие (77) выполняется.

Следовательно, ширина раскрытия трещин меньше допускаемой.

### 2.1.16. РАСЧЁТ ПОДЪЁМНЫХ (СТРОПОВОЧНЫХ) ПЕТЕЛЬ НА ПРОЧНОСТЬ С УЧЁТОМ ДИНАМИЧНОСТИ. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ К АРМАТУРНЫМ СТАЛЯМ, ПРИМЕНЯЕМЫМ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ МОНТАЖНЫХ ПЕТЕЛЬ.

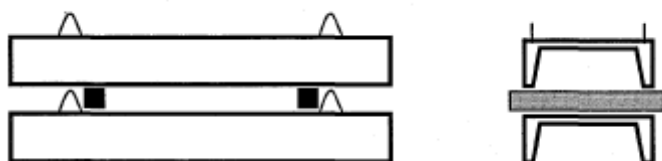
Согласно п. 2.2.1.5 СП[2] для монтажных (подъёмных) петель элементов сборных железобетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок СтЗсп и СтЗпс.

В случае если возможен монтаж конструкций при расчётной зимней температуре ниже минус 40 °С, для монтажных петель не допускается применять сталь марки СтЗпс.

Подъёмные петли должны:

- 1) сохранять свою целостность в стадии хранения и транспортирования плиты, то есть не ломаться от складских и транспортных воздействий;
- 2) быть надёжными (иметь запас прочности) в стадии монтажа панели, то есть в процессе подъёма (текучесть + упрочнение);
- 3) быть технологичными, то есть гибкими, после установки плиты в проектное положение (петля должна легко гнуться для быстрого устройства пола).

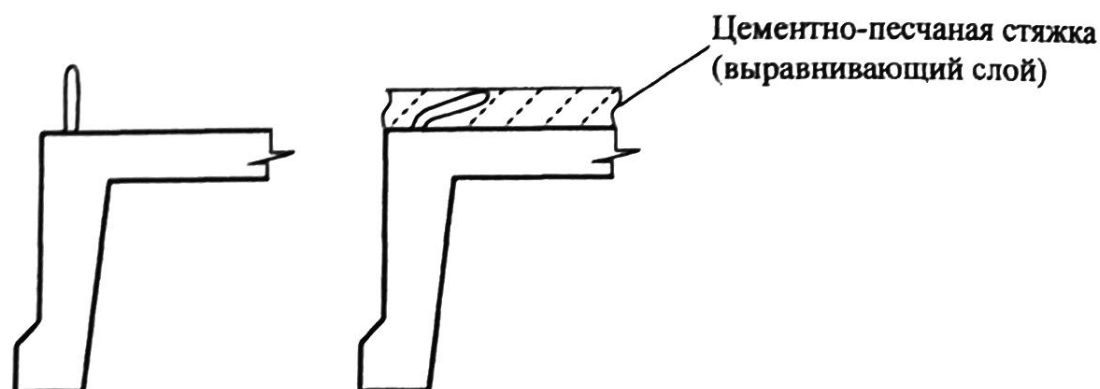
Особенность подъёмных петель: они работают только на кратковременных стадиях изготовления и монтажа панели, а при эксплуатации панели они не нужны.



Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

*Рис.2.20. Плиты с деревянными прокладками.*

Если случайно плита кладётся на нижнюю плиту без деревянной транспортировочной прокладки (рис. 2.20), то петля на нижней плите загибается. На стройплощадке перед монтажом петлю разгибают вручную с помощью средств малой механизации (сначала лом, затем кувалда). Петля, возвращённая в своё исходное рабочее положение, должна сохранить свою целостность и прочностные характеристики.



*Рис.2.21. Плита в проектном положении (устройство пола).*

После установки плиты в проектное положение петли сгибают вручную с помощью средства малой механизации (кувалда). Петля должна согнуться, а не сломаться (рис.2.21). Петлю из твёрдой стали повышенной прочности крайне сложно согнуть не поломав. Если петля частично сломалась, то есть произошло хрупкое разрушение, то её оставшуюся часть нужно будет как-то удалить, чтобы выравнивающий слой раствора при устройстве пола был не более 20...40 мм.

Отпиливание арматуры стальным полотном является очень трудоёмкой операцией. При отрезании петли посредством газовой резки необходимы дополнительные расходы на газовые баллоны и специальное оборудование, также в процессе резания невозможно избежать повреждения бетона от высокой температуры.

Таким образом, максимально удовлетворяют всем трём технологическим требованиям к подъёмным петлям пластичные мягкие стали с низким содержанием углерода (малоуглеродистые). Эти стали обеспечивают надёжность

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		52

операции подъёма плиты, так как на диаграмме « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » имеют площадку текучести и участок упрочнения. В этих сталях исключена возможность хрупкого разрушения, то есть разрушения без заметных деформаций.

Форма монтажной петли - произвольная. На каждом предприятии стройиндустрии возможна своя форма (рис. 23). Единого ГОСТа на монтажные петли нет.

В многопустотной панели перед укладкой бетона петля надевается на пуансон и после уплотнения бетона остается внутри панели, что значительно облегчает устройство пола.

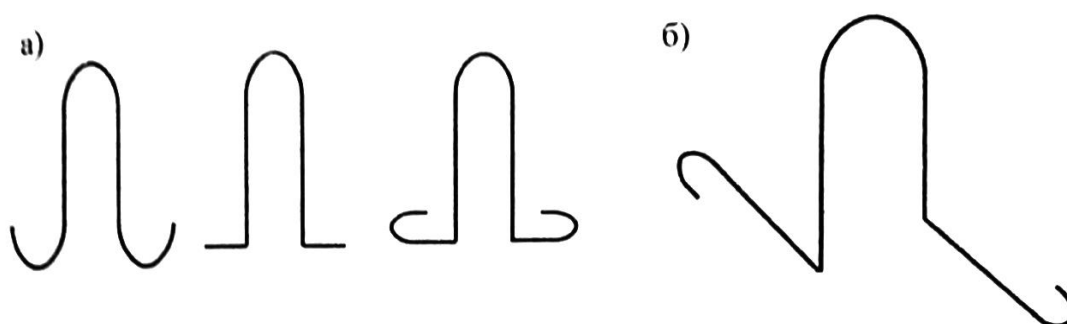


Рис. 2.22. Монтажные петли: а) для ребристой плиты, б) для многопустотной плиты.

Рассчитаем плиту в нашем примере. Размеры петли даны на рис.2.23.

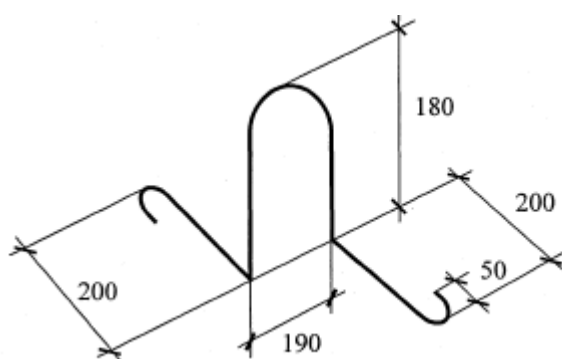


Рис. 2.23. Размеры монтажной петли.

Принимаем горячекатаную гладкую арматуру класса А240 (А-I).

$R_s = 215$  МПа для А240.

Усилие, возникающее при подъёме плиты, воспринимается двумя ветвями монтажной петли (рис. 2.24).

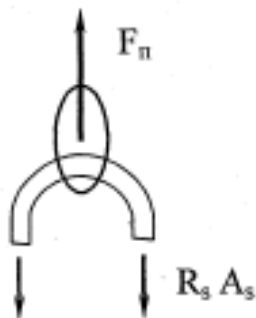


Рис.2.24. Усилия в монтажной петле.

$F_n$  - усилие при подъёме плиты, воспринимаемое одной монтажной петлёй:

$$2 R_s A_{s,T} = F_n ;$$

$A_{s,T}$  - требуемая площадь поперечного сечения монтажной петли.

$$F_n = \frac{G_n \gamma_d}{3}$$

где  $G_n$  - расчётный вес панели;  $\gamma_d$  - коэффициент динамичности.

$$G_n = g_n b_{пк} l_n,$$

где  $g_n$  - расчётная нагрузка от собственного веса плиты,  $g_n = 3799 \text{ Н/м}^2$ ; конструктивная (проектная) ширина панели,  $b_{пк} = 1,49 \text{ м}$ ;  $l_n$  - конструктивная длина панели,  $l_n = 5,66 \text{ м}$ .

$\gamma_d$  - коэффициент динамичности, учитывающий возможность появления ускорения в процессе подъёма плиты при различных технологических операциях.

Начало подъёма плиты при распалубке, складировании, транспортировке и монтаже это всегда резкий рывок.

Согласно п. 1.2.5 СП[2] при расчёте элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъёме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 - при транспортировании, 1,40 - при подъёме и монтаже.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		54

Принимаем  $\gamma_d = 1,40$ , так как монтажные петли не работают на нагрузки, возникающие при транспортировании панели.

Вес панели делится на три, хотя монтажных петель в плите и, соответственно, ветвей у подъёмного стропа четыре. Это делается из-за того, что все ветви стропа никогда не натягиваются равномерно, одна ветвь всегда провисает и не работает.

$$2R_s A_{s,t} = \frac{g_n b_{нк} l_n \gamma_d}{3}$$

$$A_{s,t} = \frac{g_n b_{нк} l_n \gamma_d}{6R_s}$$

$$A_{s,t} = 3799 * 1,49 * 5,66 * 1,4 / 6 * 215 = 34,77 * 10^{-6} \text{ м}^2 = 34,77 * 10^{-2} \text{ см}^2.$$

$$A_{s,t} = 0,3477 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 8$  А240 с площадью  $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ .

### 2.1.17 РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ ПАНЕЛИ НА УСИЛИЯ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ, ТРАНСПОРТИРОВАНИИ И МОНТАЖЕ.

Для предварительно напряжённой железобетонной панели сборного перекрытия многоэтажного здания необходимо сделать расчёт по прочности нормального сечения в процессе изготовления панели на заводе ЖБИ, а также в процессе транспортирования и монтажа панели в проектное положение на стройплощадке до начала процесса эксплуатации панели под расчётной нагрузкой. Рассчитывается нормальное сечение, расположенное по оси действия подъёмной силы, то есть в сечении монтажной петли.

Подъёмные петли устанавливаются в тело плиты на расстоянии 0,5...0,8 м от торца панели, то есть на расстоянии, превышающем требуемую расчётную длину прямой анкерной напрягаемой арматуры, то есть  $l_{ан}$ . В рассматриваемом примере  $l_{ан} = 46,66 \text{ см}$ , см. п. 2.12 данной работы.

Расчёт прочности панели на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже, производится согласно п. 3.1.3 «Расчёт предварительно напряжённых элементов в стадии предварительного обжатия» СП[2].

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						55
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Согласно п. 3.1.3.1 СП[2] при расчёте элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчёт как внешняя продольная сила  $N_p$ , равная:

$$N_p = (\sigma_{sp} - 330) A_{sp},$$

где  $\sigma_{sp}$  - предварительное напряжение с учётом первых потерь  $\Delta\sigma_{sp(1)}$  и коэффициент  $y_{sp} = 1,1$ ;  $A_{sp}$  - площадь сечения напрягаемой арматуры.

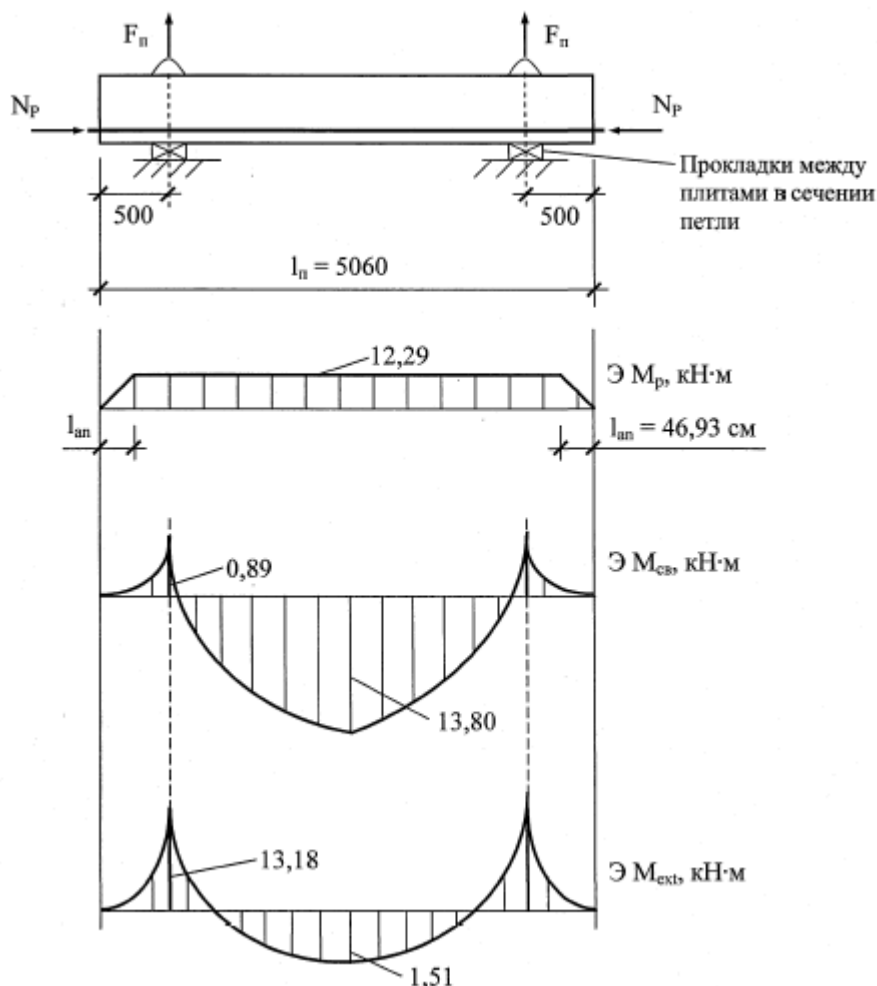


Рис.2.25 Расчетная схема сборной панели в процессе транспортирования и эпюры изгибающих моментов (масштаб произвольный).

$y_{sp}$  - коэффициент точности натяжения арматуры;

$y_{sp} = 1,1$  ( $y_{sp} > 1$ ), так как в данном случае влияние предварительного напряжения неблагоприятно, см. п. 2.5;

$$\sigma_{sp,0} = 620 \text{ МПа};$$

$$\Delta \sigma_{sp,(1)} = 154,94 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 1,1 * (620 - 154,94) = 511,57 \text{ МПа};$$

$$A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2;$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------



$$N_p = (511,57 - 330) * 3,93 = 713,57 \text{ МПа} * \text{см}^2 = 71,36 \text{ кН}.$$

Расчёт по прочности нормального сечения плиты производится из условия:

$$M_{\text{int}} > M_{\text{ext}}$$

$M_{\text{int}}$  - изгибающий момент от внешних нагрузок:

$$M_{\text{ext}} = M_p + M_{\text{св}};$$

$M_p$  - изгибающий момент от действия усилия преднапряжения  $N_p$ ;

$M_{\text{св}}$  - изгибающий момент от собственного веса панели в сечении подъёмной петли:

$$M_{\text{св}} = \gamma_f \gamma_d \frac{g_{\text{нн}} b_{\text{нк}} l_c^2}{2}$$

где  $\gamma_f = 1,1$  - коэффициент надёжности по нагрузке.

Согласно п. 1.2.5 СП[2] при расчёте элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъёме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 - при транспортировании, 1,40 - при подъёме и монтаже.

Принимаем  $\gamma_d = 1,60$ , так как панель воспринимает нагрузки, возникающие при транспортировании панели.

$g_{\text{нн}} = 3454 \text{ Н/м}^2$  - нормативная нагрузка от собственного веса плиты;

$b_{\text{нк}}$  - конструктивная (проектная) ширина панели = 1490 мм;

$l_c = 0,5 \text{ м}$  - расстояние от торца плиты до строповочной петли;

$$M_{\text{св}} = 1,1 * 1,6 * 3454 * 1,49 * 0,5^2 / 2 = 1132,22 \text{ Н*м} = 1,13 \text{ кН*м}.$$

Найдём изгибающий момент от собственного веса в середине плиты, то есть в точке А (рис.2.25).

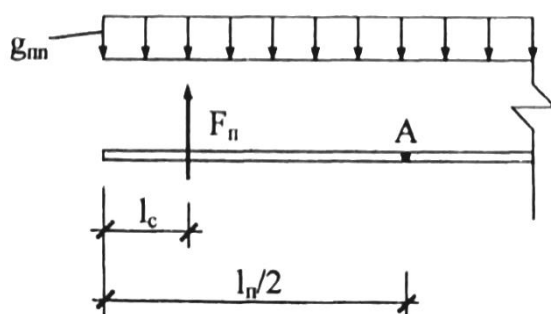


Рис.2.26. К определению  $M_A$ .

$M_A$  - изгибающий момент при статическом состоянии плиты, без учета коэффициента надежности по нагрузке.

$$M_A = \frac{g_{nm} b_{нк} l_n^2}{8} - \frac{g_{nm} b_{нк} l_n l_c}{2}$$

$$M_A = 3454 * 1,49 * 5,66^2 / 8 - 3454 * 1,49 * 5,66 * 0,8 / 2 = 8957,16 \text{ Н*м} = 8,96 \text{ кН*м.}$$

$$M_{св,А} = 1,1 * 1,6 * 8,96 = 15,77 \text{ кН*м.}$$

Устанавливаем в верхней полке панели сетку С-1 (рис. 2.27, 2.28).

Сетка С-1 предназначена для восприятия усилий, возникающих в стадии изготовления, транспортирования и монтажа панели. Для изготовления сетки принимаем арматуру (продольную и поперечную) класса В500 (Вр-I) диаметром 3 мм. Шаг стержней 200 мм и в поперечном и в продольном направлении.

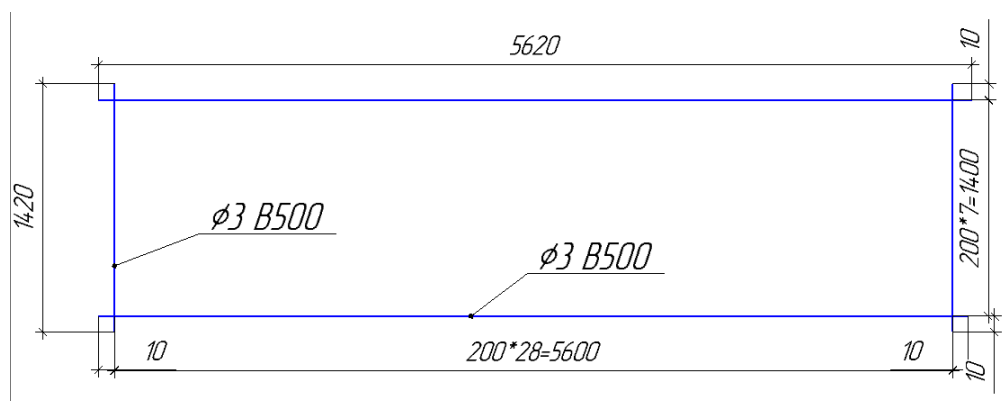


Рис.2.27. Сетка С-1.

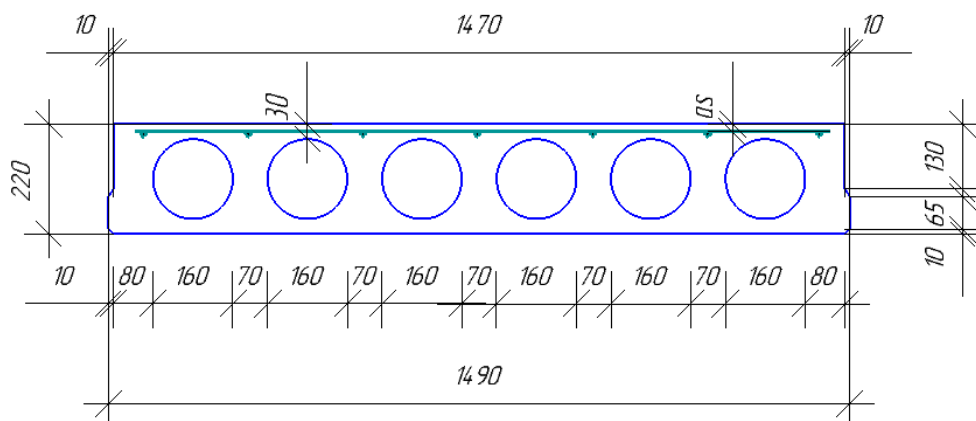


Рис.2.28. Схема расположения сетки С-1 в поперечном сечении панели.

$$M_p = N_p * e,$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		58

где  $e$  - эксцентриситет действия силы  $N_p$  относительно растянутой (ненапрягаемой) арматуры в верхней зоне сечения, то есть в полке панели.

Нижняя часть панели сжимается силой  $N_p$ , а верхняя полка, соответственно, растягивается силой  $N_p$ .

Принимаем расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения ненапрягаемой арматуры  $A_{sl}$  установленной в полке плиты (сетка С-2), до верхней грани сечения панели равным  $a_s$  - 15 мм.

$$e = h_n - a_s - a_{sp};$$

$$h_n = 22 \text{ см} - \text{высота поперечного сечения панели};$$

$a_{sp}$  - расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения предварительно напряжённой арматуры  $A_{sp}$  до нижней грани сечения,  $a_{sp} = 25$  мм;

$$e = 22 - 1,5 - 2,5 = 18,0 \text{ см};$$

$$M_p = 71,36 * 18,0 * 10^{-2} = 12,84 \text{ кН*м};$$

$$M_{ext} = 12,84 + 1,13 = 13,97 \text{ кН*м}.$$

Находим  $M_{int}$  - изгибающий момент, который может быть воспринят нормальным сечением панели, расположенным по оси действия подъёмной силы  $F_n$ , то есть в сечении монтажной петли.

В верхней полке панели находятся 8 продольных арматурных стержней ветке С-2. В процессе транспортирования панели эти стержни являются рабочей арматурой и воспринимают растягивающие усилия, возникающие в верхней полке панели.

7Ø3 В500 с площадью сечения  $A_s = 0,56 \text{ см}^2$

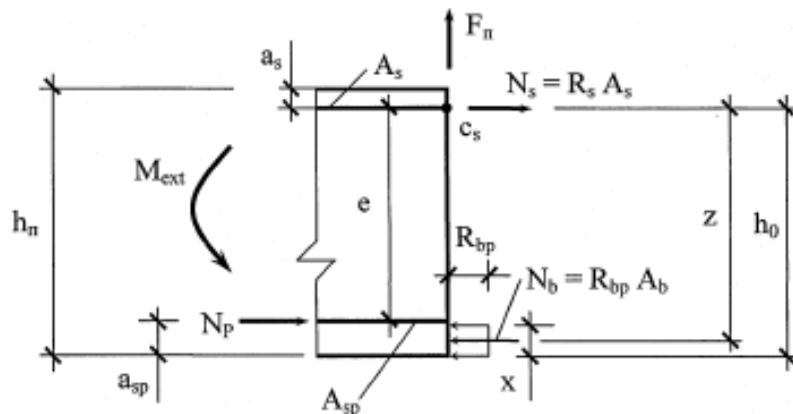


Рис.2.29. Схема внешних и внутренних усилий в расчётном сечении.

						Лист
						59
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	

Находим  $x$  - высоту сжатой зоны бетона( Рис.2.29).

$$\chi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_{bp} b_{пк}}$$

Для В500 находим  $R_s = 415$  МПа.

Согласно п. 2.1.1.5 СП[2] передаточную прочность бетона  $R_{bp}$  (прочность бетона к моменту его обжатия) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие:

$$R_{bp} > 15 \text{ МПа и } R_{bp} > 0,5 B.$$

В нашем случае используется бетон класса В35.

$$R_{bp} = 0,5 * 35 = 17,5 \text{ МПа.}$$

Таким образом, окончательно принимаем  $R_{bp} = 17,5$  МПа.

$b_{пк}$  - конструктивная (проектная) ширина стенки панели,  $b_{пк} = 1490$  мм;

$$x = (71,36 * 10^3 + 415 * 10^6 * 0,56 * 10^{-4}) / (17,5 * 10^6 * 149 * 10^{-2}) = 0,03627 = 0,3627$$

см

Проверяем выполнение условия  $\xi \leq \xi_R$ , то есть наша сборная панель должна разрушаться по 1-му случаю разрушения ж/б конструкций ( разрыв растянутой арматуры).

$$\xi = x / h_0 = x / (h_n - a_s) = 0,3627 / (22 - 1,5) = 0,018$$

Согласно п. 3.1.3.2 СП[2] величина определяется по формуле 32 с подстановкой в неё значения  $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$ , где  $R_s$  - расчётное сопротивление растянутой ненапрягаемой арматуры  $A_s$ ,  $\varepsilon_{b,ult} = 0,003$

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

Для арматуры класса В500 находим  $E_s = 2,0 * 10^5$  МПа.

$$\varepsilon_{s,el} = 415 / 200000 = 0,002075;$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 0,002075 / 0,003) = 0,4728.$$

$0,018 < 0,4728$ , то есть условие  $\xi \leq \xi_R$  выполняется.

$M_{int}$  - несущая способность поперечного сечения плиты в сечении подъемной петли по изгибающему моменту.

$$M_{int} = R_{bp} * b_{пк} * x * (h_0 - 0,5 * x)$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						60
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$M_{int} = 17,5 \cdot 10^6 \cdot 1,49 \cdot 0,3627 \cdot 10^{-2} \cdot (20,5 \cdot 10^{-2} - 0,5 \cdot 0,3627 \cdot 10^{-2}) = 19216,17$$

$H \cdot M = 19,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

$M_{int} = 19,21 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{ext} = 13,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – несущая способность поперечного сечения плиты по изгибающему моменту в процессе транспортировки обеспечена.

В результате расчета мы доказали достаточность поперечного сечения продольной напрягаемой арматуры, расположенной в верхней полки панели.

#### 2.1.18. КОНСТРУИРОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО АРМИРОВАНИЯ ПАНЕЛИ.

В предварительно напряжённой железобетонной панели есть конструктивное армирование, устанавливаемое по расчёту:

- 1) продольная напрягаемая арматура в виде отдельных стержней (5 штук);
- 2) монтажная арматура в виде подъёмных петель П-1 (4 штуки);
- 3) в верхней части панели сетка С-1 (1 штука).

Кроме этого в предварительно напряжённой железобетонной панели есть технологическое армирование, принимаемое конструктивно:

- 1) в нижней части панели сетки С-2 (2 штуки);
- 2) в нижней части панели сетка С-3 (1 штука);

Сетки С-2 являются элементами косвенного армирования панели в зоне передачи предварительного напряжения с арматуры на бетон.

Согласно п. 5.2.1 СП[2] толщину защитного слоя бетона арматуры предварительно напряжённых элементов принимают не менее толщины, указанной в табл. 8.1 СП 52-101-2003.

При этом у концов предварительно напряжённых элементов на длине не менее 0,6 длины зоны передачи предварительного напряжения  $l_p$  (п. 2.2.3.11 СП СП[2]) следует предусматривать установку дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей напрягаемую арматуру.

Согласно п. 8.3.2 СП 52-101-2003 для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры. Во всех случаях

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						61
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры, то есть  $d_s$ .

Минимальное значение толщины защитного слоя бетона для рабочей арматуры в нашем случае равно 15 мм. Значит, минимальное значение толщины защитного слоя бетона для конструктивной арматуры в нашем случае равно 10 мм (при диаметре стержня арматуры не более 10 мм).

Согласно п. 2.2.3.11 СП[2] длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон  $l_p$  для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} A_s}{R_{bond} u_s}$$

где  $\sigma_{sp}$  - предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учётом первых потерь;  $A_s$  - площадь поперечного сечения стержня арматуры, определяемая по номинальному диаметру стержня;  $u_s$  - периметр поперечного сечения стержня арматуры, определяемый по номинальному диаметру стержня;  $R_{bond}$  - расчётное сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона и определяемое согласно п. 5.3 СП[2]

Также  $l_p$  должна быть не менее  $10d_{sp}$  и 200 мм.

$\sigma_{sp,0}$  - исходная (начальная) величина предварительного напряжения.

Мы приняли  $\sigma_{sp,0}$  — 620 МПа (см. п. 2.5 данного пособия).

$\Delta\sigma_{sp,(1)} = 154,94$  МПа - полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры (см. п. 2.8);

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp,(1)} = 620 - 154,94 = 465,06 \text{ МПа};$$

$$A_s = 0,785 \text{ см}^2 \text{ для стержня } \varnothing 10;$$

$$U_s = \Pi * d_s = 3,14 * 1 = 3,14 \text{ см для стержня } \varnothing 10;$$

$$R_{bond} = 3,25 \text{ МПа};$$

$$l_p = (465,06 * 0,785) / (3,25 * 3,14) = 35,77 \text{ см};$$

$l_p > 10d_{sp} = 10 \text{ см.}$  и  $l_p > 20 \text{ см.}$  - граничное требование формулы выполняются.

$$0,6 l_p = 0,6 * 35,77 = 21,46 \text{ см.}$$

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						62
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Таким образом, принимаем сетку С-2 номинальной шириной 25 см.(рис.2.30).

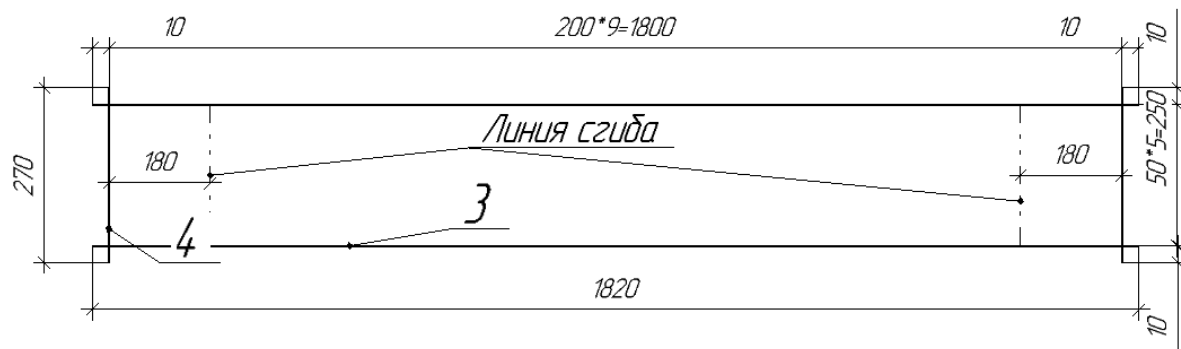


Рис.2.30. Сетка С-2.

Для изготовления сетки С-2 принимаем арматуру класса В500 (Вр-I) диаметром 4 мм для продольных (рабочих) стержней, воспринимающих распор напрягаемой арматуры, и диаметром 3 мм для поперечных (распределительных) стержней, фиксирующих продольные рабочие стержни в проектном положении. Шаг стержней 200 мм в продольном направлении и 50 мм в поперечном направлении. Сетка отгибается вверх на высоту не менее 0,8 высоты панели с целью охватывания напрягаемой арматуры.

Сетка С-3 (рис. 2.31) предназначена для восприятия усилий, возникающих в стадии изготовления, она воспринимает усилия растяжения в бетоне, возникающие при удалении пуансонов.

Для изготовления сетки принимаем арматуру (продольную и поперечную) класса В500 (Вр-I) диаметром 3мм. Шаг стержней 200 мм и в продольном и в поперечном направлении.

Ширина сетки С-3 принимается ориентировочно равной одной шестой расчетного пролета плиты. В нашем примере принимаем ширину С-3 равную 820мм.

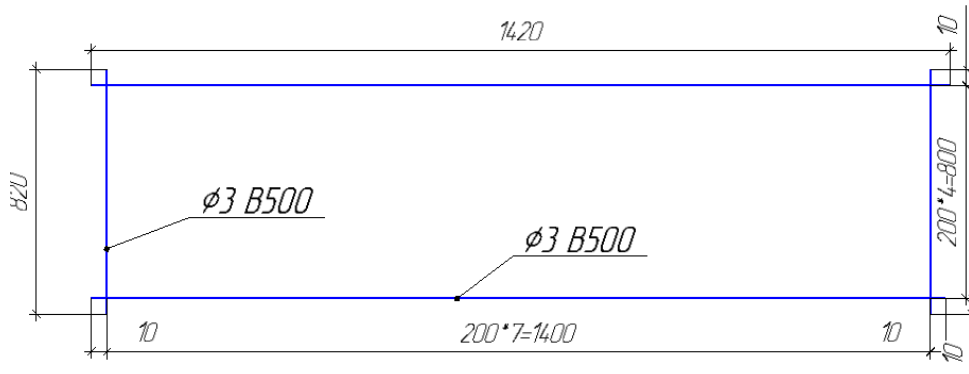


Рис. 2.31 Сетка С-3

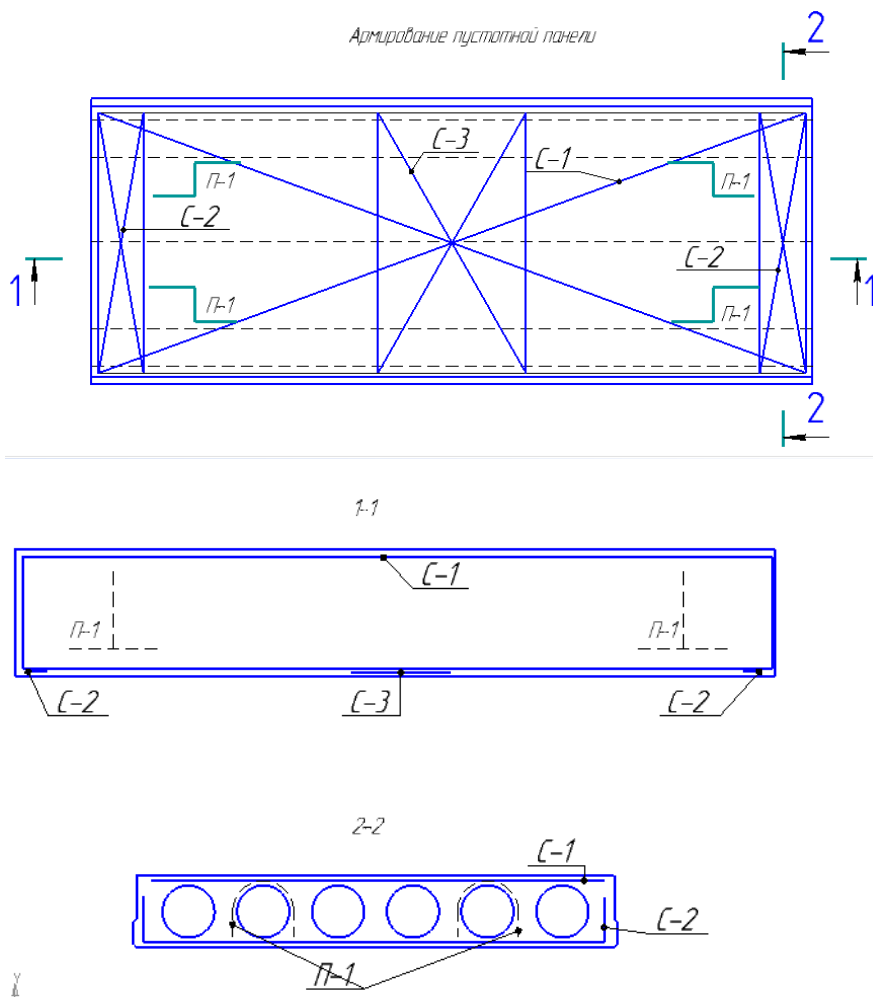


Рис.2.32 Армирование пустотной панели

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		64



**Раздел 3**

**ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО  
ПРОИЗВОДСТВА**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		65

### 3.1. Технологическая карта на монтаж плит покрытия.

#### 3.1.1. ОБЛАСТЬ И ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ КАРТЫ

Карта предназначена для организации труда рабочих при монтаже самоходным гусеничным краном панелей покрытия (перекрытия) при возведении корпуса детского лагеря. Работы по монтажу вести в соответствии со СНиП [3]

#### 3.1.2. УСЛОВИЯ И ПОДГОТОВКА ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОЦЕССА

До начала работ должны быть смонтированы и окончательно закреплены все конструкции нижележащего этажа и ригели данного этажа, доставлены в зону монтажа и расположены на рабочем месте монтажное оборудование, приспособления и инструменты, уложены панели покрытия в штабеля в зоне действия монтажного крана.

1) Исполнители:

- монтажник конструкций 5 разряда (М5) - 1;
- монтажник конструкций 4 разряда (М4) – 1;
- такелажник 3 разряда (ТЗ)- 1;
- машинист крана 6 разряда (М)- 1.

#### Ведомость объемов работ

Таблица 3.1.

№ п/п	Наименование работ	Ед.изм.	Объем работ
1	Монтаж плит покрытий площадью до 10м <sup>2</sup>	Шт.	5
2	Монтаж плит покрытий площадью до 20м <sup>2</sup>	Шт.	20

## Калькуляция трудозатрат и затрат машинного времени на здание

Таблица 3.2.

№ п/п	Наименование работ	Объем работ		Обоснование	Нормы времени		Наименование машин	Трудоемкость	
		Ед.изм.	Всего		Чел-час.	Маш-час.		Чел-см.	Маш-см.
1	Монтаж плит покрытий площадью до 10м <sup>2</sup>	Шт.	5	<u>§ Е4-1-7</u>	0,84	0,21	КС-59712	0,525	0,13
2	Монтаж плит покрытий площадью до 20м <sup>2</sup>	Шт.	20	<u>§ Е4-1-7</u>	1,2	0,3	КС-59712	3	0,75

### 3.1.4. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОЦЕССА И ОРГАНИЗАЦИЯ ТРУДА

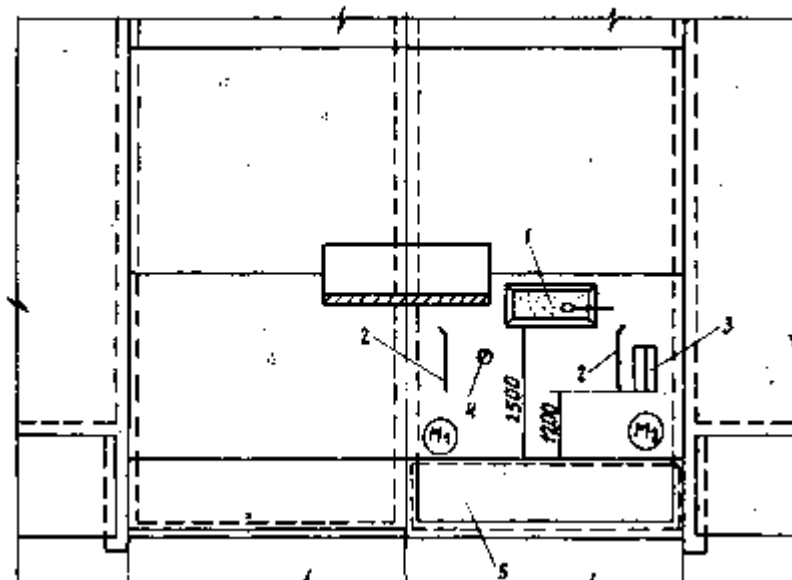
Панели перекрытий укладывают после установки и постоянного закрепления всех стеновых элементов на захватке и загрузки на монтируемый этаж необходимых деталей и конструкций для достроечных работ.

К месту укладки панели подают в горизонтальном положении (рис. 1.1). Если панели перекрытий на строительную площадку привозят в вертикальном или наклонном положении, то для их перевода в горизонтальное положение применяют грузозахватные приспособления с автоматическим кантователем или стационарные рамные кантователи.

1) Операции по монтажу сборных железобетонных панелей покрытия, выполняют в следующем порядке:

- подготавливают панель к строповке;
- устраивают растворную постель;
- строят и подают панель к месту укладки;
- укладывают панель на растворную постель;
- рихтуют в проектное положение и расстроповывают панель;
- подготавливают место укладки следующей панели.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		67



*Рисунок 3.1 Организация рабочего места монтажников*

*M4, M5- рабочие места монтажников; 1- ящик с раствором; 2-лом; 3-ящик с инструментами; 4- ведро; 5-монтируемая плита*

## 2) Описание операций

### 1. Подготовка панели к строповке:

Такелажник проверяет маркировку панели, состояние монтажных петель и наличие закладных деталей. При необходимости он очищает их стальной щеткой.

### 2. Стropовка и подача панели к месту укладки:

Такелажник ТЗ поочередно заводит через строповочные отверстия в панели (под ребра жесткости) специальные крюки, поворачивает запирающие замки, а затем заводит в кольца специальных крюков крюки стропов траверсы. Застропив панель, такелажник отходит от нее на 4—5 м и подает команду машинисту крана приподнять панель на 20-30 см. Убедившись в надежности строповки, машинист крана перемещает панель к месту укладки.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		68

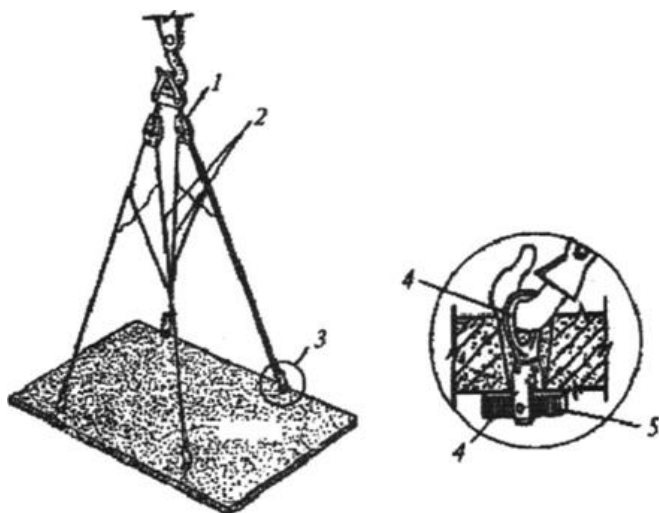


Рис. 3.2. Строповка панели перекрытия:

1-универсальная траверса; 2-чалочная ветвь с уравнительным канатом;  
3-инвентарные петли-захваты; 4-петля; 5-коромысло-захват

### 3. Устройство растворной постели ,

Монтажники М4 - и М5 (каждый на своем участке) при помощи кельм устраивают растворной постели на местах укладки панели.

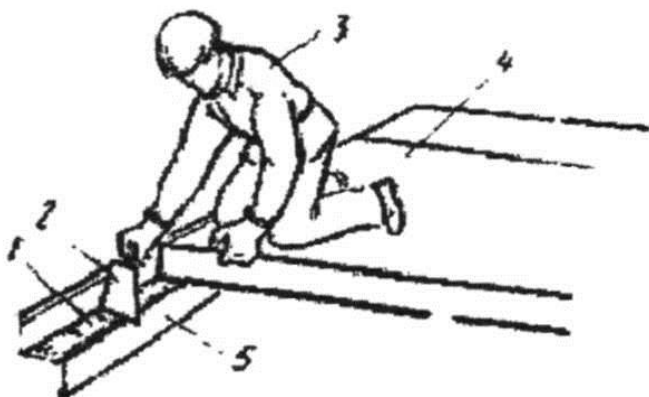


Рис.3.3. Подготовка места установки панел:

1-растворная постель, 2-кельма, 3-рабочий, выполняющий монтажные работы, старший в звене, 4-смонтированная панель, 5-ригель.

### 4. Укладка панели на растворную постель;

Монтажник М5, подает сигнал машинисту крана подвести панель к месту укладки, вместе с монтажником М4 принимает ее на расстоянии 20-30 см от растворной постели и разворачивает в нужном направлении. Затем по сигналу монтажника М5 машинист крана медленно опускает панель на подготовленную постель.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

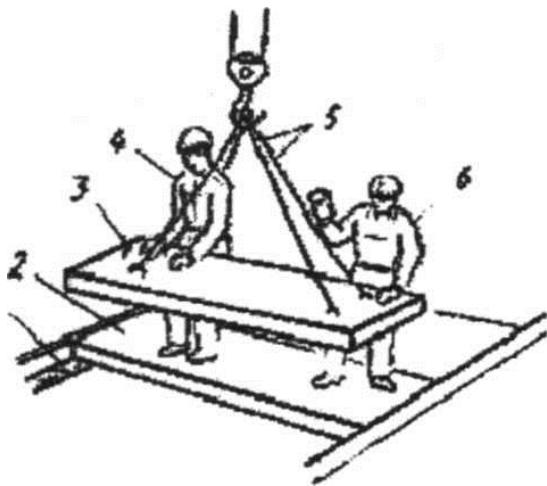


Рис.3.4. Подготовка места установки панели

1-растворная постель, 2-установленная панель, 3-монтируемая панель, 4-рабочий, выполняющий монтажные работы, 5-строп, 6-рабочий, выполняющий монтажные работы, старший в звене

5. Рихтовка панели в проектное положение;

Монтажники М5 и М4 проверяют зазор между панелями покрытия. Небольшие отклонения от проектного положения устраняют, рихтуя панель ломом.

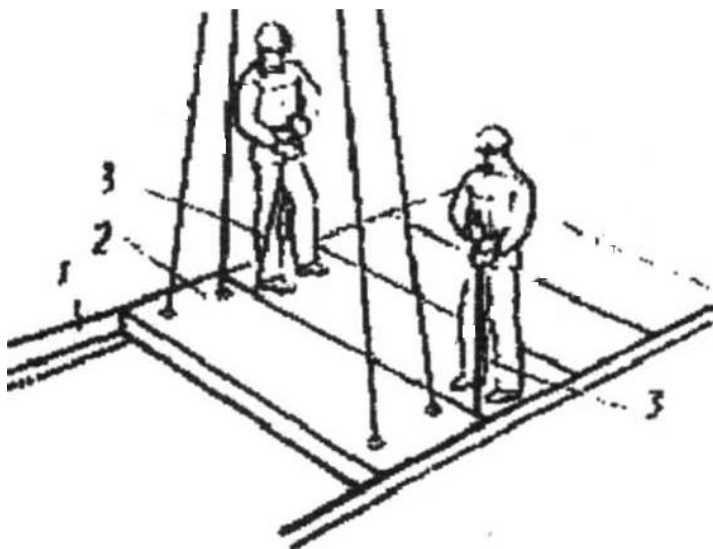


Рис.3.5. Выверка панели

1-ригель, 2-монтируемая панель, 3-монтажный лом

6. Расстроповка панели;

Монтажники М5 и М4 стоя на панели покрытия, поочередно выводят крюки стропов траверсы из колец специальных крюков.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		70

### 7. Подготовка и укладка следующей панели;

Монтажники М5 и М4 поочередно открывают поворотные замки и вынимают специальные крюки из отверстий панели. Затем они размещают монтажную оснастку, инвентарь, приспособления и инструменты по схеме организации рабочего места. При необходимости монтажники очищают место укладки следующей панели и смачивают его водой при помощи метлы.

Демонтируют панели в обратной последовательности. Монтажники стропят конструкцию, отходят в безопасную зону и разрешают машинисту крана поднять ее. На высоте от перекрытия 300 мм подъем временно прекращают для очистки поверхности от раствора и проверки надежности строповки. После этого элемент отправляют в зону складирования.

При монтаже плит перекрытия контролируется проектный зазор между ними и площадки опирания плит; крайние плиты пролета монтируются с монтажных подмостей; остальные – с плит, смонтированных ранее; каждая плита приваривается швом проектной длины не менее чем в трех углах.

## 3.2. Выбор монтажного крана

Выбирая методы производства работ и типы строительных машин нужно руководствоваться соображениями экономической целесообразности.

Монтажные краны следует выбирать не только по их техническим показателям (грузоподъемности, высоте подъема крюка, вылету крюка), но и по экономическим показателям - стоимости машино-смены работы крана, общим капиталовложениям на приобретение крана, расходу электроэнергии.

Выбор крана для каждого монтажного потока производят по техническим параметрам. В потоке, для которого разрабатывают технологическую карту, выбор крана, кроме того, производят по экономическим параметрам.

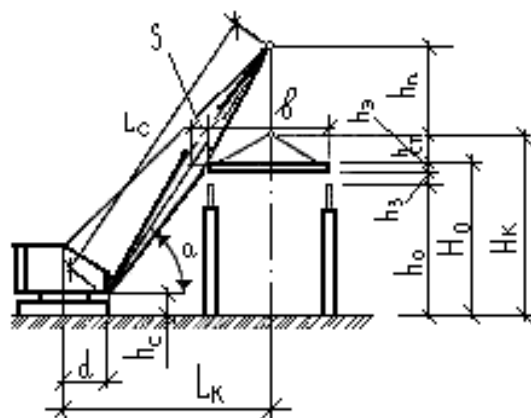
Вес плиты покрытия 3х6х0,3м – 3,2т

При монтаже строительных конструкций используют: грузозахватные устройства (траверсы, стропы) для подъема сборных элементов; технические

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		71

средства для выверки и предварительного закрепления конструкций; оснастку, обеспечивающую удобную и безопасную работу монтажников на высоте. Траверы применяют для подъема длинномерных конструкций, когда использование обычных строп оказывается невозможным.

С учетом параметров грузоподъемного устройства рассчитываем требуемые характеристики монтажного крана:



Сначала выбираем минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы:

$$H_{стр} = h_0 + h_3 + h_э + h_{ст} + h_{п}$$

$h_0$ - превышение опоры монтируемого элемента над уровнем стоянки крана – 9,4м.

$h_3$ - запас по высоте , требующийся по условиям безопасности монтажа – 1 м.

$h_э$ - высота (или толщина) элемента в монтажном положении – 0,3 м;

$h_{ст}$ - высота строповки в рабочем положении от верха монтируемого элемента до крюка крана – 2,5 м;

$h_{п}$ - высота полиспаста в стянутом положении, м;

$$H_{стр} = 9,4 + 1 + 0,3 + 2,5 + 1,5 = 14,7 \text{ м}$$

Грузоподъемность:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

где  $Q_1$  - масса монтируемой конструкции, 3,2 т

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						72
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



$Q_2$  -масса строповочного устройства - четырехветвиего стропа 4СК-0,25т

$$Q=3,2+0,25=3,45 \text{ т}$$

Наименьший вылет стрелы определяется по формуле:

$$l_{стр}=(e+c+d)(H_{стр} - h_{ш})/(h_{ст} + h_{п})+a,$$

где e- половина толщины стрелы на уровне верха ранее смонтированной конструкции; с- минимальный зазор между стрелой и ранее смонтированной конструкцией (1м); d- расстояние от ц.т. до приближенного к стреле крана края элемента;  $h_{ш}$  –расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота стрелы (1,5м)

$$l_{стр}=(0,5+1+1,5)(14,7 - 1,5)/(2,5+ 1,5)+1,5 = 11,4 \text{ м.}$$

Тогда наименьшая длина стрелы крана без гуська.

$$L_{стр}^{тр} = \sqrt{(l_{стр}^{тр} - a)^2 + (H_{стр}^{тр} - h_{ш})^2}.$$

$$L_{стр}=16,5 \text{ м.}$$

Данные по выбору крана заносятся в таблицу 3.2.

Монтируемые элементы	Масса элемента, т	Хар-ка захватных приспособлений		Треб.параметры			Марка принятого крана	Рабочие параметры	
		Длина стропа, м	Масса стропа, т	Грузоподъемность	Высота подъема, м	Вылет стрелы, м		Высота подъема крюка, м	Длина стрелы, м
Плиты покрытия ребристые	3,2	2,5	0,25	3,45	14,7	11,4	КС-59712	22	20,9

Выбор монтажного крана производим путем сопоставления требуемых параметров и характеристик рабочих параметров. При этом выполняем условие, чтобы рабочие параметры крана несколько превышали требуемые. Подбор крана осуществляем по специальной литературе.

В результате полученных данных выбираем автомобильный кран КС-59712, который удовлетворяет требуемым параметрам по грузоподъемности, по вылету крюка, по высоте подъема и по длине стрелы.

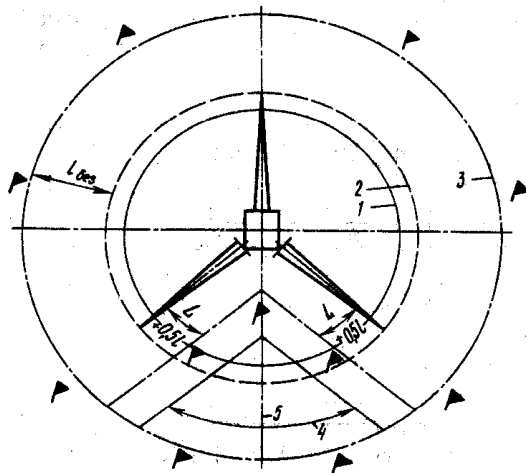
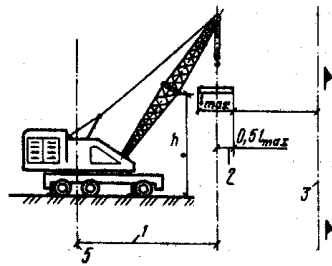


Рис. 3.6.. Зоны влияния крана: 1- зона работы крана, 2-зона перемещения груза, 3-опасная зона работы крана, 4-опасная зона поворотной платформы

### Предельные отклонения:

— разности отметок лицевых поверхностей двух смежных преднапряженных панелей (плит) перекрытий в шве при длине плит, м:

- до 4 — 8 мм;
- св. 4 до 8 — 10 мм;
- св. 8 до 16 — 12 мм.

— от симметричности (половина разности глубины опирания концов элемента) при установке плит в направлении

- перекрываемого пролета при длине элемента, м:
- до 4 — 5 мм;
- св. 4 до 8 — 6 мм;
- св. 8 до 16 — 8 мм;
- св. 16 до 25 — 10 мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

Толщина слоя раствора под плитами перекрытий должна быть не более 20 мм.

Марка раствора — по проекту, подвижность — 5—7 см.

Поверхности смежных плит перекрытий вдоль шва со стороны потолка должны быть совмещены.

Глубина опирания плит — по проекту.

**Не допускается:**

— применение не предусмотренных проектом подкладок для выравнивания укладываемых элементов по отметкам без согласования с проектной организацией;

— применение раствора, процесс схватывания которого уже начался, а также восстановление его пластичности путем добавления воды.

Отклонения от номинальных размеров плит, указанных в рабочих чертежах, не должны превышать следующих значений:

— по длине плит:

— до 4 м —  $\pm 8$  мм;

— св. 4 до 8 м —  $\pm 10$  мм;

— св. 8 м —  $\pm 12$  мм;

— по толщине плит —  $\pm 5$  мм;

— по ширине плит:

— до 2,5 м —  $\pm 6$  мм;

— св. 2,5 м —  $\pm 8$  мм.

Неплоскостность нижней поверхности плиты не должна превышать для плит длиной:

— до 8 м — 8 мм;

— св. 8 м — 13 мм.

Отклонения от номинального положения стальных закладных изделий не должны превышать:

— в плоскости плиты — 10 мм;

— из плоскости плиты — 5 мм.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		75

**Раздел 4**

**ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО  
ПРОИЗВОДСТВА**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		76

#### 4.1. Расчет элементов стройгенплана.

В данном проекте объектный стройгенплан разрабатывается на период возведения надземной части здания. Графическая часть стройгенплана выполнена на листе 6.

На стройгенплане показано строящееся здание на стадии монтажа панелей покрытия. Также показаны: временные здания и сооружения, временные сети, монтажные краны и вспомогательные механизмы, ограждение площадки и т.д.

Регулярное и безопасно движение автотранспорта по территории строительства обеспечено постройкой постоянных и временных дорог.

##### **Проектирование временных дорог.**

Для нужд строительства используются построенные и временные автодороги, которые размещаются в зависимости от принятой схемы движения автотранспорта. Дороги на площадке естественные грунтовые

##### **Основные параметры дорог**

Таблица 4.1.

Наименование	Показатель, м
1. Ширина: полосы движения проезжей части	3,5 3,5
2. Наименьший радиус кривых в плане	12,0

Схема движения транспорта и распределение дорог в плане обеспечивает подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, мастерским, механизированным установкам, бытовым помещениям и т.д.

##### **Условия работы и введение ограничений в работу крана**

Принудительное ограничение осуществляется установкой датчиков и концевых выключателей, производящих аварийное отключение крана в заданных пределах и не зависит от действия крановщика.

Условные ограничения полностью рассчитаны на внимание и опыт крановщика, строповщика, монтажников. Условные обозначения показывают на местности хорошо видимыми сигналами: днем – красными флажками, в темное

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		77

время суток – красными гирляндами из ламп или фонарей, которые предупреждают крановщика о приближении к границе запрещенного сектора.

### **Расчет временных административно-бытовых зданий**

Временные здания возводятся только на период строительства. Стоимость временных зданий является одной из основных статей затрат на временное строительное хозяйство. Их сокращение является важной задачей при проектировании стройгенплана. По назначению временные здания делятся на:

- производственные;
- складские;
- административные;
- санитарно-бытовые;
- жилые;
- общественные.

По конструктивному решению временные здания могут быть:

- инвентарные – рассчитанные на многократную перевозку и используются на различных объектах;
- неинвентарные – сооружаемые в расчёте на однократное использование. Строительство неинвентарных зданий экономически не выгодно и применяется только в качестве исключения.

Таблица 4.2.

№ п.п.	Состав рабочих кадров	Соотношение категорий работающих	Количество рабочих кадров
1	Всего работающих	100%	25
2	Рабочие	85%	21
3	ИТР	8%	2
4	Служащие	5%	1
5	МОП и охрана	2%	1
6	Женщин	30%	7
7	Мужчин	70%	18
Количество работающих в наиболее многочисленную			25

смену

**I.Санитарно-бытовые помещения:**

гардеробная:  $0,9 \cdot 71 = 63,9 \text{ м}^2$  ( $6 \times 3 \text{ м}$ )

умывальная:  $1 \cdot 25 = 25 \text{ м}^2$  ( $6 \times 4,5 \text{ м}$ )

душевая:  $0,43 \cdot 25 = 10,75 \text{ м}^2$  ( $4 \times 3 \text{ м}$ );

туалет:  $0,07 \cdot 25 = 1,75 \text{ м}^2$  ( $1 \times 2 \text{ м}$ ):

сушильная:  $0,2 \cdot 71 = 14,2 \text{ м}^2$  ( $3 \times 6 \text{ м}$ );

столовая:  $0,6 \cdot 25 = 15 \text{ м}^2$  ( $6 \times 2,5 \text{ м}$ );

**II.Служебные помещения:**

прорабская:  $25 \text{ м}^2$  на 5 человек;

Расчёт площадей временных зданий и сооружений

Таблица 4.3.

Наименование здания	Численность персонала	Нормативный показатель	Расчётная площадь, м <sup>2</sup>	Принимаемая площадь, м <sup>2</sup>	Количество зданий
Гардеробная	71	0,9 м <sup>2</sup> на 1 чел.	63,9	72	3
Умывальная	25	0,05 м <sup>2</sup> на 1 чел. 1 кран на 5 чел.	25	27	1
Душевая	25	0,43 м <sup>2</sup> на 1 чел.	10,75	12	1
Туалет	25	0,07 м <sup>2</sup> на 1 чел.	1,75	2	1
Сушильная	71	0,2 м <sup>2</sup> на 1 чел.	14,2	18	1
Столовая	25	0,6 м <sup>2</sup> на 1 чел.	15	15	1
Прорабская	2	25 м <sup>2</sup> на 5 чел.	25	25	1

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

#### 4.1.1. Обоснование потребности строительства в воде

Временное водоснабжение на строительной площадке предназначено для обеспечения производственных, хозяйственно бытовых и противопожарных нужд. Расход воды определяется как сумма потребностей по формуле:

$$Q_{\text{тр}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}},$$

где  $Q_{\text{пр}}$ ,  $Q_{\text{хоз}}$ ,  $Q_{\text{пож}}$  – расход воды соответственно на производственные, хозяйственные и пожарные нужды, л/с;

$$Q_{\text{пр}} = \sum \frac{K_{\text{ну}} \cdot q_{\text{у}} \cdot n_{\text{п}} \cdot K_{\text{ч}}}{3600 \cdot t},$$

где  $K_{\text{ну}} = 1,2$  – коэффициент неучтенного расхода воды;

$q_{\text{у}}$  – удельный расход воды на производственные нужды, л;

$n_{\text{п}}$  – число производственных потребителей;

$K_{\text{ч}} = 1,5$  – коэффициент часовой неравномерности потребления;

$t = 8$ ч – число учитываемых расходом воды часов в смену;

$$Q_{\text{хоз}} = \sum \frac{q_{\text{х}} \cdot n_{\text{р}} \cdot K_{\text{ч}}}{3600 \cdot t} + \frac{q_{\text{д}} \cdot n_{\text{д}}}{60 \cdot t_1},$$

где  $q_{\text{х}}$  – удельный расход воды на хозяйственные нужды;

$q_{\text{д}}$  – расход воды на прием душа одного работающего;

$n_{\text{р}}$  – число работающих в наиболее загруженную смену;

$n_{\text{д}} = 0,8 \cdot n_{\text{р}}$  – число пользующихся душем;

$t_1 = 45$  мин – продолжительность использования душа;

$K_{\text{ч}} = 1,5$  – коэффициент часовой неравномерности потребления;

$t = 8$  – число учитываемых расходом воды часов в смену;

$$Q_{\text{пож}} = 10 \frac{\text{л}}{\text{с}},$$

из расчета действия 2 струй из гидрантов по 5 л/с.

Расчет сводим в таблице 4.4.

На водопроводной линии предусматривают не менее двух гидрантов, расположенных на расстоянии не более 150 м один от другого. Диаметр труб водонапорной наружной сети определяем по формуле:

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						80
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



$$D = 2 \sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{\text{тр}}}{3,14 \cdot v}} = 2 \sqrt{\frac{1000 \cdot 10,708}{3,14 \cdot 0,6}} = 75,38 \text{ м}$$

$Q_{\text{тр}} = 10,708 \text{ л/с}$  – расчетный расход воды;

$v = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{с}}$  – скорость движения воды в трубах.

Таблица 4.4

### Калькуляция потребности строительства в воде

№ п.п	Наименование потребителя	Ед. изм.	Кол-во потреб.	Продол. потр., дн	Удельный расход, л	Коэффициент		Число часов в смену	Расход воды, л/с
						Неучтен. Расхода	Нерав. Потребл.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Малярные работы	1 м2	828	3	0,5	1,2	1,5	8	0,026
2	Штукатурные работы	1 м2	1067	2	4	1,2	1,5	8	0,266
Итого на производственные нужды									0,292
4	Душ	80% раб.	20		50			8	0,403
5	Умывальники	1 раб.	25		4		1,5	8	0,005
6	Уборные	1 раб.	25		6		1,5	8	0,008
Итого на хозяйственные нужды									0,416
Пожарные нужды									10
Общий расход									10,708

### Обоснование потребности в электроэнергии

Сети электроснабжения постоянные и временные предназначены для энергетического обеспечения силовых и технологических потребителей, а так же для энергетического обеспечения наружного и внутреннего освещения объектов строительства, временных зданий и сооружений, мест производства работ и строительных площадок.

$$P_p = \sum \frac{K_c \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_c \cdot P_m}{\cos \varphi} + \sum K_c \cdot P_{ос} + \sum P_{он} \quad (3.13)$$

где  $\cos \varphi$  - коэффициент мощности;

$K_c$  – коэффициент спроса;

$P_c$  - мощность силовых потребителей, кВт;

$P_T$  – мощность для технологических нужд, кВт;

$P_{ов}$  – мощность устройств внутреннего освещения, кВт;

$P_{он}$  – мощность устройств наружного освещения, кВт.

Результаты расчетов сводим в таблице 4.5.

Таблица 4.5.

### Калькуляция потребности строительства в электроэнергии

№ п.п.	Наименование потребителей	Ед. изм.	Объем потреб.	Коэффициент		Удельная мощность, кВт	Расчетная мощн., кВА
				спроса, Кс	мощн., cosφ		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Кран	шт.	1	0,25	0,5	55	27,5
Итого на силовые потребители							27,5
2	Территория производства работ	м2	7020	1	1	0,0004	0,632
3	Монтаж строительных конструкций и каменная кладка	м2	1250	1	1	0,003	1,563
4	Отделочные работы	м2	414	1	1	0,002	0,512
Итого на наружное освещение							3,8
5	Гардеробная с умывальной	м2	99	0,8	1	0,015	2,0664
6	Душевая с преддушевой и раздевалкой	м2	12	0,8	1	0,015	0,2916
7	Помещение для обогрева, отдыха, сушки и приема пищи	м2	33	0,8	1	0,015	0,372
8	Туалет	м2	2	0,8	1	0,015	0,0168
9	Контора	м2	25	0,8	1	0,015	0,1848
Итого на внутреннее освещение*							2,9652
Расчетная нагрузка							34,2652

### 1.1. Обоснование потребности в освещении

Расчет числа прожекторов ведется через удельную мощность прожекторов по формуле:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}}, \quad (3.14)$$

Где  $p$  – удельная мощность, Вт/м<sup>2</sup>;

$E$  – освещенность, лк;

$S$  – величина площадки, подлежащей освещению, м<sup>2</sup>;

$P_{\text{л}}$  – мощность лампы прожектора, Вт.

Принимаем лампы газоразрядные ксеноновые ДКсТ10000 ( $P_{\text{л}} = 10000 \text{ Вт}$ )

Результаты расчетов приводим в таблице 4.6

Таблица 4.6

№ п.п	Наименование потребителей	Объем потр, м <sup>2</sup>	Освещенность, лк	Расчетное количество прожекторов, шт
1	2	3	4	5
1	Территория строительства в районе производства работ	7020	2	1
2	Монтаж строительных конструкций и каменная кладка	1250	20	4
3	Отделочные работы	414	50	1

**Раздел 5**

**ОХРАНА ТРУДА И ЭКОЛОГИЯ**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		84

## 5.1. Мероприятия по охране труда

### Анализ опасных и вредных факторов

Исходными материалами для разработки вопросов обеспечения безопасности работ и производственной санитарии являются:

- инженерные решения, соответствующие данному строительству;
- действующие нормативы;
- типовые решения по охране труда;
- каталог технических средств безопасности;
- материалы анализа причин производственного травматизма.

Вопросы, подлежащие разработке, в проектной документации делят на три группы:

- общеплощадочные;
- технологические;
- специальные.

К первой группе относят:

- выбор системы освещения строительной площадки, проходов и рабочих мест;
- обозначения и ограждения опасных зон, обеспечение безопасности условий труда в непосредственной близости от действующих линий электропередач, организация санитарно гигиенического обслуживания рабочих.

Во вторую группу входят:

- разработка инженерных решений по безопасному выполнению строительного-монтажных работ и операций;
- выбор рациональных устройств и приспособлений для монтажа всех видов конструктивных элементов и обеспечения безопасной работы кранов и других механизмов;
- разработка мероприятий, исключающих поражение электрическим током.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						85
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

К третьей группе относятся мероприятия, которые обуславливаются особенностями географических и метеорологических условий производства работ.

При проектировании строительного генерального план разрешается комплекс вопросов по созданию здоровых и безопасных условий труда. В процессе его разработки предусматриваются следующие мероприятия по охране труда:

- проектирование помещений для санитарно бытового обслуживания рабочих, включая места для обогрева рабочих в холодное время года, для пожарно-сторожевой охраны и служебные помещения для технического персонала строительного объекта;

- рациональное размещение складов и площадок для кратковременного хранения конструкций и материалов;

- организация безопасного внутриплощадочного транспорта, размещение основных монтажных механизмов, устройство дорог и проездов;

- определение стабильных и подвижных опасных зон, связанных с применением основных строительных машин и средств механизации и автоматизации погрузочно-разгрузочных работ, организация безопасного труда в зонах транспортных узлов;

- проектирование мероприятий по борьбе с шумом;

- решение вопросов размещения дополнительных устройств и оборудования для выполнения работ в зимних условиях;

- решение вопросов освещенности рабочих мест.

Для исключения переноса кранами грузов над рабочими местами на стройгенплане должно быть указано направление поворота стрелы крана с грузом в увязке с направлением движения монтажа здания или сооружения. Намечаются проезды и подъезды для подвода материалов и конструкций.

Расположение постоянных и временных сооружений, транспортных коммуникаций, сетей тепло-, водо- и электроснабжения, установка строительных машин и механизмов, площадок для складирования и других объектов на

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						86
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

строительной площадке должно строго соответствовать решениям, принятым проектной документацией и ее организации.

До начала строительства на площадках сооружают подъездные пути и внутриплощадочные дороги, обеспечивающие удобные подъезды и проезды тяжеловесных транспортных средств, осуществляющих подвоз материалов, деталей и конструкций. Как правило, на строительной площадке устраиваются сквозные дороги и оборудованы на них специальными уширениями для разгрузки транспорта.

В ППР разрабатывается:

- система одностороннего движения автотранспорта;
- делаются рекомендации по размещению дорожных знаков;
- указываются места расстановки контейнеров и штабелей с материалами и конструкциями, приема раствора, стоянки автотранспорта.

Для обеспечения безопасности производства работ в темное время суток все места возможного выполнения работ подлежат освещению в соответствии с нормами.

До начала строительства на площадке в соответствии с проектом в безопасной зоне возводят все необходимые санитарно-бытовые помещения.

При возведении зданий и сооружений наиболее сложными и опасными являются работы, связанные с монтажом строительных конструкций, поэтому особое внимание уделяют вопросам обеспечения безопасных условий производства этих работ.

На монтажной площадке существуют зоны, где постоянно или потенциально действуют опасные производственные факторы.

Трудовые процессы, связанные с монтажом строительных конструкций, являются наиболее сложными и опасными, так как значительный объем работ приходится выполнять на большой высоте в условиях, когда исключена возможность эффективного использования средств коллективной защиты работающих от падения с высоты.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						87
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Важным фактором безопасного ведения монтажных работ является правильная организация рабочих мест, включая систему мероприятий по оснащению рабочего места необходимыми техническими средствами: подмостями, люльками, монтажными стойками, вышками, лестницами, переходными мостиками, а также средствами индивидуальной и коллективной защиты. Организация рабочего места должна обеспечивать безопасность труда, а также безопасный и удобный доступ к рабочим местам.

Для перехода работающих на высоте по горизонтальным и с незначительным наклоном плоскостям должны применяться огражденные переходные мостики или трапы, также применяют страховочные канаты, изготовленные из гибких стальных тросов, к которым работающих прикрепляют карабином предохранительного пояса. При приемке, установке, выверке и проектном закреплении конструкций безопасность обеспечивают применением средств коллективной защиты. При этом используют приставные лестницы с рабочими площадками, передвижные подмости по подкрановым балкам, металлические площадки.

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушение грунта в процессе его разработки и при последующих работах нулевого цикла в траншеях котлованах, которое может происходить вследствие превышения нормативной глубины разработки выемок без креплений.

При рытье котлованов и траншей на местах движения людей и транспорта вокруг места производства работ устанавливают сплошное ограждение высотой 1,2м с системой освещения. В пределах призмы обрушения грунта при устройстве траншей и котлованов без креплений запрещается складирование материалов и оборудования, установка и движение машин и механизмов, прокладка рельсовых путей, размещение лебедок.

В местах перехода рабочих через траншеи глубиной более 1м необходимо устраивать переходные мостики шириной не менее 0,6м с перилами на высоте 1,1м. Для спуска в траншеи и котлованы устанавливают стремянки шириной 0,6м с перилами или приставные лестницы.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						88
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		



Разработка и перемещение грунта экскаваторами, бульдозерами, скреперами и другими машинами при движении на подъем или под углом наклона более указанного в паспорте, запрещается. При разработке выемок с устройством уступов ширина каждого из них должна быть не менее 2,5м.

В пределах строительной площадки экскаватор передвигается по заранее выбранному пути, с уклоном не превышающем нормативный. Стрелу при этом устанавливают строго по ходу движения, а ковш должен быть пустым и поднятым на высоту 0,5...0,7м от поверхности земли.

Транспортные средства, предназначенные для погрузки грунта, должны находится за пределами опасной зоны экскаватора. Подавать их под нагрузку и отъезжать после ее окончания можно только по сигналу машиниста.

Неуклонный рост поступлений токсичных веществ в окружающую среду отражается на здоровье населения, ухудшении качества сельскохозяйственной продукции, снижает урожайность, оказывает влияние на климат отдельных регионов и состояние озонового слоя Земли, приводит к гибели флоры и фауны.

Шум в окружающей среде – в жилых и общественных зданиях, на прилегающих к ним территориях создаются одиночными или комплексными источниками, находящимися снаружи или внутри здания. Это прежде всего транспортные средства, техническое оборудование промышленных и бытовых предприятий, двигатели внутреннего сгорания. Без принятия соответствующих мер по снижению шума его уровни могут существенно превышать существующие нормативы.

## **5.2. Меры по взрывопожаробезопасности**

Оценка взрывопожароопасности различных объектов заключается в определении возможных разрушительных последствий пожаров и взрывов в этих объектах, а также опасных факторов этих явлений для людей (ОФП- опасные факторы пожара). Существует два метода оценки взрывопожаробезопасности объектов детерминированный и вероятностный. Действующие нормативные документы, носящие детерминированный характер являются «Общесоюзные

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						89
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

нормы технологического проектирования (ОНТП24-86)» и «Правила устройства электроустановок»(ПУЭ). Вероятностный метод основан на концепции допустимого риска и предусматривает недопущение воздействия на людей ОФП с вероятностью превышающей нормативную. Нормативным документом основанным на вероятностном подходе является ГОСТ12.1.004-85 «Пожарная безопасность. Общие требования ».

ОНТП24-86 устанавливает методику и порядок определения категорий помещений и зданий производственного и складского назначения по взрывопожаробезопасности.

Пожары и взрывы причиняют значительный материальный ущерб и в ряде случаев вызывают тяжелые травмы и гибель людей. В одних случаях возникновение пожаров связано с нарушением противопожарного режима или неосторожным обращением с огнем, а в других – следствием нарушения мер пожарной безопасности при проектировании и строительстве здания. Очень распространенной причиной пожара в процессе строительства зданий является нарушение правил пожарной безопасности при проведении газо- или электросварочных работ, применение открытого огня для обогрева

Таблица 6.1—Категории зданий и сооружений по взрывопожароопасности

Категория помещения	Характеристика веществ и материалов Находящихся (обращающихся) в помещении
1	2
А (взрыво-пожаро-опасная)	Горючие газы, легко воспламеняющиеся жидкости с температурой вспышки не более 28°С в таком количестве, что могут образовывать взрывоопасные парогазовоздушные смеси; вещества и материалы, способные взрываться, гореть при взаимодействии с водой, воздухом, друг с другом, так что расчетное избыточное давление воздуха превышает 5 кПа.

Б (взрыво-пожаро-опасная)	Горючие пыли или волокна, легко воспламеняющиеся жидкости с температурой вспышки не более 28°С в таком количестве, что могут образовывать взрывоопасные пыле- и паровоздушные смеси, при воспламенении которых развивается расчетное избыточное давление воздуха более 5 кПа.
В (пожаро-опасная)	Легковоспламеняющиеся, горючие и трудно горючие вещества и материалы, способные при взаимодействии с водой, воздухом или друг с другом только гореть, при условии, что помещения в которых они имеются в наличии или обращаются не относятся к категории А или Б.
Г	Негорючие вещества и материалы в горячем, раскаленном или расплавленном состоянии, процесс обработки которого сопровождается выделением лучистого тепла, искр и пламени; горючие газы, жидкости и твердые вещества, которые сжигаются или утилизируются в качестве топлива.
Д (не пожароопасные)	Негорючие вещества и материалы в холодном состоянии.

Мероприятия по предупреждению возникновения и ограничению размеров пожаров, называемые пожарной профилактикой, являются составной частью мероприятий по охране труда, так как их главная цель – предупреждение несчастных случаев с людьми.

В условиях строительного производства источниками воспламенения могут быть: открытый огонь и раскаленные продукты горения, тепловое проявление механической энергии, тепловое проявление электрической энергии или химических реакций.

Открытый огонь может воспламенить почти все горючие вещества. Источниками огня могут быть нагревательные печи, паяльные лампы и горелки газосварочных аппаратов. Источниками искр могут быть электро- и газосварочные работы, двигатели внутреннего сгорания.

Основной мерой противопожарной защиты от возможности возникновения пожаров в результате воздействия источников открытого огня является их изоляция от горючих паров и газов при авариях. На производство огневых работ должно быть разрешение администрации и согласие пожарной охраны. В необходимых случаях устанавливается пожарный пост.

Осуществление мероприятий, направленных на обеспечение пожарной безопасности строительных площадок и подсобных хозяйств при них, возлагается на начальников строителств. Они несут ответственность за организацию пожарной охраны на строительстве в целом, за выполнение в установленные сроки необходимых противопожарных мероприятий, а также за наличие и исправное содержание средств пожаротушения.

Лица, ответственные за противопожарное состояние, обязаны осматривать строящееся здание и подсобные помещения перед их закрытием по окончании рабочего дня. Выявленные при этом нарушения требований пожарной безопасности должны быть немедленно устранены.

На строительной площадке должно быть организовано обучение всех рабочих и служащих правилам пожарной безопасности и действиям на случай возникновения пожара. Лиц, не прошедших инструктажа о соблюдении мер пожарной безопасности, не следует допускать к работе на строительстве.

Каждый работающий на строительстве обязан выполнять требования «Правил пожарной безопасности при производстве строительных работ», а также принимать меры к устранению выявленных противопожарных нарушений и ликвидации возникших загораний и пожаров.

С рабочими и служащими наиболее пожароопасных участков строительства, а также с электрогазосварщиками и другими лицами, занятыми на огневых работах, следует проводить специальный пожарно-технический минимум. Пожарная безопасность на строительной площадке должна обеспечиваться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.004-76.

### **5.3. Мероприятия по уменьшению загрязнений окружающей среды**

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						92
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Защита окружающей среды комплексная проблема, требующая решения целого комплекса следующих задач:

- совершенствование технологических процессов;
- разработка нового оборудования;
- экологическая экспертиза всех видов производств и промышленной продукции;
- применение дополнительных методов и средств защиты окружающей среды.

При выполнении планировочных работ почвенный слой должен предварительно сниматься и складироваться для последующего использования. Допускается не снимать плодородный слой: при толщине его менее 10см, при разработке траншей шириной по верху 1м и менее. Снятие и нанесение плодородного слоя следует производить, когда грунт находится в не мерзлом состоянии. Не допускается не предусмотренная проектной документацией вырубка деревьев и кустарника, засыпка грунтом стволов и корневых шеек древесно-кустарниковой растительности.

При производстве строительно-монтажных работ должны быть соблюдены требования по предотвращению запыленности и загрязненности воздуха. Не допускается при уборке отходов и мусора сбрасывать их с этажей здания без применения закрытых лотков.

Зоны работы строительных машин и маршруты движения средств транспорта должны устанавливаться с учетом требований по предотвращению повреждения зеленых насаждений.

Производственные и бытовые стоки образующиеся на строительной площадке, не должны загрязнять окружающую территорию.

Строительство ведется из экологически чистых материалов и изделий. На строительной площадке нет объектов, выделяющих вредные примеси.

Природоохранные мероприятия в строительстве должны предусматривать охрану воздушной среды, борьбу с шумом, охрану и рациональное использование воды, земли, биологических, органических и минеральных природных ресурсов.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						93
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Производство работ на строительной площадке следует вести в строго отведенных площадках. Отвалы грунта устраивают в пределах отведенной для этого территории. Производить оттаивание мерзлого грунта огневым способом запрещено. Удаление строительного мусора с перекрытий следует производить в закрытых лотках и бункерах – накопителях. Необходимо рационально использовать строительную технику на строительной площадке, чтобы наносить наименьший вред окружающей среде, особенно технику, работающую на электроприводе и газовом топливе. Заправка строительных и обслуживающих машин с двигателями внутреннего сгорания на площадке, должна производиться с соблюдением всех мер предосторожности и правил техники безопасности.

Охрану окружающей среды необходимо производить по следующим разделам:

а) применение новых прогрессивных технологий производства и уменьшающих выбросы и загрязнение;

б) экономия природных ресурсов в технологических процессах и внедрение с полной мощностью оборотных систем водоснабжения;

в) защита атмосферного воздуха от загрязнения;

г) защита подземных вод от загрязнения;

д) защита открытых бассейнов от загрязнения производственными сточными водами;

е) восстановление (рекультивация) земельного участка.

В соответствии с этими разделами необходимо производить мероприятия улучшающие экологическую обстановку на участке строительства. Перед планировкой площадки строительства растительный слой толщиной 0,35 м аккуратно срезают и складывают его в отведенных местах для дальнейшего использования при благоустройстве территории по окончании общестроительных работ. Это позволяет не производить привоз грунта и экономно использовать транспортные средства. Весь строительный мусор загружается в контейнеры и увозится, предотвращая загрязнение участка строительства.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						94
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Благоустройство территории и озеленение производится за счет сохранения массива грунта, а также производится посадка кустарников и деревьев. Газоны и площадки засеиваются травой, тем самым возникает единый зеленый массивный комплекс, сочетающийся с окружающей средой.

Для предотвращения загрязнения воздуха токсичными и отравляющими веществами необходимо применять экологически чистые материалы и нетоксичные мастики и герметики. Во вредных работах необходимо использовать средства индивидуальной защиты.

#### 5.4. Экологическая безопасность проекта

В результате развития промышленности, увеличения количества автотранспорта в городах нашей страны, все более остро ведется вопрос охраны окружающей среды.

Проектируемый объект будет расположен по ул. Советской в центре ст. Барсуковской во II санитарно-охранной природной зоне. Рельеф местности спокойный. Древесно-кустарниковая растительность на строительной площадке отсутствует.

Основными источниками загрязнения окружающей среды в ст. Барсуковской являются автотранспорт и промышленные предприятия. В процессе производства образуются отходы, как организованные (мусор, отходы производства, дым), так и неорганизованные (возможные выбросы вредных веществ в аварийных ситуациях), которые ухудшают не только экологию промышленного района, но и всего населенного пункта и его окрестностей. Результаты наблюдений центра по гидрометеорологии показали, что основными компонентами загрязнений атмосферного воздуха являются: сернистый ангидрид, окись углерода, двуокись азота, фенола.

Строительство проектируемого объекта также способствует загрязнению окружающей среды. Для предотвращения негативных последствий загрязнения окружающей среды в результате строительства проектируемого объекта предусматривается ряд мероприятий.

1. Для охраны почвенно-растительного слоя:

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		95

— растительный слой грунта мощностью 0,2м срезать при планировке бульдозером Д- 290, окутить и складировать с учетом ориентации здания с юго-восточной стороны на расстоянии 25 м от объекта;

— полученные при производстве работ (отвердевший бетон, раствор, битый кирпич) собираются и используются для засыпки пазух, а также для постоянных дорог;

— заправку и механическое обслуживание строительных машин осуществлять на местной автозаправочной станции (АЗС), расположенной на расстоянии 1,2 км от проектируемого объекта.

Место заправки горючесмазочными материалами (ГСМ) АЗС оборудовано бетонным основанием с присыпкой песком вокруг него и отводящим бетонным лотком в соответствии с ГОСТ 12.3.009 – 76. «Правила по охране труда при погрузочно-разгрузочных работах и размещении грузов».

## 2. Для охраны поверхностных и подземных вод:

— бытовые стоки от временных туалетов, душевых через временные сети попадают в городскую канализацию;

— на площадке, спланированной по уклону, предусмотрены бетонные лотки для стока ливневых вод в городскую канализацию;

— при использовании растворно-бетонного узла (РБУ) устроить отстойники для очистки воды, которая затем через лотки поступает в канализацию.

## 3. Для охраны атмосферного воздуха при строительстве.

— при вынужденных простоях транспортные средства стоят с выключенными двигателями, тем самым уменьшая общий выброс выхлопных газов. Используемые строительные машины (экскаватор ЭО – 3032, бульдозер Д – 290, автосамосвал ГАЗ – 53Б) технически исправны, прошли контроль на СО.

— лакокрасочные и сыпучие материалы (цемент, известь) хранить в закрытом складе, расположенном на восточной стороне площадки, на расстоянии 15 м от здания. Все материалы имеют заводскую геометрическую упаковку;

— гидроизоляционные работы производятся при помощи установки для подогрева битума на электрическом приводе;

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		96



— в летнее время перед началом использования временных дорог их поливают водой не реже двух раз за смену. Также производится влажная уборка помещений, а полученные при этом отходы собираются в инвентарных контейнерах;

— погрузочно–разгрузочные работы как со строительными материалами и изделиями, так и с отходами на этажах производятся при помощи крана. Сброс строительного мусора с этажей здания запрещен.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						97
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

## Список использованных источников

1. СНиП 23-01-99. Строительная климатология. М.: ГУП ЦПП, 2000.
2. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Основные положения/ Госстрой России. – М.:ФГУП ЦПП, 2005. – 37с.
3. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения/ Госстрой России. – М.:ФГУП ЦПП, 2004. – 23с.
4. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. М.: ГУП ЦПП, 2000.
5. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий.
6. СНиП 2.07.01-89\*. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. М.: ГП ЦПП, 1994.
7. СП 23-101-2000. Проектирование тепловой защиты зданий.
8. СНиП 2.08.01-89\*. Жилые здания. М.: ГУП ЦПП, 2001.
9. СНиП 21-01-97\*. Пожарная безопасность зданий и сооружений. М.: ГУП ЦПП, 1999.
10. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М.: ГП ЦПП, 1996.
12. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Часть II. – М.: ЦИТП, 1986.
13. В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин «Железобетонные и каменные конструкции». Учебник для вузов. М.: Высшая школа, 1987.
14. Д.В. Коптев, Г.Г. Орлов, В.И. Булыгин и др. Безопасность труда в строительстве (Инженерные расчеты по дисциплине «Безопасность жизнедеятельности»): Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2003.
15. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. М.: ЦИТП, 1986.
16. СНиП 1.04.03-85. Нормы продолжительности строительства зданий. М.: АПП ЦИТП, 1991.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						98
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

17. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве. Строительное производство. М.: ФГУП ЦПП, 2004.

18. СНиП 23-05-95. Естественное и искусственное освещение. М.: ГИ ЦПП, 1995.

19. Пчелинцев В.А. и др. Охрана труда в строительстве: Учеб. для строит. вузов и фак. – М.: Высш. шк., 1991.

20. Экологические основы строительного производства. Свердловск, 1990.

21. К.К. Шевцов. Охрана окружающей природной среды в строительстве. М.: «Высшая школа». 1994.

					ЗИЭФ-270800.2016.532. ПЗ ВКР	Лист
						99
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		