

ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Архитектурно-строительный институт

Кафедра

«Строительные конструкции и сооружения»

**Работа проверена**

**Допустить к защите**

Рецензент

Заведующий кафедрой Мишнев М.В.

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2018 г.

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2018 г.

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ**

Тема: \_ 5-ти этажный жилой дом с мансардой в г. Челябинск \_

**ЮУрГУ-Д**

**000 ПЗ**

Консультанты:

Руководитель работы

*по архитектуре*

\_\_ Мусихин В. А., доцент, к.т.н. \_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

*по технологии строит. произ-ва*

Автор работы

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

студент группы \_АСИ-421\_\_

\_\_ Федаш \_\_

*по организации строительства*

\_\_ Игорьь \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

\_\_ Олегович \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Нормоконтролер

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Челябинск  
2018

## АННОТАЦИЯ

Федаш И.О. – Пятиэтажный жилой дом. Выпускная квалификационная работа. – Челябинск: ЮУрГУ, АС., 2018, стр, 1 прил. Библиографический список – 23 наименования, 6 чертежей формата А1.

В данной выпускной квалифицированной работе рассмотрены решения по возведению здания: “Пятиэтажное жилое здание с мансардой”. В архитектурно-конструктивном разделе разработаны архитектурно-планировочные и конструктивные решения, а также схема генерального плана, произведен теплотехнический расчет. В расчетно-конструктивном разделе произведен расчет многопустотной железобетонной плиты перекрытия, в том числе сбор нагрузок, определение расчетных усилий и расчет по предельным состояниям. В разделе технологии строительного производства разработаны технологическая карта на монтаж этажа с плитами перекрытия, определены объемы и трудоемкости работ, составлен график производства работ, описаны требования по контролю качества и охране труда. В разделе организации строительного производства разработан календарный план и стройгенплан на основной период строительства, описаны мероприятия по охране окружающей среды.

					<i>АСИ-421.08.03.01.2018</i>			
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		<i>Стадия</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
<i>Зав. каф</i>		<i>Мишнев М.В.</i>			<b>Оглавление</b> <b>5-ти этажное жилое здание с мансардой</b>	В	К	Р
<i>Н. Контр.</i>		<i>Мусихин В.А.</i>				5		
<i>Руковод.</i>		<i>Мусихин В.А.</i>				ЮУрГУ Кафедра СКиС		
<i>Разраб.</i>		<i>Федаш И.О.</i>						

Аннотация.....	5
1. Архитектурная часть.....	8
1.1 Природно – климатическая характеристика района строительства..	9
1.2 Генеральный план участка строительства .....	10
1.3 Объемно - планировочные решения здания.....	11
1.4 Конструктивное решение здания .....	13
1.5 Теплотехнический расчет здания.....	13
1.6 Пожарная безопасность.....	15
2. Расчетно - конструктивная часть.....	17
2.1 Исходные данные .....	18
2.2 Выбор геометрических параметров панели .....	18
2.3 Определение нагрузок, действующих на междуэтажное перекрытие, и сбор нагрузок на одну плиту.....	22
2.4 Выбор расчетной схемы панели и расчет внутренних усилий в панели.....	23
2.5 Характеристика арматуры и бетона .....	25
2.6 Выбор величины исходного предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.....	25
2.7 Подбор продольной напрягаемой рабочей арматуры из условия прочности сечения, нормального к продольной оси панели.....	26
2.8 Определение геометрических характеристик приведенного поперечного сечения железобетонной панели.....	29
2.9 Вычисление потерь предварительного напряжения в напрягаемой рабочей арматуре.....	30
2.10 Проверка прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси панели, на действие изгибающего момента.....	34
2.11 Проектирование постановка поперечной (косвенной) арматуры исходя из конструктивных требований и подбор поперечного сечения хоммутов.....	37
2.12 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси панели	38

2.12.1	На действие поперечной силы по наклонной трещине.....	38
2.12.2	На действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами.....	39
2.13	Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси панели, на действие изгибающего момента по наклонной трещине. Учет влияния длины зоны передачи напряженной продольной напрягаемой арматуры	40
2.14	Расчет панели по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации.....	45
2.15	Расчет панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации.....	48
2.16	Расчет подъемных (строповочных) петель на прочность с учетом динамичности. Технологические требования к арматурным сталям, применяемым для изготовления монтажных петель.....	52
2.17	Расчет панели на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.....	58
2.18	Конструирование технологического армирования панели.....	64
2.19	Расчет прогиба плиты в стадии эксплуатации.....	67
3.	Технология строительного производства.....	70
3.1	Ведомость элементов типового этажа.....	71
3.2	Ведомость объемов работ на монтаж конструкций типового этажа...	71
3.3	Выбор основных машин и механизмов для монтажа конструкций типового этажа.....	72
3.4	Калькуляция затрат труда и машинного времени.....	74
3.5	Порядок производства кладочных работ.....	77
3.6	Требования к качеству и приемке работ.....	91
3.7	Потребность в материально - технических ресурсах.....	92
3.8	Техника безопасности.....	92
4.	Организация строительного производства.....	94
4.1	Организация строительной площадки.....	95
4.2	Техника безопасности.....	102

Заключение.....	103
Список литературы.....	105

					<i>АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		7

# 1. Архитектурная часть

					<i>АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		8

## 1. Архитектурная часть

### 1.1 Природно - климатическая характеристика района строительства

#### Климат

Особенности своего климата Челябинск получил от исторически сложенного географического положения, солнечного освещения и влияния воздушных масс. Так, находясь на восточном склоне Уральских гор, к городу ограничено поступления тёплых Атлантических осадков, а его значительная удалённость от больших водоёмов и нахождение практически в середине материка создаёт большие колебания суточных и годовых показателей температуры воздуха.

Для Челябинской зимы характерно в среднем  $-15$  —  $-17^{\circ}\text{C}$ , в студеную зиму морозы достигают  $-30$  —  $-40^{\circ}\text{C}$ , имеют место быть ежемесячные недельные метели.

Годовые объемы осадков составляют на равнинах 300 мм, а в горной местности 600 мм.

Весна наступает только в конце апреля, когда отогревает 1,3 м почвы, превращает в осадки 30-40 см снега и передаёт бразды правления лету где-то с июня, когда погода становится устойчивой и прекращаются заморозки.

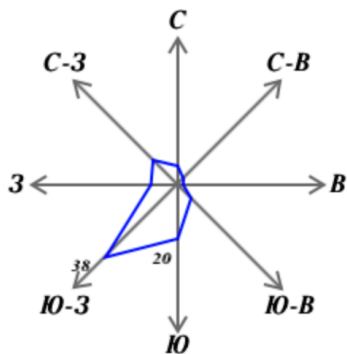
Ветровой режим на территории Челябинска и области зависит от особенности размещения основных центров действия атмосферы и изменяется под влиянием орографии. В январе—мае, в основном, преобладают ветры южного и юго-западного направления со средней скоростью 3—4 м/с. При метелях максимальная скорость увеличивается до 16-28 м/с. В июне-августе ветер дует с запада и северо-запада, средняя скорость не увеличивается, но при грозах наблюдается кратковременное шквалистое усиление ветра до 16—25 м/с. В сентябре-декабре ветер поворачивает на южный и юго-западный, средняя скорость ветра составляет 3 м/с, максимальная- 18—28 м/с.

Климат города умеренный, по общим характеристикам относится к умеренному континентальному (переходный от умеренно-континентального к резко континентальному). Температура воздуха зависит как от влияния поступающих на территорию области воздушных масс, так и от количества получаемой солнечной энергии. 2066 часов солнце светит на территории области, это на 481 час больше, чем над Москвой.

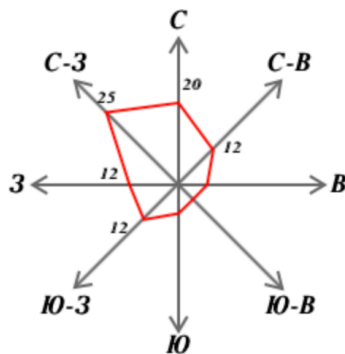
Табл. 1. Данные для розы ветров

Месяц	Повторяемость ветра по направлению, %							
	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
Январь	7	3	2	7	20	38	10	13
Июль	20	12	7	5	7	12	12	25

Роза ветров. Челябинск. Январь



Роза ветров. Челябинск. Июль



Роза ветров. Челябинск. Январь. Июль

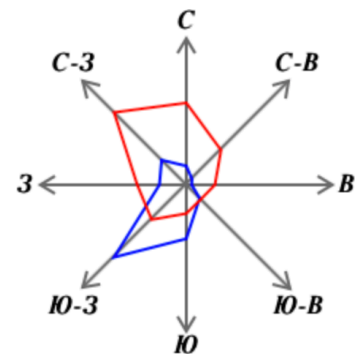


Рис. 1.1 Роза ветров

## 1.2. Генеральный план участка строительства

Положение района в плане города, существующая застройка, транспортное и инженерное обеспечение.

Проектируемая территория административно входит в состав советского района, расположенного по улице Кузнецова 23.

Город расположен во IV климатическом районе, в зоне влажности 3. Климат района умеренный, по общим характеристикам относится к умеренно континентальному.

*Климатические параметры холодного периода года:*

- Температура воздуха наиболее холодных суток, обеспеченностью 0,92 –  $-38^{\circ}\text{C}$
- Температура воздуха наиболее холодной пятидневки, обеспеченностью 0,92 –  $-34^{\circ}\text{C}$
- Абсолютная минимальная температура воздуха –  $-48^{\circ}\text{C}$
- Продолжительность периода со среднесуточной температурой  $\leq 8^{\circ}\text{C}$  – 218 суток
- Средняя температура воздуха со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8^{\circ}\text{C}$  –  $-6,5^{\circ}\text{C}$
- Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца – 78%
- Количество осадков за ноябрь-март – 104 мм
- Преобладающее направление ветра за декабрь-февраль – юго-западное. – Глубина промерзания грунта – 1,9 м.

*Климатические параметры теплого периода года:*

- Барометрическое давление 985 гПа
- Средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца –  $+24,1^{\circ}\text{C}$ .
- Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца – 69%.
- Количество осадков за апрель-октябрь 435 мм
- Преобладающее направление ветра за июнь-август – северо-западное.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

10



Генплан разработан с учетом розы ветров.

Разработан проект с определением условных границ участка. Технико-экономические показатели даны в пределах условной границы участка проектирования.

Благоустройство выполнено с максимальным сохранением существующего. Предусмотрены площадки: детская игровая площадка, площадка для отдыха взрослого населения, площадка для хозяйственных целей, а также парковочная площадка. Выполнены тротуарные дорожки для связи с площадками, входами в подъезды и тротуарам вдоль улицы. Выполнено озеленение и устройство малых архитектурных форм.

Озеленение участка выполнено путем устройства газона из многолетнего разнотравья, посадки деревьев, кустарников.

План благоустройства участка выполнен в масштабе М 1:500.

Привязку благоустройства выполнена от фасадных стен жилого дома.

Отмостка выполнена из асфальтобетона.

Дорожное покрытие - асфальтобетон, дорожки - тротуарная плитка.

Предусмотрено наружное освещение.

Генплан обеспечивает удобную зону движения жителей дома.

На территории жилого дома предусматривается установка урн.

### 1.3 Объемно-планировочное решение здания

Проектом предусматривается капитальный ремонт помещений с сохранением конструктивной схемы здания.

Здание крупноблочное, керамзитобетонное с внутренним несущим каркасом. В плане здание прямоугольной формы, с максимальными размерами 38,16x20 м, 5-ти этажное. Высота этажа - 2.6м.

Характеристики здания:

уровень ответственности - II

степень огнестойкости здания - I

Табл. 2. Состав и площади помещений типовых этажей

	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
Квартира №1	Кухня	13,6
	Спальня	12,15
	Гостинная	17,53
	Кладовая	2,48
	С/У	5,6
	Коридор	6,25
	Веранда	12,78
	Площадь квартиры: жилая	29,68
	Общая	70,39

	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
Кварт ира №2	Кухня	11,72
	Спальня	14,67
	Спальня	15,12

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

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

11

	Гостиная	16,86
	С/У	5,41
	Коридор	11,46
	Веранда	8,34
	Площадь квартиры: жилая	46,65
	Общая	83,58
Квартира №3	Кухня	15,24
	Спальня	13,38
	Спальня	14,43
	Гостиная	18,88
	С/У	5,54
	Коридор	13,97
	Веранда	16,68
	Площадь квартиры: жилая	46,69
	Общая	101,3
Квартира №4	Кухня	11,72
	Спальня	14,67
	Спальня	15,12
	Гостиная	16,86
	С/У	5,41
	Коридор	11,46
	Веранда	8,34
	Площадь квартиры: жилая	46,65
	Общая	83,58
Квартира №5	Кухня	13,6
	Спальня	12,15
	Гостинная	17,53
	Кладовая	2,48
	С/У	5,6
	Коридор	6,25
	Веранда	12,78
	Площадь квартиры: жилая	29,68
	Общая	70,39

	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
Квартира №6	Кухня	15,24
	Спальня	13,38
	Спальня	14,43
	Гостиная	18,88
	С/У	5,54
	Коридор	13,97
	Веранда	16,68
	Площадь квартиры: жилая	46,69

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

12

	Общая	101,3
--	-------	-------

#### 1.4 Конструктивное решение здания

**Фундаменты** - под наружные стены ленточный;  
под внутренние - ленточный.

**Наружные стены** - кирпич оштукатуренный 510 мм.

**Внутренние стены** - выполнены из керамзитобетонные блоки КСБ, толщиной 190 мм.

**Перегородки** - выполнены из керамического одинарного кирпича, толщиной 380мм.

**Перекрытие** - из сборных железобетонных многопустотных плит толщиной 3000мм, плиты перекрытия опираются на наружные стены, а по внутренним осям на балки перекрытия несущего каркаса.

**Лестницы** - железобетонные марши, уложенные на площадки, опертые на стены лестничной клетки.

**Лестницы, ведущие на мансардный этаж** - железобетонные марши.

**Покрытие мансарды** - металлочерепица "Каскад".

**Кровля** с организованным водостоком.

**Облицовка наружных стен** - вентилируемая, из металлосайдинга марки МП СК-14x226 б=0,4мм, с утеплителем типа "ИзOVER OL-E" б=120мм.

**Окна** - из ПВХ профилей, с тройным остеклением по ГОСТ 30970-02

**Двери** - деревянные по ГОСТ 6629-88, металлические по ГОСТ 31173-2003 и пластиковые по ГОСТ 30970-2002.

**Полы** - керамическая плитка, линолеум.

#### 1.5 Теплотехнический расчет здания

Исходные данные:

- Место строительства: г. Челябинск

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht}$$

где  $t_{int}$  – расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания, °С, принимаемая для расчета ограждающих конструкций группы зданий по поз. 1 таблицы 4 по минимальным значениям оптимальной температуры соответствующих зданий по ГОСТ 30494 в интервале (20 - 22 °С);  $t_{ht} = -8,7$  °С,  $z_{ht} = 213$  сут – соответственно средняя температура наружного воздуха и продолжительность периода со средней суточной температурой воздуха не более 8 °С.

$$D_d = (20 + 8,7) \cdot 213 = 6113 \text{ °С} \cdot \text{сут.}$$

По табл. 3 определяем требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций стен:

$$R_{req} = 0,00035 \cdot 6113 + 1,4 = 3,54 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С/Вт)}.$$

Табл. 3. Состав стены

№ п/ п	Материал слоя	Плотность $\gamma$ , кг/м <sup>3</sup>	Толщина на $\delta$ , м	Коэффициент теплопроводности	Термическое е

				сти материала слоя, $\lambda$ , Вт/(м·°С)	сопротивлен ие $R=\delta/\lambda$ , $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$
1	Керамзитобетонн ый блок КСБ	1600	0,6	0,72	0,83
2	Облицовка из металлосайдинга МП СК-14x226	7500	0,004	58	0,00007
3	Утеплитель “Изовер OL-E”	50	0,12	0,039	3,08

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_{ext}}$$

Принимаем значение коэффициента теплоотдачи внутренней поверхности ограждения  $\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°C}$  согласно СНиП 23-02-2003 “Тепловая защита зданий” и коэффициента теплоотдачи внешней поверхности для холодного периода  $\alpha_{ext} = 23 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°C}$  согласно СП 23-101-2004 “Проектирование тепловой защиты зданий”.

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 0,83 + 0,00007 + 3,08 + \frac{1}{23} = 4,07 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

$$R_0 > R_{req.}$$

$$4,07 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > 3,54 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Условие выполняется.

Проверка санитарно-гигиенических показателей.

Найдем температурный перепад  $\Delta t_0$  между температурной внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции:

$$\Delta t_0 = n \cdot \frac{t_{int} - t_{ext}}{R_0 \cdot \alpha_{int}}$$

$$\Delta t_0 = 1 \cdot \frac{20 - (-8,7)}{4,07 \cdot 8,7} = 0,81 \text{ °C}$$

Для наружных стен жилых зданий нормативное значение температурного перепада  $\Delta t_n = 4 \text{ °C}$  таким образом, мы имеем:

$$\Delta t_0 < \Delta t_n;$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

14



материальных ценностей при пожаре в строящемся объекте и на строительной площадке.

3. В процессе эксплуатации:

- обеспечено содержание здания и работоспособность средств его противопожарной защиты в соответствии с требованиями проектной и технической документации на них;
- обеспечено выполнение правил пожарной безопасности, утвержденных в установленном порядке, в том числе ППБ 01;
- не допущено изменений конструктивных, объемно-планировочных и инженерно-технических решений без проекта, разработанного в соответствии с действующими нормами и утвержденного в установленном порядке;
- при проведении ремонтных работ не допущено применения конструкций и материалов, не отвечающих требованиям действующих норм.

Разрешение на строительство здания получено при условии, что число людей в здании или в любой его части или пожарная нагрузка ограничены, внутри здания в заметных местах расположены извещения об этих ограничениях, а администрация здания должна разработала специальные организационные мероприятия по предотвращению пожара и эвакуации людей при пожаре.

4. Мероприятия по противопожарной защите зданий предусматриваются с учетом технического оснащения пожарных подразделений и их расположения.

5. При анализе пожарной опасности зданий могут использоваться расчетные сценарии, основанные на соотношении временных параметров развития и распространения опасных факторов пожара, эвакуации людей и борьбы с пожаром.

Степень огнестойкости здания - I

					<i>АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		16

## 2. Расчетно-конструктивный раздел

					<i>АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		17

## 2.1 Исходные данные

Район строительства – г. Челябинск;

Тип пространственной системы здания – неполный каркас;

Число этажей – 6;

Высота типового этажа – 2,6 м;

Размеры здания в плане 38160x20000.

## 2.2 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.

Расчет раскладки панелей перекрытия (рис. 2.1):

средний пролет:  $7,5 = 1,3 \cdot 0,5 + 1,3 \cdot 0,5 + 1,3 \cdot 4 + 1,0$ ;

крайний пролет:  $7,5 = 1,3 \cdot 0,5 + 0,2 + 1,3 \cdot 4 + 1,45$ ;

$f = 0,2$  м - привязка внутренней грани наружной стены к оси здания.

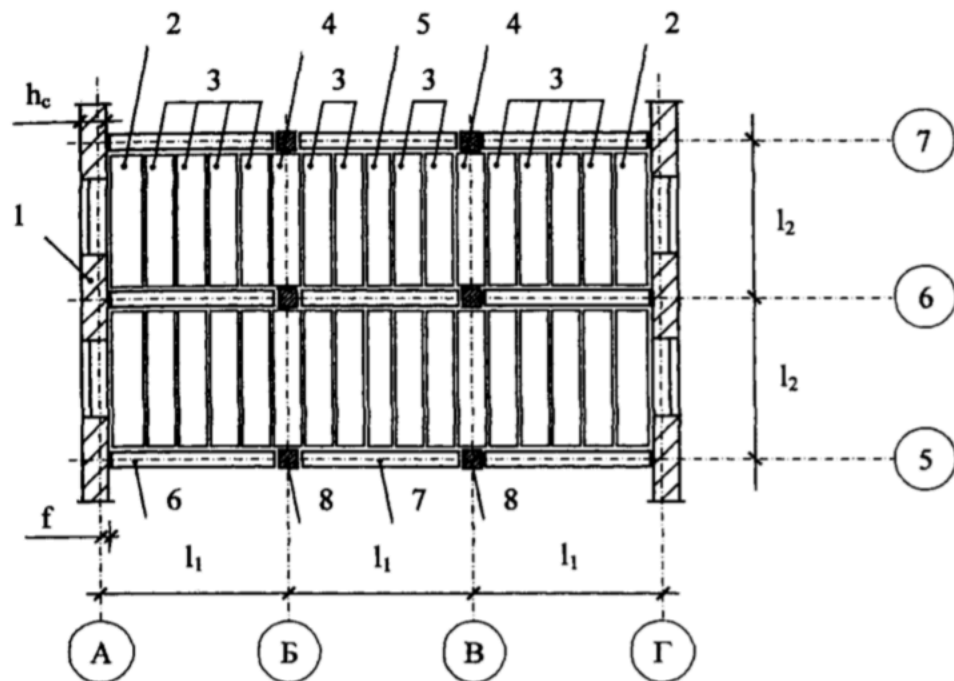


Рис. 2.1 Монтажная схема (план) сборного железобетонного перекрытия здания с неполным несущим каркасом (панели опираются на ригели крестового сечения): 1 - наружная несущая кирпичная стена; 2 - доборная панель номинальной шириной 1,45 м; 3 - типовая панель номинальной шириной 1,3 м; 4 - распорная (связевая) панель по осям колонн номинальной шириной 1,3 м; 5 - доборная панель номинальной шириной 1,0 м; 6 - ригель, опирающийся на консоль колонны и на наружную стену; 7 - ригель, опирающийся на консоли колонн; 8 - сборная железобетонная колонна



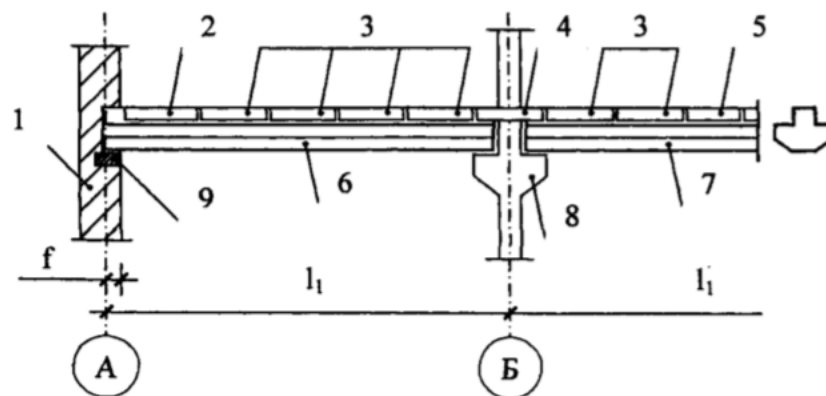


Рис. 2.2. Поперечный разрез - несущие конструкции (стена, колонна, перекрытие): 9 - распределительный железобетонный брус (опорная подушка)

После раскладки, получилось, что типовая панель междуэтажного перекрытия имеет номинальную ширину 1,3 м.

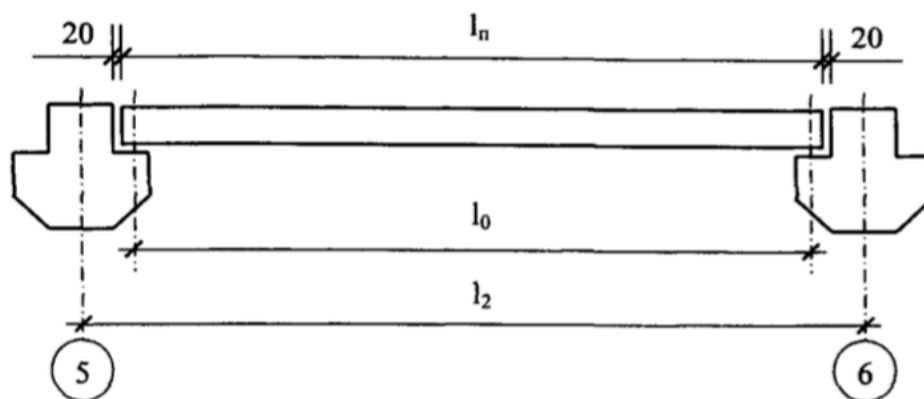


Рис. 2.3. Определение конструктивной длины и расчетного пролета панели

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

19

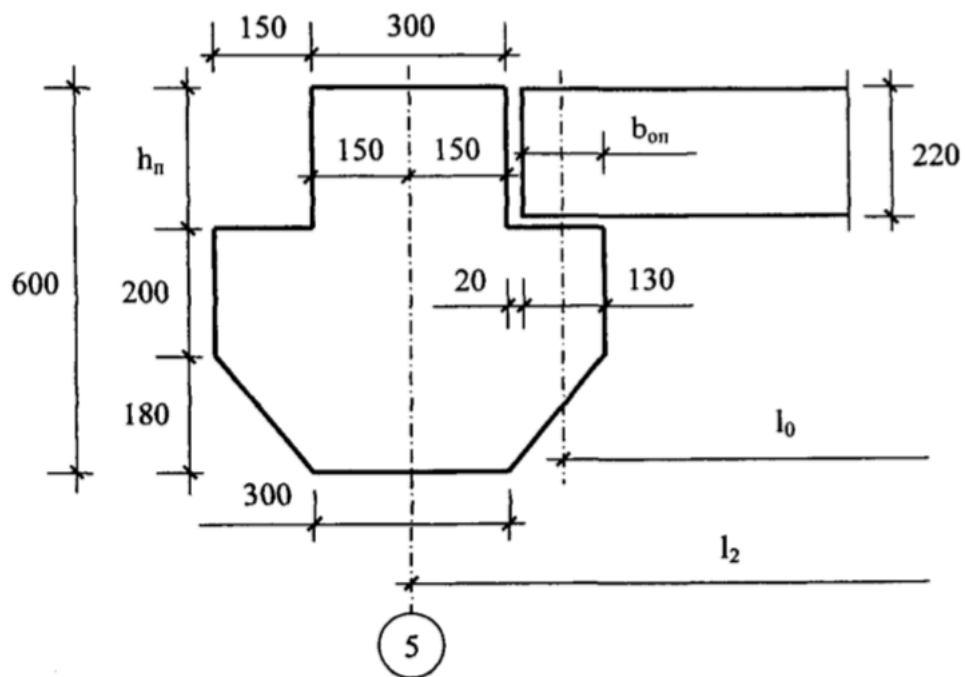


Рис. 2.4. Схема узла опирания панели на полку ригеля крестового сечения

Расчет продольных геометрических параметров панели (рис. 2.3, 2.4):  
 $l_{п}$  - конструктивная длина:  $l_{п} = l_2 - 2(150 + 20) = 5400 - 340 = 5060$  мм;  
 $b_{оп}$  - площадка опирания:  $b_{оп} = 150 - 20 = 130$  мм;  
 $l_0$  - расчетный пролет:  $l_0 = l_{п} - b_{оп} = 5060 - 130 = 4930$  мм.

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

20

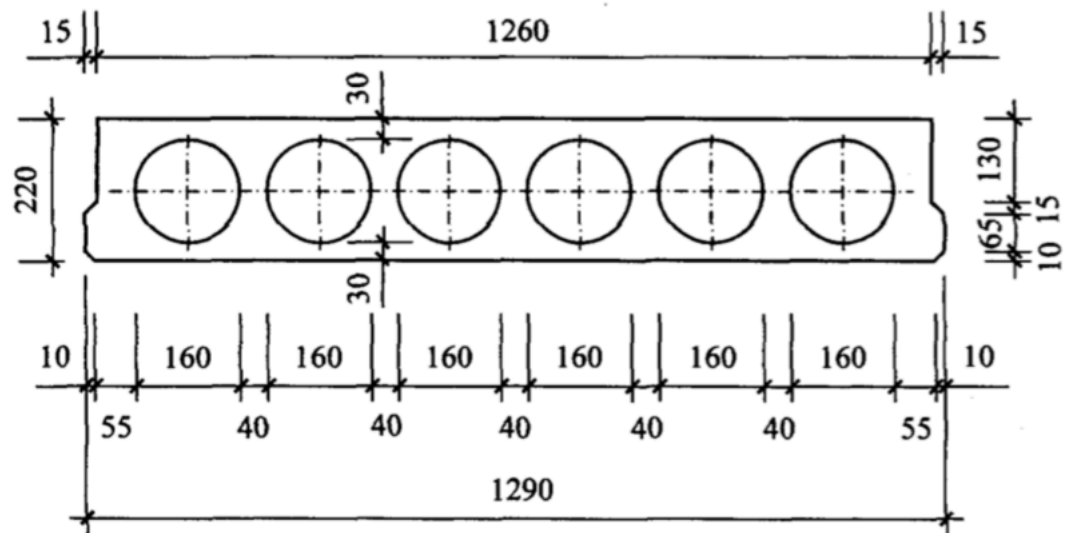


Рис. 2.5. Геометрические характеристики поперечного сечения панели

Расчет поперечных геометрических параметров панели (рис. 2.5):

$b_{пк}$  - конструктивная (проектная) ширина:  $b_{пк} = b_{пн} - 10 = 1300 - 10 = 1290$  мм;

$b_{пн}$  - номинальная ширина (по осям),  $b_{пн} = 1300$  мм;

$b_f$  - ширина полки:  $b_f = b_{пк} - 2 \cdot 15 = 1290 - 30 = 1260$  мм;

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

Таким образом, закончили подбор геометрических параметров железобетонной панели сборного перекрытия 5-ти этажного здания.

Компоновка сборных железобетонных конструкций (панели, ригелей, колонн) является первой стадией проектирования несущего каркаса здания. На этой стадии ориентировочно определяются размеры конструкций в соответствии с исходными данными на проектирование. В дальнейшем, обычно, принятые геометрические размеры железобетонных конструкции остаются неизменными, так как расчет железобетонных конструкций это **расчет армирования**, то есть подбор арматуры, для бетонных элементов с заданными геометрическими размерами. Если какая-либо проверка при расчете железобетонной конструкции не выполняется, то сначала варьируется количество арматуры в теле бетона, и при этом внешняя геометрия конструкции остается постоянной. Только когда возможности варьирования арматуры исчерпаны, проектировщик переходит к изменению внешних геометрических параметров железобетонной конструкции.

Ориентировочно высота поперечного сечения предварительно напряженной панели определяется по формуле:  $h_{п} = (0,03 \dots 0,04) l_2$ . Мы принимаем  $h_{п} = 220$  мм.

Полученная высота панели округляется до значения, кратного 2 см.

Номинальная ширина типовой панели должна приниматься кратной 100 мм, а номинальная ширина доброй панели может приниматься кратной 50 мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

### 2.3 Определение нагрузок, действующих на междуэтажное перекрытие, и сбор нагрузок на одну плиту

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

Полная нормативная нагрузка  $q_n$ , действующих на междуэтажное перекрытие, складывается из постоянной нагрузки (собственного веса)  $g_n$  и временной (полезной) нагрузки  $p_n$ , принимаемой согласно зданию на проект:

$$q_n = g_n + p_n.$$

Нормативная нагрузка от собственного веса панели определяется по формуле:

$$g_{nn} = \frac{\rho V_n}{b_{nn} l_n},$$

где,  $g_{nn}$  – нормативная нагрузка от собственного веса панели,  $\text{Н/м}^2$ ,  $\rho$  – плотность конструкционного тяжелого железобетона, принимаемая согласно пп. 2.1.1.1 [8] и равная  $2500 \text{ кг/м}^3$ , то есть  $25000 \text{ Н/м}^3$ ;  $V_n$  – объем панели,  $\text{м}^3$ ;  $b_{nn}$  – номинальная ширина панели,  $b_{nn} = 1,3 \text{ м}$ ;  $l_n$  – конструктивная ширина панели,  $l_n = 5,06 \text{ м}$ .

$$V_n = h_n b_{nk} l_n - 6 l_n \pi d^2 \cdot 0,25 = 0,22 \cdot 1,29 \cdot 5,06 - 6 \cdot 5,06 \cdot 3,14 \cdot 0,16^2 \cdot 0,25 = 1,436 - 0,610 = 0,826 \text{ м}^3.$$

$$g_{nn} = \frac{\rho V_n}{b_{nn} l_n} = \frac{25000 \cdot 0,826}{1,3 \cdot 5,06} = 3139,3 \text{ Н/м}^2.$$

Для расчета панели на трещиностойкость (момент трещинообразования, ширина раскрытия трещин) и жесткость, то есть деформативность (прогиб), определяется величина нормативной длительно действующей нагрузки:

$$q_{n,l} = q_n - p_{n,sh},$$

где,  $q_{n,l}$  – продолжительно действующая нормативная нагрузка;  $p_{n,sh}$  – кратковременно действующая составляющая полной временной (полезной) нагрузки  $p_n$ .

Табл. 4. Нормативные и расчетные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{Н/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке [5], $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{Н/м}^2$
Постоянная нагрузка:			
1) собственный вес плиты	$g_{nn}=3950,5$	1,1	$g_n=4453,2$
2) вес конструкции пола	700	1,3	910
3) Вес кирпичных перегородок	1600	1,1	1760
Итого:	$g_n=6250,5$		$g=7123,2$
Временная нагрузка:	$p_n=5000$	1,2	$p=6000$
В том числе:			
1) длительная	$p_{n,l}=3000$	1,2	$p_l=3600$

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

2) кратковременная	$p_{n,sh}=2000$	1,2	$p_{sh}=2400$
Полная нагрузка: В том числе:	$q_n=10439,5$	-	$q=12123,2$
1) длительная, $q_{n,l}=q_n + p_{n,l}$	$q_{n,l}=9250,3$	-	-
2) кратковременная, $q_{n,sh}=p_{n,sh}$	$q_{n,sh}=2000$	-	-

Для расчета панели на прочность определяется полная расчетная нагрузка равная сумме постоянной и временной нагрузок, умноженных на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ .

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для железобетонных и каменных конструкций согласно [5, п. 2.2] равен 1,1; для выравнивающих и отделочных слоев (стяжки и т.п.), выполняемых на строительной площадке, согласно [5, п. 2.2] равен 1,3. Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для равномерно распределенных временных нагрузок следует принимать согласно [5, п. 3.7] равным 1,2 при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Минимальное значение  $\gamma_f$  равное 1,05 принимается для собственного веса металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса не превышают 50% общих усилий [5, табл. 1]. Максимальное значение  $\gamma_f$  равное 1,4 принимается для снеговой и ветровой нагрузок [5, п. 5.7 и п. 6.11].

В табл. 1 представлены нагрузки, действующие на 1 м<sup>2</sup> междуэтажное перекрытия, то есть нагрузки, распределенные по площади (площадные). Для расчета отдельной панели подсчитаем распределенные по длине (линейные) нагрузки на 1 погонный метр пролета панели при ее ширине  $b_{пн}$  с учетом коэффициента надежности по назначению здания  $\gamma_n$ .

Полная расчетная нагрузка (погонная):

$$q_{пн}=q \cdot b_{пн} \cdot \gamma_n,$$

где  $q$  – полная расчетная нагрузка (площадная);  $b_{пн}$  – номинальная ширина панели,  $b_{пн} = 1,3$  м;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению здания,  $\gamma_n = 0,95$ .

$$q_{пн} = 12123,2 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 14972,2 \text{ Н/м.}$$

Полная нормативная нагрузка (погонная):

$$q_{пнпн}=q \cdot b_{пн} \cdot \gamma_n = 10439,5 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 12892,8 \text{ Н/м.}$$

Продолжительно (длительно) действующая нормативная нагрузка (погонная):

$$q_{n,лпн}=q_{n,l} \cdot b_{пн} \cdot \gamma_n = 8439,3 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 10422,5 \text{ Н/м.}$$

#### **2.4 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.2.6) условия опирания стержня принимаются с подвижным и неподвижным шарнирами на опорах.

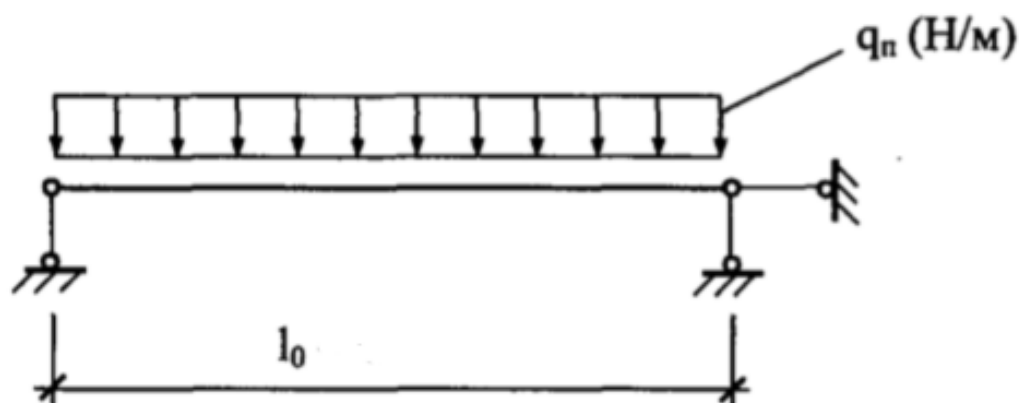


Рис. 2.6. Расчетная схема сборной панели

Произведем расчет внутренних усилий (силовых факторов) в панели (рис. 2.7).

1. Изгибающий момент от полной расчетной нагрузки:

$$M = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{14972,2 \cdot 4,93^2}{8} = 45487,2 \text{ Н}\cdot\text{м} = 45,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. Поперечная сила от полной расчетной нагрузки:

$$Q = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{14972,2 \cdot 4,93}{2} = 36906,5 \text{ Н}\cdot\text{м} = 36,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3. Изгибающий момент от продолжительно (длительно) действующей нормативной нагрузки:

$$M_{n,l} = \frac{q_{n,l} l_0^2}{8} = \frac{12892,8 \cdot 4,93^2}{8} = 39168,9 \text{ Н}\cdot\text{м} = 39,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4. Изгибающий момент от продолжительно (длительно) действующей типовой нагрузки:

$$M_{n,l} = \frac{q_{n,l} l_0^2}{8} = \frac{10422,5 \cdot 4,93^2}{8} = 31664,7 \text{ Н}\cdot\text{м} = 31,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



Значения коэффициента  $\gamma_{sp}$  принимают равным:

- 1)  $\gamma_{sp} = 0,9$  – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;

$P = 100$  кН – мастер при натяжении ставит 100 кН, а в расчете стоит 90 кН;

- 2)  $\gamma_{sp} = 1,1$  – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения;

$P = 100$  кН – мастер при натяжении ставит 100 кН, а в расчете стоит 110 кН.

## 2.7. Подбор продольной напрягаемой рабочей арматуры из условия прочности сечения, нормального к продольной оси панели

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

Приводим окружности к равнозначным прямоугольникам (рис. 2.8). Какие – либо геометрические фигуры являются равнозначными, если у них одинаковы площади и моменты инерции. На рис. 5 представлено полученное приведенное сечение многопустотной плиты в виде двутавра.

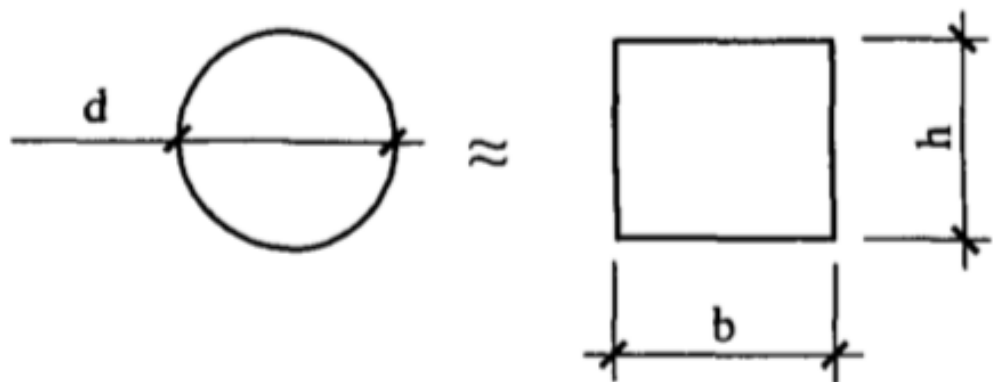


Рис. 2.8. Преобразование к приведенному сечению

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 двумя неизвестными  $b$  и  $h$ . После несложных алгебраических преобразований получаем:  $b=145,1$  мм и  $h = 138,6$  мм.

На рис. 2.9 показаны геометрические параметры приведенного сечения:

$b_f$  – ширина полки двутаврового сечения,  $b_f = 1260$  мм;

$b_t$  – ширина ребра двутаврового сечения,

$b_t = b_f - 6b = 1260 - 6 \cdot 145,1 = 389,4$  мм;

$h_f$  – высота полки двутаврового сечения,

$h_f = 0,5(h_{\text{п}} - h) = 0,5(220 - 138,6) = 40,7$  мм;

$h_{\text{п}}$  – высота двутаврового сечения (поперечного сечения панели),  $h_{\text{п}} = 220$  мм;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



$a_{sp}$  – расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp}$  до нижней грани сечения (рис. 2.10);

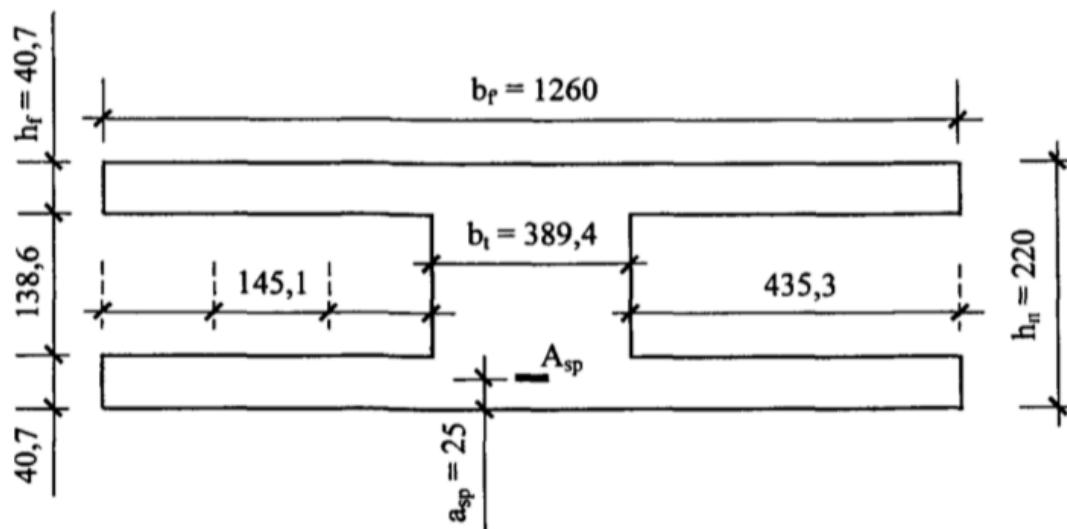


Рис. 2.9. Приведенное сечение многопустой плиты (двухтавр)

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

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

$$a_{sp} \geq a_{зс} + 0,5d_{sp},$$

где  $d_{sp}$  – диаметр предварительно напряженной арматуры;  $a_{зс}$  – толщина защитного слоя бетона (расстояние от поверхности арматуры до грани конструкции).

Согласно п. 5.2.1 СП [8] толщину защитного слоя бетона арматуры предварительно напряженных элементов принимают не менее указанной в табл. 8.1 СП [7]. Согласно табл. 8.1 СП [7] минимальное значение толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры равно 20 мм (в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности).

Согласно п 8.3.1 [7] для сборных элементов минимальные значения 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  $d_{sp}$ .

Относительная влажность воздуха в помещении  $\varphi_{int} = 60\%$ , то есть **нормальная** влажность ( $\varphi_{int} = 75\%$ ). Рассчитываемая панель является **сборным** элементом. Таким образом, минимальное значение  $a_{зс}$  – равно 15 мм (при диаметре арматуры  $d_{sp}$  менее 15 мм).

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

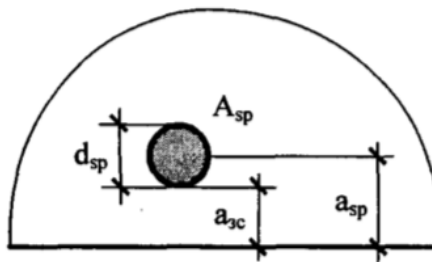


Рис. 2.10. Определение  $a_{sp}$  в сечении

Определяем  $h_0$  – рабочую высоту сечения:

$$h_0 = h_n - a_{sp} = 220 - 25 = 195 \text{ мм.}$$

Согласно п. 2.1.2.3 [8] влияние длительности действия статической нагрузки учитывается коэффициентом условий работы бетона  $\gamma_{bl}$ , вводимым к **расчётным значениям** сопротивлений  $R_b$  и  $R_{bt}$  и принимаемым равным:

$\gamma_{bl} = 1,0$  – при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;

$\gamma_{bl} = 0,9$  – при продолжительном (длительном) действии нагрузки.

Определяем  $x$  – высоту сжатой зоны бетона:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{R_b \gamma_{bl} b_f}} = 0,195 - \sqrt{0,195^2 - \frac{2 \cdot 45,5 \cdot 10^3}{19,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,26}} = 0,01085 \text{ м.}$$

$x = 10,85 \text{ мм} < h_f = 40,7 \text{ мм}$ , следовательно, граница сжатой зоны бетона проходит в полке.

Из опыта проектирования железобетонных конструкций предполагаем, что выполняется условие  $\epsilon < \epsilon_R$ , то есть наша сборная панель разрушается по 1-му случаю разрушения железобетонной конструкции (разрыва растянутой арматуры).

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

$$A_{sp,T} = \frac{\gamma_{bj} R_b b_f x}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 19,5 \cdot 1,26 \cdot 0,01085}{695} = 0,000345 \text{ м}^2 = 3,45 \text{ см}^2.$$

Для предварительно напряженных элементов применяется стержневая арматура периодического профиля диаметром 10...18 мм (включительно) [1, с. 103].

Принимаем 5  $\varnothing$  10 А800 с площадью  $A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2$  [1, приложение 6, с. 741].

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

$$A_{sp} 25 \text{ мм} \geq a_{3c} + 0,5 d_{sp} = 15 + 0,5 \cdot 10 = 20 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

## 2.8. Определение геометрических характеристик приведенного поперечного сечения железобетонной панели

Все расчеты выполняются согласно указаниям, данным в п. 4.2.2.5 СП [8].

$\alpha$  - коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = E_s / E_b = 2,0 \cdot 10^5 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,80.$$

$A_{red}$  – площадь приведенного сечения панели:

$$A_{red} = 2,4,07 \cdot 146 + 38,94 \cdot 13,86 + 5,8 \cdot 3,93 = 1025,64 + 539,71 + 22,79 = 1588,1 \text{ см}^2.$$

$S_{l,red}$  – статический момент площади приведенного поперечного сечения панели, относительно наиболее растянутого волокна бетона, то есть относительно оси 1-1, проходящей по нижней грани приведенного сечения (рис. 2.11):

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

где  $A_i$  – площадь  $i$ -й геометрической фигуры, составляющей приведенное сечение;  $y_i$  – расстояние от центра тяжести (ЦТ)  $i$ -й геометрической фигуры до оси 1-1;  $n$  – количество геометрических фигур, составляющих приведенное сечение.

$$S_{l,red} = 4,07 \cdot 126 \cdot 0,5 + 4,07 + 38,94 \cdot 13,86 \cdot (0,5 \cdot 13,86 + 4,07) + 4,07 \cdot 126 \cdot (0,5 \cdot 4,07 + 13,86 + 4,07) + 5,8 \cdot 3,93 \cdot 2,5 = 1043,59 + 5936,79 + 10238,45 + 56,99 = 17275,8 \text{ см}^3.$$

$y_i$  – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона, то есть от оси 1-1, до ЦТ приведенного поперечного сечения панели; определяется согласно п. 4.2.2.5 СП [8] по формуле 85:

$$y_i = S_{l,red} / A_{red} = 17275,8 / 1588,1 = 10,9 \text{ см.}$$

$I_{red}$  – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его ЦТ.

Выводим ось 0-0. Это нейтральная ось, которая проходит через ЦТ приведенного сечения и параллельная оси 1-1.  $I_{red}$  рассчитывается относительно оси 0-0.

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

Где  $I_i^{0-0}$  – момент инерции  $i$ -й геометрической фигуры, составляющей приведенное сечение, относительно ЦТ приведенного сечения, то есть относительно оси 0-0;  $I_i^{собст}$  – собственный момент инерции  $i$ -й геометрической фигуры;  $a_i$  – расстояние от ЦТ приведенного сечения, то есть от оси 0-0, до ЦТ  $i$ -й геометрической фигуры.

$$I_{\text{прям}} = b h^3 / 12,$$

$I_{\text{круга}} = \pi d^4 / 64$  – собственным моментом инерции арматуры пренебрегаем,

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$I_{red} = 2 \frac{126 \cdot 4,07^2}{12} + 4,07 \cdot 126 \cdot (10,9 - 0,5 \cdot 4,07)^2 + 4,07 \cdot 126 (22,0 - 0,5 \cdot 4,07 - 10,9)^2 + \frac{38,94 \cdot 13,86^3}{12} + 38,94 \cdot 13,86 (0,5 \cdot 22,0 - 10,9)^2 + 5,8 \cdot 3,93 (10,9 - 2,5)^2 = 1415,80 + 40301,61 + 42140,59 + 8639,81 + 5,40 + 1608,34 = 94111,55 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления приведенного сечения для крайних растянутых волокон, то есть относительно нижней и верхней граней, определяются согласно п. 4.2.2.5 СП [8] по формуле 81:

$$W_{red} = I_{red} / y_t = 94111,55 / 10,9 = 8634,09 \text{ см}^3;$$

$$W'_{red} = I_{red} / (h_{п} - y_t) = 94111,55 / (22,0 - 10,9) = 8478,52 \text{ см}^3.$$

Рассмотрим ядро сечения. Расстояние от ЦТ приведенного сечения до верхней и нижней ядровой точки определяются согласно п. 4.2.2.5 СП [8] по формуле 82.

Расстояние от ЦТ приведенного сечения до верхней ядровой точки (см. рис. 6):

$$r_{sup} = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8634,09}{1588,1} = 5,44 \text{ см.}$$

Расстояние от ЦТ приведенного сечения до нижней ядровой точки (см. рис. 6):

$$r_{inf} = \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{8478,52}{1588,1} = 5,34 \text{ см.}$$

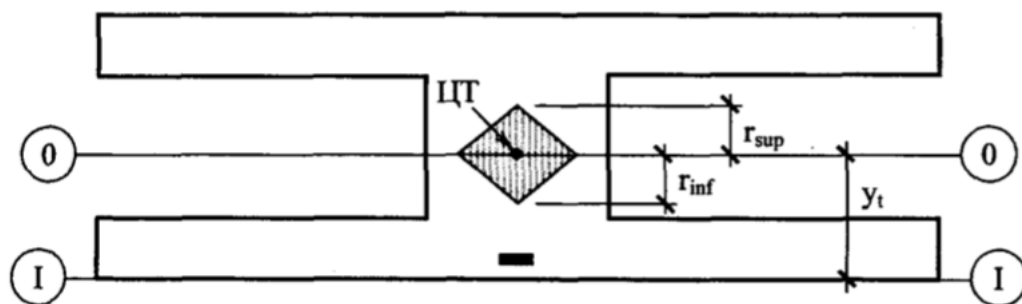


Рис. 2.11. К определению геометрических характеристик приведенного сечения

## 2.9. Вычисление потерь предварительного напряжения в напрягаемой рабочей арматуре

Согласно п. 2.2.3.2 СП [8] при расчете предварительно напряженных 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 -  $\Delta\sigma_{sp3}$ ;
- 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 -  $\Delta\sigma_{sp5}$ ;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

2) потери от ползучести бетона -  $\Delta\sigma_{sp6}$ .

Потери преднапряжения разделяют потому, что предварительно напряженная железобетонная конструкция на разных стадиях (этапах) своего существования испытывает совершенно разные нагрузки, на действие которых необходимо проверять прочность и трещиностойкость.

Сразу после изготовления, точнее, сразу после отпуска преднапрягающей силы, конструкция испытывает, во-первых, воздействие силы обжатия и, во-вторых, усилия от собственного веса (с коэффициентом динамичности), возникающие при транспортировании. В это время в напряженной арматуре проявились только первые потери, сила обжатия еще велика, а передаточная прочность бетона  $R_{bp}$  мала.

К началу эксплуатации проявляются и первые, и вторые потери. Сила обжатия уменьшается, а прочность бетона достигает проектного значения  $R_b$  [2, с. 21].

1. Потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре -  $\Delta\sigma_{sp1}$  определяется согласно п 2.2.3.3 СП [8].

Напрягаемая арматура класса А800 (А-V) и механический способ натяжения арматуры на упоры. Следовательно:

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

2. Потери от температурного перепада при термической обработке конструкций -  $\Delta\sigma_{sp2}$  определяются согласно п. 2.2.3.4 СП [8].

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

При пропаривании форма с упорами нагревается вместе с конструкцией.

3. Потери от деформации стальной формы (упоров) -  $\Delta\sigma_{sp3}$  определяются согласно п 2.2.3.5 СП [8].

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

4. Потери от деформации анкеров натяжных устройств -  $\Delta\sigma_{sp4}$  определяются согласно п 2.2.3.6 СП [8].

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

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  $\Delta l = 2 \text{ мм}$ .

$$l \approx l_n + 500 = 5060 + 500 = 5560 \text{ мм;}$$

$l_n$  – конструктивная длина панели,  $l_n = 5060 \text{ мм}$ .

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа из п. 2.2.2.6 СП [8] для арматуры класса А800 (А-}$$

V);

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{5560} 2,0 \cdot 10^5 = 71,94 \text{ МПа.}$$

$\Delta\sigma_{sp(1)}$  - полные значения **первых потерь** предварительного напряжения арматуры определяются согласно п. 2.2.2.9 СП [8]:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 60 + 0 + 30 + 71,94 = 161,94 \text{ МПа.}$$

5. Потери от усадки бетона -  $\Delta\sigma_{sp5}$  определяются согласно п. 2.2.3.7 СП [8].

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

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

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

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

6. Потери от ползучести бетона -  $\Delta\sigma_{sp6}$  определяются согласно п. 2.2.3.7 СП [8].

$\alpha$  - коэффициент приведения арматуры к бетону,  $\alpha = 5,80$ .

$\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 2.1.2.7 [8].

Согласно п. 2.1.2.7 СП [8] 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 [8].

$\varphi_{b,cr} = 2,1$  при классе бетона на сжатие В35 и относительной влажности воздуха в помещении  $\varphi_{int} = 60\%$ .

$\sigma_{bp}$  – напряжения в бетоне на уровне ЦТ напрягаемой арматуры (рис. 2.12).

Напряжение  $\sigma_{bp}$  определяют по правилам расчета упругих материалов согласно п. 2.2.3.10 СП [8].

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

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

$P_{(1)} = (\sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(1)}) A_{sp} = (620 - 161,94) \cdot 3,93 = 1800,18 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 180,02 \text{ кН.}$

$$A_{red} = 1588,1 \text{ см}^2, I_{red} = 94111,55 \text{ см}^4.$$

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

$y_t$  – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона, то есть от оси 1-1, до ЦТ приведенного поперечного сечения панели;

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

$M_{св}$  – считается от собственного веса плиты, от нормативной нагрузки  $g_{пн}$ :

$$M_{св} = \frac{g_{пн} b_{пн} l_0^2}{8} = \frac{3139,3 \cdot 1,3 \cdot 4,93^2}{8} = 12398,81 \text{ Н} \cdot \text{м} = 12,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

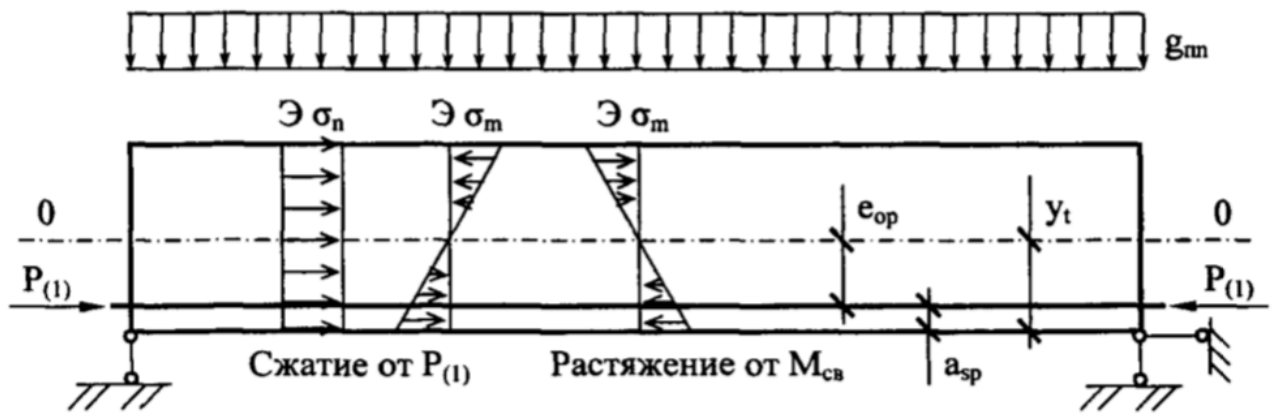


Рис.2.12. К определению напряжений в бетоне  $\sigma_{sp}$ :  $\sigma_n$  – нормальные напряжения от осевого сжатия;  $\sigma_m$  – нормальные напряжения от изгиба

В формуле  $\sigma_{br}$  величина  $P_{(1)}$  берется со знаком плюс, так как  $P_{(1)}$  сжимает бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры, а величина  $M_{св}$  берется 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  $\sigma_{br}$ . Если в результате расчета получены напряжения  $\sigma_{br}$  со знаком плюс, значит бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры сжат. Если получены напряжения  $\sigma_{br}$  со знаком минус, значит бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры растянуты (рис. 2.13).

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

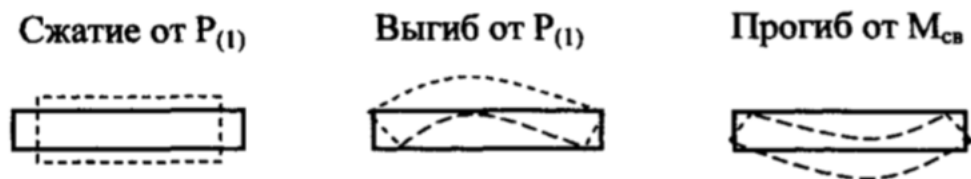


Рис. 2.13. Наглядное представление парциальных деформаций панели (масштаб произвольный)

$$\sigma_{br} = \frac{180,02 \cdot 10^3}{1588,1} + \frac{(180,02 \cdot 10^3 \cdot 8,4 - 12,4 \cdot 10^5)8,4}{94111,55} = 113,36 + 24,29 = 137,65 \text{ Н/см}^2 = 1,3765 \text{ МПа} > 0.$$

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

$\mu_{sp}$  – коэффициент армирования, определяемый согласно п. 2.2.3.8 СП [8]:

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A_{red} = 3,93 / 1588,1 = 2,47 \cdot 10^{-3}.$$

Все величины необходимые для расчета  $\Delta\sigma_{sp6}$  получены. Подставляем их в формулу 25 СП [8] и находим значение  $\Delta\sigma_{sp6}$ :

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \alpha \varphi_{b,cr} \sigma_{br}}{1 + \alpha \mu_{sp} (1 + e_{op}^2 A_{red} / I_{red}) (1 + 0,8 \varphi_{b,cr})} = \frac{0,8 \cdot 5,8 \cdot 2,1 \cdot 1,3765}{1 + 5,8 \cdot 2,47 \cdot 10^{-3} (1 + 8,4^2 \cdot 1588,1 / 94111,5) (1 + 0,8 \cdot 2,1)} = 12,37 \text{ МПа}.$$

$\Delta\sigma_{sp(2)}$  – полные значения **первых и вторых потерь** предварительного напряжения арматуры определяются согласно п. 2.2.3.9 СП [8]:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 161,94 + 40 + 12,37 = 214,31 \text{ МПа.}$$

Согласно п. 2.2.3.9 СП [8] при проектировании конструкций полные суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 214,31 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа, условие выполняется.}$$

## 2.10. Проверка прочности панели по сечению, нормальному к продольной оси панели, на действие изгибающего момента

Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям производится согласно п. 3.1.2 СП [8].

Согласно п. 3.1.2.2 СП [8] 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 расчетному сопротивлению  $R_s$ .

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

- 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 по формуле 32 СП [8]:

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

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

Для арматуры с условным пределом текучести значение  $\varepsilon_{s,el}$  определяется по формуле 33 СП [8]:

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

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

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} \gamma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 620 \cdot 0,9 - 214,31 = 343,69 \text{ МПа};$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



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

Я принял  $\sigma_{sp,0} = 620$  МПа.

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{695+400-343,69}{2,0 \cdot 10^5} = 0,00376;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00376}{0,0035}} = 0,3857.$$

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производится согласно п. 3.1.2.5 СП [8] 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.

$M = 45,5$  кН · м – изгибающий момент от полной расчетной нагрузки.

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

$$\xi = x / h_0 = 11 / 195 = 0,0564;$$

$x$  – высота сжатой зоны бетона (взята при расчете  $A_{sp,r}$ ),  $x = 11$  мм;

$h_0$  – рабочая высота сечения,  $h_0 = 195$  мм;

$\xi = 0,0564 \leq \xi_R = 0,3857$  – условие выполняется.

После расчета **требуемой** площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp,r}$  мы приняли **реальную** площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp}$ . После этого изменилась величина  $x$ . Определяю действительное значение высоты сжатой зоны бетона  $x$  учетом принятой величины  $A_{sp}$ :

$$x = \frac{A_{sp} R_s}{b_f R_b \gamma_{b1}} = \frac{3,93 \cdot 695}{126 \cdot 19,5 \cdot 0,9} = 1,235 \text{ см.}$$

$x = 12,35$  мм <  $h_f = 40,7$  мм, следовательно, граница сжатой зоны бетона проходит в полке.

$$\xi = x/h_0 = 12,35 / 195 = 0,0633;$$

$\xi = 0,0633 \leq \xi_R = 0,3857$  – 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 [8] при расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие  $\xi < \xi_R$ .

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

$$M_{ult} = R_b \gamma_{b1} b_f x (h_0 - 0,5 x) = 19,5 \cdot 0,9 \cdot 126 \cdot 1,235 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 1,235) = 51567,3 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 51,57 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$M = 45,5$  кН·м <  $M_{ult} = 51,57$  кН·м – несущая способность нормального сечения плиты по изгибающему моменту обеспечена.

Таким образом, прочность панели по сечению, нормальному к продольной оси панели, на действие изгибающего момента обеспечена.

Мы определяли **требуемую** площадь поперечного сечения предварительного напряженной арматуры  $A_{sp,т}$  исходя из значения изгибающего момента от полной расчетной нагрузки  $M$ .

$$A_{sp,т} = 3,45 \text{ см}^2 \text{ исходя из } M = 45,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

На основе **требуемой** площади поперечного сечения предварительного напряженной арматуры  $A_{sp,т}$  мы приняли **реальную** площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{sp}$ . Исходя из величины  $A_{sp}$  мы посчитали предельный изгибающий момент, который может быть воспринят нормальным сечением панели  $M_{ult}$ . Таким образом:  $M \rightarrow A_{sp,т} \rightarrow A_{sp} \rightarrow M_{ult}$ .

$$M_{ult} = 51,57 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ исходя из } A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2.$$

С увеличением площади поперечного сечения арматуры должен увеличиваться предельный изгибающий момент.

$$A_{sp,т} = 3,45 \text{ см}^2 \rightarrow A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2, \Delta_A = 13,91 \%;$$

$$M = 45,5 \text{ кН}\cdot\text{м} \rightarrow M_{ult} = 51,57 \text{ кН}\cdot\text{м}, \Delta_M = 13,34 \%;$$

$$\Delta_A > \Delta_M.$$

Таким образом, относительное увеличение предельного изгибающего момента меньше относительного увеличения площади поперечного сечения арматуры. Это объясняется тем, что с увеличением площади поперечного сечения растянутой арматуры  $A_{sp}$  автоматически возрастает площадь поперечного сечения сжатого бетона  $A_b$  из условия равенства воспринимаемых усилий:  $N_s = N_b$  ( $A_{sp} R_s = A_b R_b$ ).

$A_b = b_f x$ , следовательно, с увеличением  $A_b$  возрастает высота сжатой зоны бетона  $x$  и, соответственно, уменьшается плечо внутреннего момента  $z = h_0 - 0,5 x$ .

Величина  $M_{ult}$  зависит и от  $A_{sp}$  и от  $z$  (рис. 2.14), поэтому относительное увеличение предельного изгибающего момента всегда меньше относительного увеличения площади поперечного сечения арматуры.

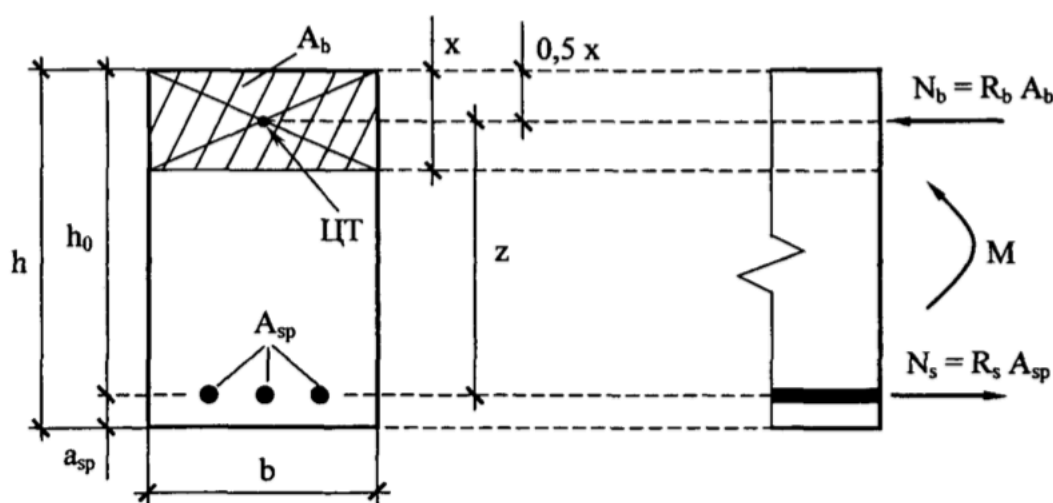


Рис. 2.14. Геометрические параметры нормального сечения изгибаемой железобетонной конструкции и схема усилий в этом сечении

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$M_{ult} = N_b z = R_b A_b (h_0 - 0,5 x) = R_b b x(h_0 - 0,5 x) = R_b h_0 b x - 0,5 R_b b x^2.$$

Принимаем константы  $a_1 = R_b h_0 b$  и  $a_2 = -0,5 R_b b$ , после этого получаем:

$$M_{ult} = a_1 x + a_2 x^2, \text{ где } a_1 = \text{const}, a_2 = \text{const}, x = \text{var};$$

$$M_{ult} = y_1 + y_2;$$

$y_1 = a_1 x$  – прямая зависимость, расположенная в 1-м квадранте ( $a_1 > 0$ );

$y_2 = a_2 x^2$  – квадратичная парабола, расположенная в 4-м квадранте ( $a_2 < 0$ ), то есть ветви параболы направлены вниз.

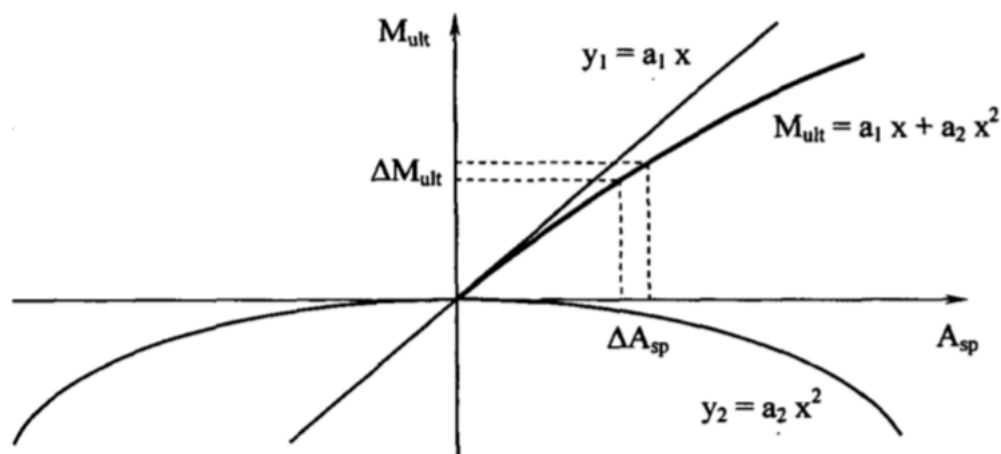


Рис. 2.15. График результирующей (суммарной) функции  $M_{ult}$  и составляющие графики прямой зависимости  $y_1$  и квадратичной параболы  $y_2$ ;  $\Delta M_{ult}$  – абсолютное увеличение предельного изгибающего момента;  $\Delta A_{sp}$  – абсолютное увеличение площади поперечного сечения арматуры (графики функций  $y_1$  и  $y_2$ , показанные в 3-м квадранте, имеют только математический смысл)

Таким образом, выше математически доказано, что установка дополнительной сверхнормативной арматуры не дает прямо пропорционального увеличения предельного изгибающего момента, который может быть воспринят нормальным сечением железобетонной конструкции (рис. 2.15). Необходимо устанавливать **оптимальное** количество арматуры, то есть такое, какое требуется по расчету.

Установка лишней дополнительной арматуры имеет также ряд отрицательных последствий:

- 1) усложняется процесс изготовления железобетонной конструкции (труднее укладывать и уплотнять бетонную смесь);
- 2) резко повышается стоимость железобетонной конструкции.

## 2.11. Проектирование постановка поперечной (косвенной) арматуры исходя из конструктивных требований и подбор поперечного сечения хомутов

Согласно п. 3.1.5.3 СП [8] поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в СП [7].

Согласно п. 8.3.11 СП [7] в сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм, на участке элемента, где

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

$h_{п}$  – высота поперечного сечения панели,  $h_{п} = 220$  мм, следовательно, в плите косвенную арматуру не устанавливаем.

## 2.12 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси панели

### 2.12.1 На действие поперечной силы по наклонной трещине

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производится из условия (65) СП [8]:

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

Где  $Q$  – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $s$  на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;  $Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

В нашем случае  $Q_{sw} = 0$ .

$$Q = Q_{max} - q_{п} (c + 0,5 b_{оп}),$$

где  $Q_{max}$  – поперечная сила от полной расчетной нагрузки,  $Q_{max} = 36,9$  кН;  $q_{п}$  – полная расчетная нагрузка (погонная),  $q_{п} = 14972,2$  Н/м;  $b_{оп}$  – площадка опирания панели на ригель,  $b_{оп} = 130$  мм.

Согласно п. 3.1.5.3 СП [8] наиболее опасную длину проекции наклонного сечения принимают не более  $2,0 h_0$ .

ТО №9 – длина проекции наиболее опасной наклонной (косой) трещины на продольную ось элемента.

Возможны два случая образования наклонной трещины (рис. 2.16). Первый, когда трещина начинается у грани свободной опоры, в месте перепада напряжений. Второй случай, когда трещина начинается в пролете (на отдалении опор) [2, с. 44].

Наиболее пологая трещина является максимально опасной, так как с увеличением величины  $s$  значение  $Q_b$  уменьшается.

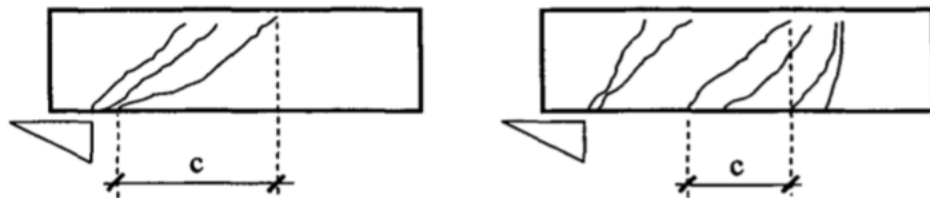


Рис. 2.16. Разрушение балки по наклонному сечению

Согласно СП [8] расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения  $s$ .

Принимаем  $s = 2,0 h_0$  (рис. 2.17).

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

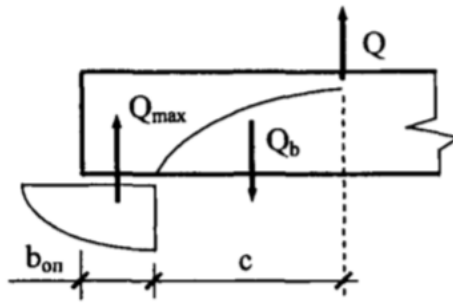


Рис. 2.17. К определению величины  $Q$

$Q = Q_{\max} - q_{\text{п}} (c + 0,5 b_{\text{оп}}) = 36,9 - 14972,2 (0,39 + 0,5 \cdot 0,13) 10^{-3} = 30,1$   
кН.

Поперечную силу  $Q_b$  определяют по формуле 66 СП [8]:

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

при этом должно выполняться условие:

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

ТО №10. После эмпирических формул (см. ТО № 6) очень часто приводятся допустимые границы выходного параметра (результата) этих формул, так называемые нижний предел и верхний предел.

$\varphi_{b2} = 1,5$  – коэффициент, принимаемый согласно п. 3.1.5.3 СП [8];

$b$  – ширина ребра двутаврового приведенного сечения,  $b = b_f = 384,4$   
мм;

$R_{bt} = 1,3$  Мпа из табл. 2 СП [8];

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3894 \cdot 0,195^2}{0,39} = 66631,2 \text{ Н} = 66,6 \text{ кН}.$$

Верхний предел:

$$Q_{b,\max} = 2,5 R_{bt} b h_0 \gamma_{b1} = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3894 \cdot 0,195 = 222104,0 \text{ Н} = 222,1 \text{ кН}.$$

Нижний предел:

$$Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} b h_0 \gamma_{b1} = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3894 \cdot 0,195 = 44420,8 \text{ Н} = 44,4 \text{ кН}.$$

$Q_{b,\min} \leq Q_b \leq Q_{b,\max}$  – условие выполняется.

В данном случае СП [8] страхует проектировщика от слишком большой величины  $c$ , которая принимается на основании эмпирических данных.

$Q = 30,1$  кН <  $Q_b = 66,6$  кН, значит прочность сечения, наклонного в продольной оси панели, на действие поперечной силы по наклонной трещине обеспечена.

### 2.12.2 На действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами

Согласно п. 3.1.5.2 СП [8] расчет предварительного напряженных конструкций по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условий (64):

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

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 расчетной нагрузки,  $Q_{\max} = 36,9$  кН;

$R_b$  – расчетное значение сопротивления бетона на осевое сжатие (призменная прочность бетона),  $R_b = 19,5$  Мпа из табл. 2 СП [8];

$\gamma_{b1}$  – коэффициент условий работы бетона, который учитывает влияние длительности действия статической нагрузки;

$\gamma_{b1} = 0,9$  – при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

$h_0$  – рабочая (полезная) высота сечения конструкции,  $h_0 = 195$  мм;

$b$  – ширина ребра двутаврового приведенного сечения,  $b = b_f = 399,8$  мм;

$\varphi_{b1} R_b \gamma_{b1} b h_0 = 0,3 \cdot 19,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3894 \cdot 0,195 = 399787,2$  Н = 399,8 кН.

$Q = 36,9$  кН < 399,8 кН, значит прочность сечения, наклонного к продольной оси панели, на действие поперечной силы по бетонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

На приопорных участках изгибаемых элементов под воздействием поперечной силы  $Q$  и изгибающего момента  $M$  в сечениях, наклонных к продольной оси конструкции, развивается сложное напряженно – деформированное состояние. Это **плоское (двухосное)** напряжённое состояние, то есть такое напряженное состояние, когда два главных напряжения не равны нулю.

Главные растягивающие  $\sigma_{mt}$  и главные сжимающие  $\sigma_{mc}$  напряжения, возникающие под влиянием нормальных  $\sigma_n$  и касательных  $\tau$  напряжений, действуют под углом к оси конструкции. Главные напряжения возникают на главных площадках. Главные площадки это площадки, наклонённые к вертикальной грани вырезанного из конструкции прямоугольного параллелепипеда под некоторым углом  $\alpha$ , на которых касательные напряжения обращаются в нуль ( $\tau = 0$ ).

Требования к прочности наклонной бетонной полосы являются главной причиной, по которой у тавровых и двутавровых балок с тонкой стенкой устраивают уширения на опорах [2, с. 42].

### **2.13. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси панели, на действие изгибающего момента по наклонной трещине. Учет влияния длины зоны передачи напряжений продольной напрягаемой арматуры.**

Согласно п. 3.1.5.4 СП [8] расчет преднапряженных конструкций по наклонным сечениям на действие изгибающего момента производится из условия (72):

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

где  $M$  – момент в наклонном сечении с длиной проекции  $s$  на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил,

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

40

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. 2.18). В этом месте из-за перепада напряжений появление наклонной трещины максимально вероятно, а также здесь находится зона анкеровки преднапряжённой арматуры.

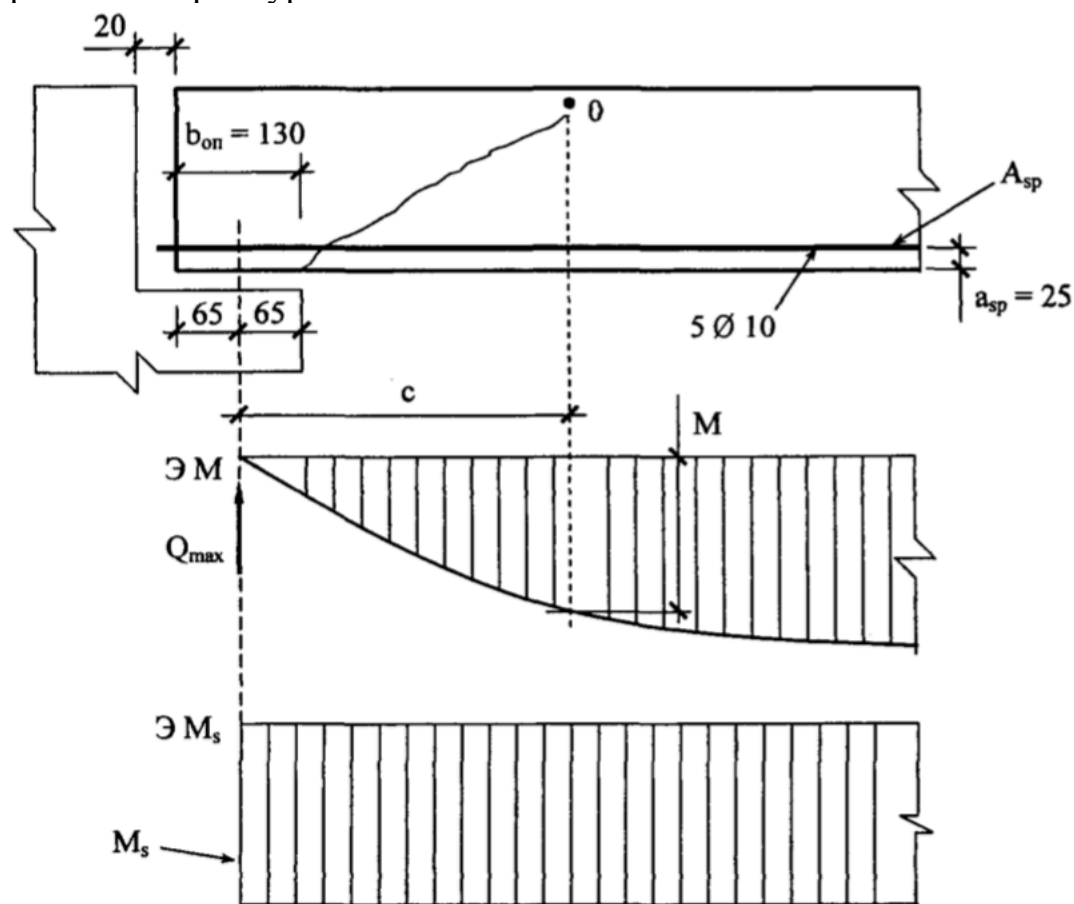


Рис. 2.18. Расчетная схема узла опирания балки на ригель и эпюры моментов

Согласно п. 3.1.5.4 СП [8] при отсутствии поперечной арматуры расчет наклонного сечения производят из условия (72), принимая момент  $M$  в наклонном сечении при длине проекции  $c$  на продольную ось элемента равной  $2,0 h_0$ .

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

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

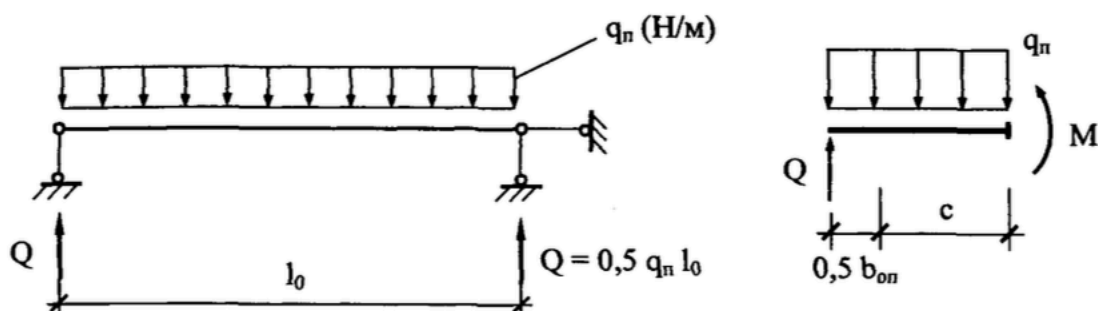


Рис. 2.19. К выводу формулы момента от внешних сил  $M$

$q_n$  – полная расчетная нагрузка (погонная),  $q_n = 14972,2$  Н/м;

$l_0$  – расчетный пролет панели,  $l_0 = 4930$  мм;

$$M = 0,5 \cdot 14972,2 [4,93 (0,065 + 0,39) - (0,065 + 0,39)^2] = 15242,63 \text{ Н} \cdot \text{м} \\ = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Согласно п. 3.1.5.4 СП [8] момент  $M_s$  определяют по формуле (73):

$$M_s = N_s z_s,$$

где  $N_s$  – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным  $R_s A_s$ , а в зоне анкерования – определяемое согласно п. 5.3;  $z_s$  – плечо внутренней пары сил; 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 внутри момента.

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

Согласно п. 5.3.2 СП [8] базовую (основную) длину анкерования напрягаемой арматуры, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивлением  $R_s$  на бетон, определяют по формуле (122):

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

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

$R_s = 695$  Мпа из табл. 8 СП [8] для напрягаемой арматуры класса А800 (А-V);

$A_s = 0,785 \text{ см}^2$  из прил. 6 [1, с. 741] для стержня  $\varnothing 10$ ;

$u_s = \pi d_s = 3,14 \cdot 1 = 3,14$  см для стержня  $\varnothing 10$ .

Согласно п. 5.3.2 СП [8] величина  $R_{bond}$  определяется по формуле (123):

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



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

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

$$R_{bt} = 1,3 \text{ Мпа из табл. 2 СП [8] для бетона класса В35;}$$

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

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{690 \cdot 0,785}{3,25 \cdot 3,14} = 53,46 \text{ см.}$$

Согласно п. 5.3.3 СП [8] требуемую расчетную длину прямой анкерówki напрягаемой арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкерówki определяют по формуле (124):

$$l_{an} = l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

где  $l_{an}$  – требуемая расчетная длина прямой анкерówki напрягаемой арматуры;  $A_{s,cal}$  – площадь поперечного сечения арматуры, фактически установленной.

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

Согласно п. 5.3.1 СП [8] **прямая** анкерówka напрягаемой арматуры это анкерówka в виде прямого окончания стержня (без применения специальных анкерных устройств на конце стержня). В нашей панели анкерówka напрягаемой арматуры осуществляется этим способом. Такое конструктивное решение предварительно напряженной арматуры в зоне анкерówki называется **самоанкеривание** и является максимально распространенным при индустриальном производстве.

$A_{s,cal} = A_{sp,r} = 3,45 \text{ см}^2$  – требуемая площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры;

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

$$l_{an} = l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 53,46 \frac{3,45}{3,93} = 46,93 \text{ см;}$$

$46,93 \text{ см} \geq 15 d_s = 15 \cdot 1 = 15 \text{ см}$  и  $46,93 \text{ см} \geq 20 \text{ см}$  – условия выполняются;

$$l_{an} = 46,93 \text{ см.}$$

$\gamma_{s,an}$  – коэффициент условий работы продольной напрягаемой арматуры, учитывающий недостаточную длину анкерówki арматуры в теле бетона;

$$\gamma_{s,an} = l_x / l_{an};$$

$l_x$  – 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;

$$l_x = b_{оп} = 13 \text{ см;}$$

$$\gamma_{s,an} = \frac{l_x}{l_{an}} = \frac{13}{46,93} = 0,277.$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Так как у нас изменилось максимально возможное усилие, которое может быть воспринято арматурой до ее выдергивания 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

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

$$x = \frac{A_{sp} R_s \gamma_{s,an}}{b_f R_b \gamma_{bl}} = \frac{3,93 \cdot 695 \cdot 0,277}{126 \cdot 19,05 \cdot 0,9} = 0,342 \text{ см.}$$

$$z_s = h_n - a_{sp} - 0,5 x = 22 - 2,5 - 0,5 \cdot 0,342 = 19,33 \text{ см};$$

$$M_s = R_s A_{sp} z_s \gamma_{s,an} = 695 \cdot 3,93 \cdot 19,33 \cdot 0,277 = 14624,8 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 14,62 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$M = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_s = 14,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , следовательно, прочность наклонного сечения плиты на свободной опоре на действие изгибающего момента по наклонной трещине не обеспечена.

Таким образом, внешний изгибающий момент  $M$  по расчету не может быть воспринят, только продольной арматурой из-за малой длины анкеровки. Следовательно, необходимо установить в плиту поперечную арматуру.

Согласно п. 3.1.5.3 СП [8] поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в СП [7].

Согласно п. 8.3.11 СП [7] в железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более  $0,75 h_0$  и не более 500 мм.

$$0,5 h_0 = 0,5 \cdot 19,5 = 9,75 \text{ см}; 0,75 h_0 = 0,75 \cdot 19,5 = 14,625 \text{ см.}$$

Принимаем поперечное армирование в виде двух арматурных сеток С-1 (рис. 2.20) из арматуры класса В500. Принимаем рабочие (поперечные) и монтажные (продольные) арматурные стержни  $\varnothing 3$  мм. Делим плиту на три участка: два приопорных участка по четверти пролета и один средний участок равный половине пролета.

Поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном (см. п. 1.11.1), поэтому согласно СП [7] мы можем принять шаг расстановки поперечной арматуры 10 см ( $10 \text{ см} < 14,625 \text{ см}$ ) на всех участках плиты. Но для более равномерной деформации поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, и, соответственно, для более равномерного распределения растягивающих усилий (напряжений) в поперечных арматурных стержнях, принимаем на приопорных участках шаг расстановки поперечной арматуры 5 см.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

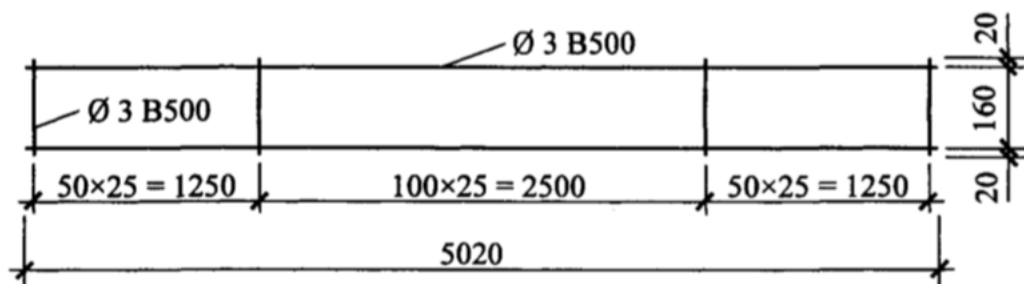


Рис. 2.20. Сетка С-1

Согласно п. 3.1.5.4 СП [8] момент  $M_{sw}$  для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле:

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c,$$

где  $Q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным  $q_{sw} c$ ;  $q_{sw}$  – определяют по формуле (68).

$q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элементами (интенсивность поперечного армирования):

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w},$$

где  $s_w$  – шаг расстановки поперечной арматуры.

Согласно п. 2.2.2.3 СП [8] расчетные значения  $R_{sw}$  для арматуры класса В500 приведены в СП 52-101 [7].

$R_{sw} = 300$  Мпа из табл. 5.8 СП [7] для арматуры класса В500;

$A_{sw} = 0,071$  см<sup>2</sup> из прил. 6 [1, с. 741] для стержня Ø 3;

$s_w = 5$  см;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 2 \cdot 0,071}{5} = 8,52 \text{ Мпа} \cdot \text{см} = 85,2 \text{ кН/м.}$$

$$Q_{sw} = q_{sw} c = q_{sw} 2 h_0 = 85,2 \cdot 2 \cdot 0,195 = 33,2 \text{ кН};$$

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c = 0,5 Q_{sw} 2 h_0 = 33,2 \cdot 0,195 = 6,47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$M = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_s + M_{sw} = 14,6 + 6,5 = 21,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , следовательно, прочность наклонного сечения плиты на свободной опоре на действие изгибающего момента по наклонной трещине обеспечена.

## 2.14 Расчет панели по образованию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации

Согласно п. 4.1.2 СП [8] расчет по образованию трещин производят для проверки необходимости расчета по раскрытию трещин, а также для проверки необходимости учета трещин при расчете по деформациям (прогибам).

Согласно п. 4.1.3 СП [8] при расчете по предельным состояниям второй группы нагрузки принимают с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ .

Согласно п. 4.1.4 СП [8] расчет изгибаемых предварительно напряженных 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  $P$ .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Согласно п. 4.2.1.1 СП [8] расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие (75):

$$M > M_{\text{срс}},$$

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

$M = M_n = 39,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$  – изгибающий момент от полной нормативной нагрузки.

Согласно п. 4.2.2.4 СП [8] момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов без учета неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле (80):

$$M_{\text{срс}} = R_{\text{bt,ser}} W \pm M_{\text{гр}},$$

где  $W$  – момент сопротивления приведенного 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.

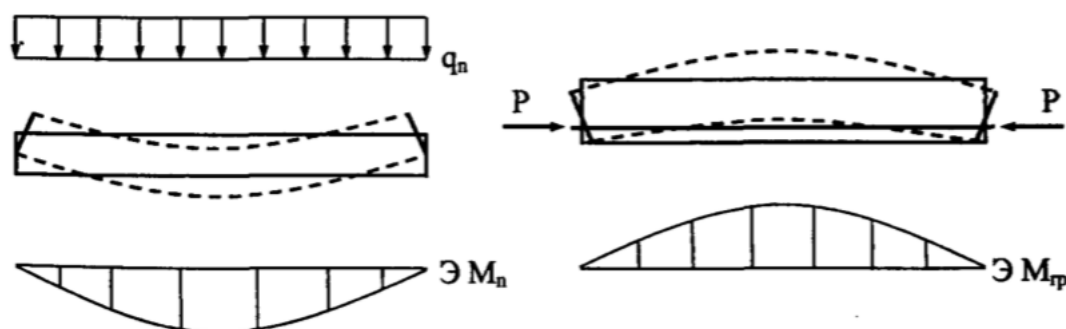


Рис. 2.21. Направления вращения моментов  $M_n$  и  $M_{\text{гр}}$

Из рис. 2.21 видно, что направления вращения моментов  $M_{\text{гр}}$  и внешнего изгибающего момента  $M_n$  противоположны. В формуле (80) принимаем знак «+»:

$$M_{\text{срс}} = R_{\text{bt,ser}} W + M_{\text{гр}}.$$

$$M_{\text{гр}} = P e_{\text{гр}},$$

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

$$e_{\text{гр}} = e_{\text{ор}} + r,$$

где  $e_{\text{ор}}$  – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия  $P$  до ЦТ приведенного сечения;  $r$  – расстояние от ЦТ приведенного сечения до ядровой точки.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Растянутая зона бетона, трещинообразование которой проверяется, расположена внизу поперечного сечения, значит  $r = r_{sup}$ , то есть расстояние от ЦТ приведенного сечения до верхней ядровой точки (рис. 20).

$r = r_{sup}$  – расстояние от ЦТ приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

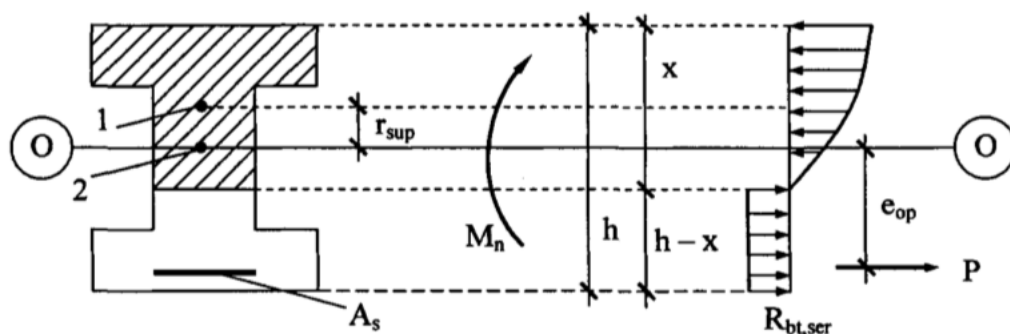


Рис. 2.22. К расчету момента  $M_{гр}$ : 1 – верхняя ядровая точка; 2 – ЦТ приведенного сечения

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

Значение величины  $P$  находится с учетом коэффициента точности натяжения арматуры  $\gamma_{sp}$ . Значение коэффициента  $\gamma_{sp}$  принимается равным 0,9 ( $\gamma_{sp} < 1$ ), так как на данной стадии работы конструкции предварительное напряжение имеет благоприятное влияние. Чем больше величина  $P$ , тем выше трещиностойкость конструкции, то есть сопротивления конструкции возникновению и развитию трещин.

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

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

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

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

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 214,31 \text{ Мпа};$$

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp,0} \gamma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) = 3,93 (620 \cdot 0,9 - 214,31) = 1350,7 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 135,1 \text{ кН};$$

$$P = 135,1 \text{ кН.}$$

$$M_{гр} = P e_{гр} = 135,1 \cdot 13,84 = 1869,78 \text{ кН} \cdot \text{см} = 18,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{гр} = 18,7 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

$$R_{bt,ser} = 1,95 \text{ Мпа}$$
 из табл. 1 [8] для бетона класса В35;

$W$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волоуна, следовательно,  $W = W_{red}$ ;

$W_{red} = 8634,09 \text{ см}^3$  – момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани;

$$R_{bt,ser} = W_{red} = 1,95 \cdot 8634,09 = 16836,5 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 16,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$M_{\text{сгс}} = R_{\text{br,ser}} W_{\text{red}} + M_{\text{гр}} = 16,8 + 18,7 = 35,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_n = 39,2 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\text{сгс}} = 35,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$M_n > M_{\text{сгс}}$ , следовательно, нормальные трещины в растянутой от действия внешней нагрузки зоне образуются, значит необходимо произвести расчет предварительно напряженной изгибаемой конструкции по раскрытию трещин.

### **2.15. Расчет панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси панели, в стадии эксплуатации.**

Согласно п. 4.2.1.2 СП [8] расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

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. 4.2.1.3 СП [8] расчет железобетонных конструкций по раскрытию трещин производят из условия (77):

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

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

Для арматуры класса А800 значения  $a_{\text{сгс,ult}}$  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 конструкция значения  $a_{\text{сгс,ult}}$  те же.

Согласно п. 4.2.1.4 СП [8] ширину раскрытия трещин  $a_{\text{сгс}}$  определяют исходя из взаимных смещений растянутой арматуры и бетона по обе стороны трещины на уровне оси арматуры и принимают:

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

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

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

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

$a_{\text{сгс,3}}$  – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

Состав полной нагрузки:

полная = постоянная + временные длительные + временные кратковременные.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Согласно п. 4.2.3.1 СП [8] ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле (88):

$$a_{\text{crс}} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

где  $a_{\text{crс}}$  – 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 учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами.

Подсчитаем значение величины  $a_{\text{crс},1}$ :

$\varphi_1 = 1,4$  – 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 [8] значение напряжений  $\sigma_s$  в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов от внешней нагрузки допускается определять по формуле:

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

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. 2.22, а);  $A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры в растянутой зоне сечений.

$M = M_{н,1} = 31,7$  кН·м – изгибающий момент от продолжительно (длительно) действующей нормативной нагрузки.

$P = 135,1$  кН.

Согласно п. 4.2.3.2 СП [8] для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение  $z$  принимать равным  $0,7 h_0$ :

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

$e_{sp} = 0$  – в рассматриваемом примере плита с однорядным расположением арматуры по высоте сечения (рис. 2.22, б).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

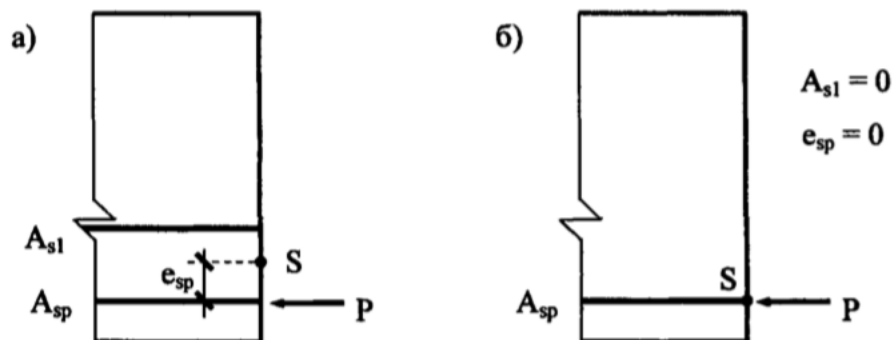


Рис. 2.21. К определению величины  $e_{sp}$ : а) конструкция с двухрядным расположением арматуры по высоте сечения; б) конструкция с однорядным расположением арматуры по высоте сечения; S – центр тяжести площади поперечного сечения всей растянутой арматуры

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

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

$$\sigma_{s,l} = \frac{M_{n,l} - P(z - e_{sp})}{z A_{sp}} = \frac{31,7 - 135,1 \cdot 0,1365}{0,1365 \cdot 3,94} = 24,716 \text{ кН/см}^2 = 247,16 \text{ МПа}.$$

Согласно п. 4.2.3.2 СП [8] значения напряжений  $\sigma_s$ , определяемые по формуле не должны превышать величины ( $R_{s,ser} - \sigma_{sp}$ ).

$R_{s,ser} = 800 \text{ МПа}$  из табл. 7 СП [8] для А800;

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

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

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

$\sigma_{sp,0} = 620 \text{ МПа}$  – исходная величина предварительного напряжения;

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

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 214,31 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 620 - 214,31 = 405,69 \text{ МПа};$$

$$R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 800 - 405,69 = 394,31 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{s,l} = 247,16 \text{ МПа} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 394,31 \text{ МПа}, \text{ значит } \sigma_{s,l} = 247,16 \text{ МПа}.$$

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  из п. 2.2.2.6 СП [8] для А800.

Согласно п. 4.2.3.3 СП [8] значения базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяют по формуле:

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

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

Значения  $A_{bt}$  принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не более  $0,5h$ .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



$$A_{bt} = 4,07 \cdot 126 + 0,5 \cdot 38,94 \cdot 13,86 = 782,67 \text{ см}^2;$$

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

$$d_s = 10 \text{ мм};$$

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \frac{782,67}{3,93} 1 = 99,57 \text{ см}.$$

Согласно п. 4.2.3.3 СП [8] значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  принимают не менее  $10 d_s$  и  $10 \text{ см}$  и не более  $40 d_s$  и  $40 \text{ см}$ .

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

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_{s,l}}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{247,16}{2,0 \cdot 10^5} 40 = 0,0346 \text{ см} = 0,346 \text{ мм}.$$

Подсчитываем значение величины  $a_{crc,2}$ :

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

$M = M_n = 39,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – изгибающий момент от полной нормативной нагрузки.

Находим  $\sigma_s$  от непродолжительно действующей нормативной нагрузки ( $M_n$ ):

$$\sigma_s = \frac{M_n - P(z - e_{sp})}{z A_{sp}} = \frac{39,2 - 135,1 \cdot 0,1365}{0,1365 \cdot 3,93} = 38,697 \text{ кН/см}^2 = 386,97 \text{ МПа}.$$

$\sigma_s = 386,97 \text{ МПа} < R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 394,31 \text{ МПа}$ , значит  $\sigma_s = 386,97 \text{ МПа}$ .

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{386,97}{2,0 \cdot 10^5} 40 = 0,0387 \text{ см} = 0,387 \text{ мм}.$$

Подсчитаем значение величины  $a_{crc,3}$ :

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

$$a_{crc,3} = \frac{a_{crc,1}}{1,4} = \frac{0,346}{1,4} = 0,247 \text{ мм}.$$

При продолжительном раскрытии трещины:

$a_{crc} = a_{crc,1} = 0,346 \text{ мм} > a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$ , значит условие (77) не выполняется.

Согласно п. 4.2.3.1 СП [8] если при коэффициенте  $\psi_s = 1,0$  условие (77) не удовлетворяется, значение  $\psi_s$  следует определять по формуле:

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

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 [8], принимая в соответствующих формулах

$M = M_{crc}$ ;  $\sigma_s$  – то же, при действии рассматриваемой нагрузки.

$M_{crc} = 35,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc} - P(z - e_{sp})}{z A_{sp}} = \frac{35,5 - 135,1 \cdot 0,1365}{0,1365 \cdot 3,93} = 31,80 \text{ кН/см}^2 = 318,0 \text{ МПа}.$$

$\sigma_s = 386,97 \text{ МПа}$ ;

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \frac{318,0}{386,97} = 0,343.$$

Уточненные значения величин:  $a_{crc,1} = 0,343 \cdot 0,346 = 0,119 \text{ мм}$ ;

$a_{crc,2} = 0,343 \cdot 0,387 = 0,133 \text{ мм}$ ;  $a_{crc,3} = 0,343 \cdot 0,247 = 0,085 \text{ мм}$ .

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

При продолжительном раскрытии трещины:

$a_{crc} = a_{crc,1} = 0,119 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$ , значит условие (77) выполняется.

При непродолжительном раскрытии трещины:

$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3} = 0,119 + 0,133 - 0,085 = 0,167 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$ , значит условие (77) выполняется.

Таким образом, ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки меньше предельно допустимой ширины раскрытия трещин.

Примечание: если полученная ширина раскрытия трещин больше предельно допустимой ширины, то необходимо увеличить исходную величину предварительного напряжения  $\sigma_{sp,0}$  и после этого произвести перерасчет плиты.

## 2.16 Расчет подъемных (строповочных) петель на прочность с учетом динамичности. Технологические требования к арматурным сталям, применяемым для изготовления монтажных петель.

Согласно п. 2.2.1.5 СП [8] для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок СтЗсп и СтЗпс.

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

Согласно ГОСТ 380-88 углеродистую сталь обыкновенного качества (табл. 5) изготовленных марок Ст0...Ст6 с различным содержанием углерода и других химических элементов (марганца, кремния, серы, фосфора, азота и т.д.).

Табл. 5.

Марки стали и содержание химических элементов

Марка стали	Углерода, С (%)	Марганца, Мп (%)	Кремния, Si (%)			Серы, S (%)	Фосфора, Р (%)
			кп	пс	сп		
Ст0	≤ 0,23	—	—	—	—	≤ 0,06	≤ 0,07
Ст1	0,06...0,12	0,25...0,50	≤ 0,05	0,05...0,17	0,12...0,30	≤ 0,05	≤ 0,04
Ст2	0,09...0,15	0,25...0,50	≤ 0,07	0,05...0,17	0,12...0,30	≤ 0,05	≤ 0,04
Ст3	0,14...0,22	0,30...0,65	≤ 0,07	0,05...0,17	0,12...0,30	≤ 0,05	≤ 0,04
Ст4	0,18...0,27	0,40...0,70	≤ 0,07	0,05...0,17	0,12...0,30	≤ 0,05	≤ 0,04
Ст5	0,28...0,37	0,50...0,80	—	0,05...0,17	0,15...0,35	≤ 0,05	≤ 0,04
Ст6	0,28...0,49	0,50...0,80	—	0,05...0,17	0,15...0,35	≤ 0,05	≤ 0,04

Буквы «Ст» в марке стали обозначают «сталь», цифры обозначают условный номер марки (с увеличением номера стали возрастает содержание углерода).

В зависимости от условий раскисления и степени раскисления различают:

- 1) спокойные «сп» стали (Ст1сп, Ст2сп, Ст3сп, Ст4сп, Ст5сп, Ст6сп), содержание кислорода (O<sub>2</sub>) примерно 0,002 %;

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

- 2) полуспокойные «пс» стали (Ст1сп, Ст2сп, Ст3сп, Ст4сп, Ст5сп, Ст6сп), содержание кислорода (O<sub>2</sub>) примерно 0,01 %;
- 3) кипящие «кп» стали (Ст1сп, Ст2сп, Ст3сп, Ст4сп), содержание кислорода (O<sub>2</sub>) примерно 0,02 %.

Спокойные стали получают полным раскислением стали ферромарганцем, ферросилициумом и аллюминием. Кипящие стали раскисляют только ферромарганцем и до затвердевания в них содержится повышенное количество FeO.

С повышением условного номера марки стали, то есть с увеличением содержания в стали углерода, возрастает прочность стали, но при этом снижается пластичность и ухудшается свариваемость.

С увеличением содержания кислорода в стали повышается порог хладноломкости. Поэтому для конструкций, работающих при низких климатических температурах, применяют спокойные «сп» стали с малым содержанием кислорода.

Сталь является многокомпонентным сплавом железа и углерода, содержащим ряд постоянных или технологических примесей, влияющих на ее свойства.

Марганец и кремний переходят в сталь в процессе ее раскисания при выплавке. Это полезные примеси, которые при оптимальном содержании улучшают механические и технологические свойства стали.

Марганец повышает прочность стали, практически не снижая пластичности и резко уменьшая красноломкость стали, то есть хрупкость при высоких температурах, вызванную влиянием серы.

Кремний повышает предел текучести стали и снижает пластичность.

Сера и фосфор присутствуют в стали из-за трудности их удаления при выплавке стали. Это вредные примеси.

Сера вызывает красноломкость (горячеломкость), то есть трещинообразование стали при нагреве до температуры прокатки (1000...1200 °С). Также сера ухудшает свариваемость и коррозионную стойкость.

Фосфор повышает порог хладноломкости стали. Хладноломкость – склонность к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах.

Горячекатаная арматура сталь класса А240 марок Ст3сп и Ст3пс имеет высокую пластичность. Пластичность – способность материала получать значительные деформации перед разрушением (разрывом).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

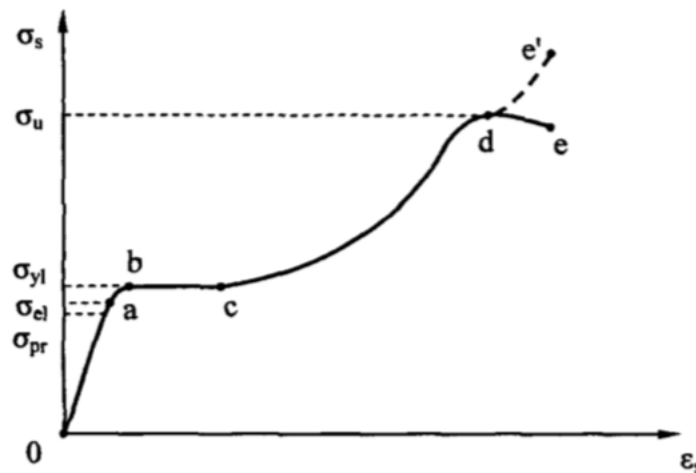


Рис. 2.22. Диаграмма растяжения « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для низкоуглеродистой стали



Рис. 2.23. Шейка (местное сужение)

На рис. 2.22 представлена диаграмма растяжения для низкоуглеродистой стали с ярко выраженной площадкой текучести. Ось абсцисс:  $\epsilon_s$  – относительная деформация (безразмерная), ось ординат;  $\sigma_s$  – напряжение в стали (в МПа, интегральная характеристика материала).

На диаграмме наглядно представлены **характеристики прочности** стали:

$\sigma_{pr}$  – **предел пропорциональности** – наибольшее напряжение, до которого деформация прямо пропорциональна напряжению, то есть выполняется закон Гука ( $\sigma = E \cdot \delta$ , где  $\delta$  - относительное удлинение стального образца).

$\sigma_{el}$  – **предел текучести** – наибольшее напряжение, до которого сталь работает упруго, то есть после разгрузки в стальном образце полностью отсутствуют остаточные деформации;

$\sigma_{y1}$  – физический **предел текучести** – напряжения, при котором происходит рост деформации при постоянном напряжении;

$\sigma_u$  – **предел прочности** – напряжение, соответствующее наибольшей растягивающей силе, зафиксированной за время испытания;

точка а – граничная точка, до которой сталь находится в упругой стадии работы, и после которой сталь переходит в упругопластическую стадию работы, когда после разгрузки в стальном образце есть остаточные деформации;

bc – площадка текучести;

cd – участок упрочнения; в стадии упрочнения постепенно намечается место разрыва, то есть образуется местное сужение (шейка) (рис. 2.23);

de – участок на котором удлинение происходит при уменьшении растягивающей силы;

de' – участок на котором удлинение происходит при уменьшении растягивающей силы; участок показан в **истинных** напряжениях, то есть с

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

учетом уменьшения поперечных размеров образца при нагружении (с учетом появления шейки).

Стали повышенной прочности имеют низкую пластичность. Это твердые стали с условным пределом текучести. Например, арматура класса А600 марки стали 80С. В этой стали содержание углерода 0,8 %, кремния (С) не более 1,0...1,5 %.

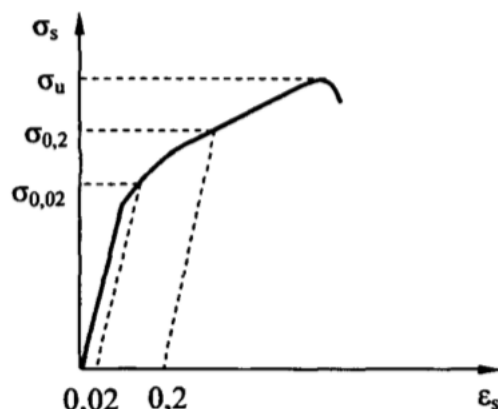


Рис. 2.24. Диаграмма растяжения « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для стали с высоким содержанием углерода

На рис. 2.24 представлена диаграмма растяжения для стали с высоким содержанием углерода. На диаграмме отсутствует площадка текучести.

На диаграмме наглядно представлены **характеристика прочности** стали:

$\sigma_{0,02}$  – условный **предел упругости** – напряжение, при котором после разгрузки в стальном образце возникают остаточные относительные деформации величиной 0,02% длины участка образца, равного базе измерения;

$\sigma_{0,2}$  – условный **предел текучести** – напряжение, при котором после разгрузки в стальном образце возникают остаточные относительные деформации величиной 0,2 % длины участка образца, равного базе измерения.

Подъемные петли должны:

- 1) сохранять свою целостность в стадии хранения и транспортирования плиты, то есть не ломаться от складских и транспортных воздействий;
- 2) быть надежным в стадии монтажа панели, то есть в процессе подъема (текучесть + упрочнение);
- 3) быть технологичными, то есть гибкими, после установки плиты в проектное положение.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01.ВКР.ПЗ

Лист

55

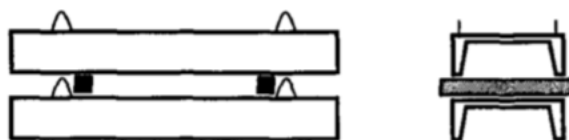


Рис. 2.25. Плиты с деревянными прокладками

Если случайно плита не кладется на нижнюю плиту без деревянной транспортировочной прокладки (рис. 2.25), то петля на нижней плите загибается. На стройплощадке перед монтажом петлю разгибают вручную с помощью средств малой механизации. Петля, возвращенная в свое исходное рабочее положение, должна сохранить свою целостность и прочностные характеристики.

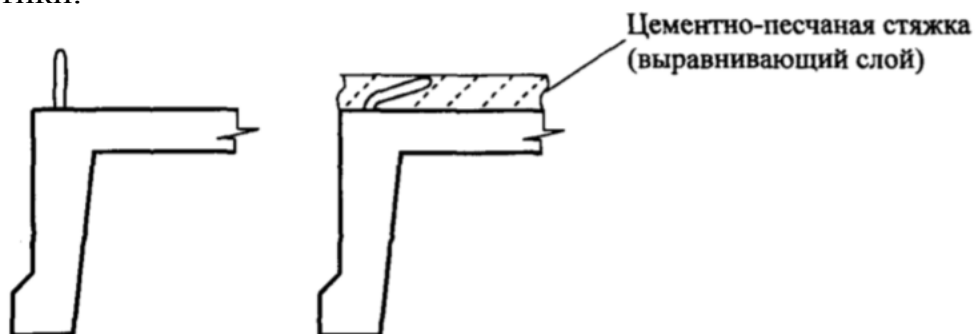


Рис. 2.26. Плита в проектном положении (устройство пола)

После установки плиты в проектное положение петли сгибают вручную с помощью средств малой механизации. Петля должна согнуться, а не сломаться (рис. 2.26). Петлю из твердой стали повышенной прочности крайне сложно согнуть не поломав. Если петля частично сломалась, то есть произошло хрупкое разрушение, то ее 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 трудоемкой 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 трем технологическим требованиям к подъемным петлям пластичные мягкие стали с низким содержанием углерода. Эти стали обеспечивают надежность операции подъема плиты, так как на диаграмме « $\sigma_s - \epsilon_s$ » и имеют площадку текучести и участок упрочнения.

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

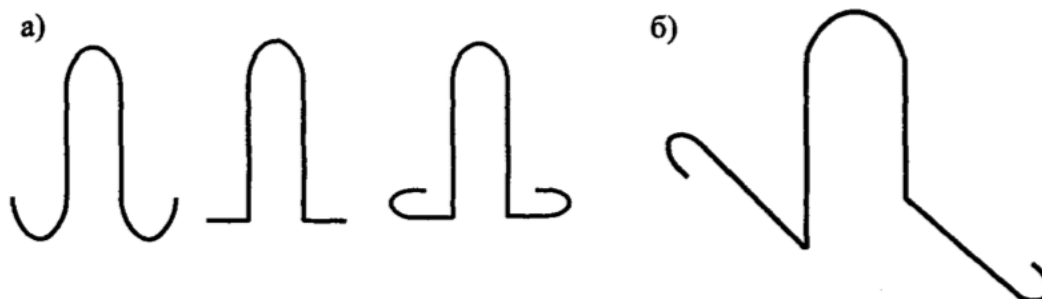


Рис. 2.27. Монтажные петли: а) для ребристой плиты; б) для многопустотной плиты

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

$R_s = 215$  МПа для А240 из табл. 8 СП [8].

Условие, возникающее при подъеме плиты, воспринимается двумя ветвями монтажной петли (рис. 2.28).

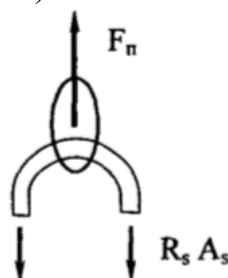


Рис. 2.28. Усилия в монтажной петле

$F_n$  – усилие при подъеме плиты, воспринимаемое одной монтажной петлей:

$$2 R_s A_{s,\tau} = F_n;$$

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

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

где  $G_n$  – расчетный вес панели;  $\gamma_d$  – коэффициент динамичности.

$$G_n = g_n b_{пк} l_n,$$

где  $g_n$  – расчетная нагрузка от собственного веса плиты,  $g_n = 3452,2$  Н/м<sup>2</sup>;  $b_{пк}$  – конструктивная (проектная) ширина панели,  $b_{пк} = 1,29$  м;  $l_n$  – конструктивная длина панели,  $l_n = 5,06$  м.

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

Начало подъема плиты при разопалубке, складировании, транспортировке, и монтаже это всегда резкий рывок.

Согласно п. 1.2.5 СП [8] при расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 – при транспортировании, 1,40 – при подъеме и монтаже.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

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 подъемного стропы четыре. Это делается из-за того, что все ветви стропы никогда не натягиваются равномерно, одна ветвь всегда провисает и не работает.

$$2 R_s A_{s,\tau} = \frac{g_n b_{пк} l_{п} \gamma_d}{3},$$

$$A_{s,\tau} = \frac{g_n b_{пк} l_{п} \gamma_d}{6} = \frac{3453,2 \cdot 1,29 \cdot 5,06 \cdot 1,4}{6 \cdot 215} = 24,46 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 24,46 \cdot 10^{-2} \text{ см}^2.$$

$$A_{s,\tau} = 0,2446 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 6$  А240 с площадью  $A_s = 0,283 \text{ см}^2$  [1, приложение 6, с. 741].

## 2.17. Расчет панели на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже

Для предварительно напряженной железобетонной панели сборного перекрытия многоэтажного здания необходимо сделать расчет 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 расчетной нагрузкой. Рассчитывается нормальное сечение, расположенное по оси действия подъемной силы, то есть в сечении монтажной петли.

Необходимость такого расчета объясняется двумя причинами.

### 1. Теплотехническая причина.

**Бетон** еще не успел набрать проектную прочность. Прочность бетона растет в течение долгого времени (годами), так как процесс образования цементного камня очень длительный.

Величина исходного (начального) предварительного напряжения  $\sigma_{sp,0}$  в напрягаемой **арматуре** уменьшилась только на величину первых потерь  $\Delta\sigma_{sp(1)}$ . Вторых потерь предварительного напряжения арматуры (потерь от усадки и ползучести бетона) еще нет. Таким образом, усилие предварительного обжатия при транспортировании панели  $R_{(1)}$  значительно больше, чем при эксплуатации панели  $R$ .

### 2. Конструктивная причина.

При изготовлении, транспортировании и монтаже панель работает по иной **расчетной схеме**, чем при эксплуатации, находясь в проектном положении. Таким образом, в процессе транспортирования плиты в ней возникают усилия (рис. 2.29), отличающиеся от усилий, возникающих в процессе эксплуатации. Для восприятия этих транспортировочных усилий необходимо установить рабочую арматуру.

До начала процесса эксплуатации в проектном положении плита проходит через ряд транспортировочных процессов. Извлечение плиты из опалубки за петли и складирование на заводе ЖБИ. Погрузка на транспортное средство, перевозка на неровной дороге, складирование на стройплощадке и монтаж в проектное положение. Во время этих процессов

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



панель, перемещаемая за монтажные петли, может разрушиться по нормальному сечению, расположенному по оси действия подъемной силы, то есть в сечении монтажной петли [1, с. 271-273; 2, с. 41-42].

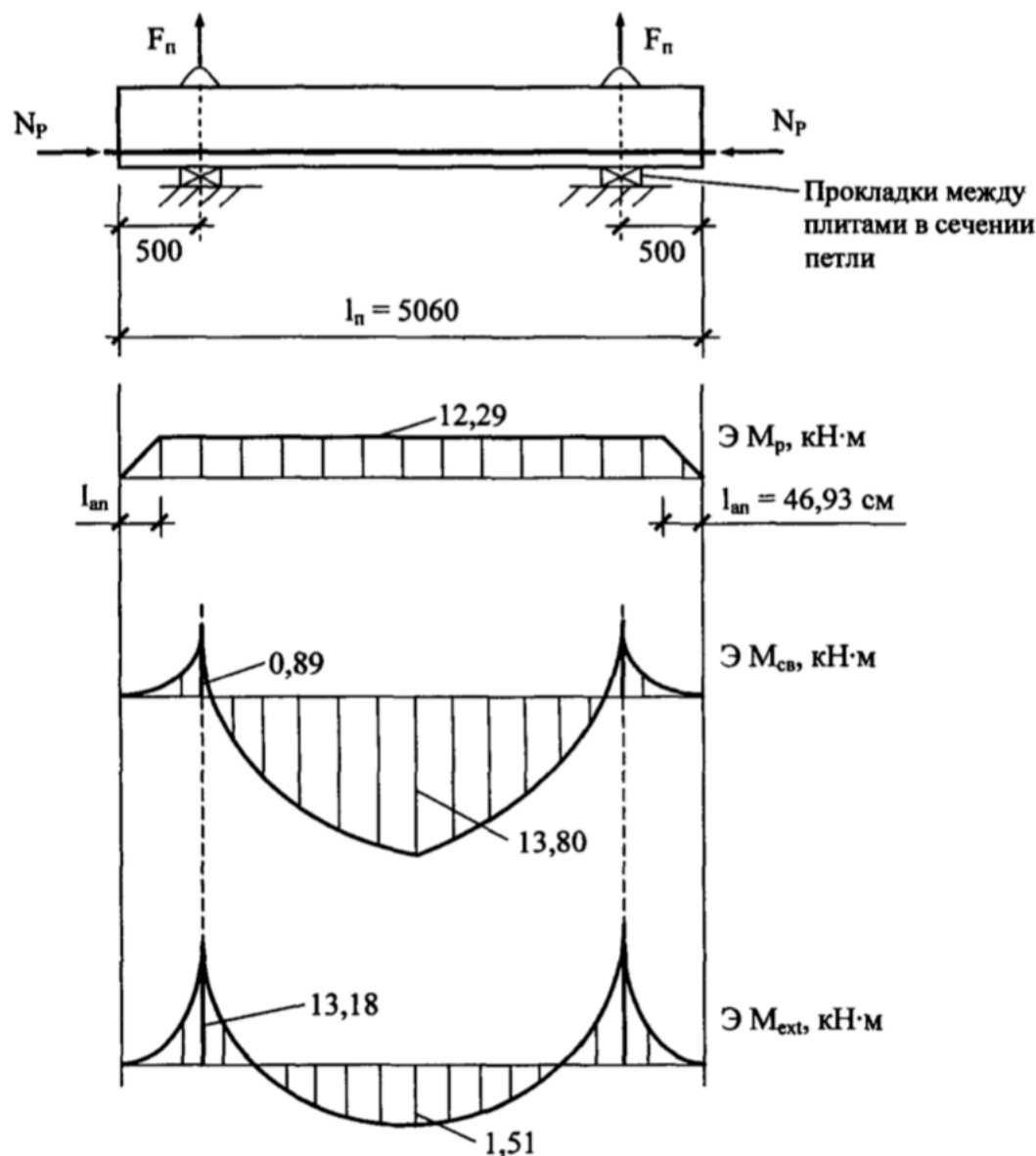


Рис. 2.29. Расчетная схема сборной панели в процессе транспортирования и эпюры изгибающих моментов

Подъемные петли устанавливаются в тело плиты на расстоянии 0,5...0,8 м от торца панели, то есть на расстоянии, превышающем требуемую расчетную длину прямой анкеровки напрягаемой арматуры, то есть  $l_{ан}$ .

$$l_{ан} = 46,93 \text{ см.}$$

Расчет прочности панели на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже, производится согласно п. 3.1.3 «Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия» [8].

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Согласно п. 3.1.3.1 [8] при расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила  $N_p$  равная:

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

где  $\sigma_{sp}$  – предварительное напряжение с учетом первых потерь  $\Delta\sigma_{sp(1)}$  и коэффициента  $\gamma_{sp} = 1,1$ ;  $A_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры.

330 МПа — это величина падения напряжений в напрягаемой арматуре в момент разрушения сжатой зоны бетона, соответствующая предельной сжимаемости бетона  $\epsilon_{bu}$  при кратковременном сжатии [2, с. 41-42].

Все транспортные нагрузки – кратковременные.

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(1)});$$

$\gamma_{sp}$  – коэффициент точности натяжения арматуры;

$\gamma_{sp} = 1,1$  ( $\gamma_{sp} > 1$ ), так как в данном случае влияние предварительного напряжения неблагоприятно;

$\sigma_{sp,0}$  – исходная величина предварительного напряжения,  $\sigma_{sp,0} = 620$  МПа;

$\Delta\sigma_{sp(1)}$  – полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры,  $\Delta\sigma_{sp(1)} = 161,94$  МПа;

$$\sigma_{sp} = 1,1 (620 - 161,94) = 503,9 \text{ МПа};$$

$$A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2;$$

$$N_p = (503,9 - 330) 3,93 = 683,4 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 68,3 \text{ кН}.$$

Примечание. Если при расчете получилось  $N_p < 0$ , то принимаем  $N_p = 0$ , то есть далее никак  $N_p$  не учитываем.

Расчет по прочности нормального сечения плиты производится из условия:

$$M_{int} \geq M_{ext};$$

$M_{ext}$  – изгибающий момент от внешних нагрузок:

$$M_{ext} = M_p + M_{св};$$

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

$M_{св}$  – изгибающий момент от собственного веса панели в сечении подъемной петли;

$$M_{св} = \gamma_f \gamma_d \frac{g_{пн} b_{пк} l_c^2}{2},$$

где  $\gamma_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Согласно п. 1.2.5 СП [8] при расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 – при транспортировании, 1,40 – при подъеме и монтаже.

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

$g_{пн} = 3139,3 \text{ Н/м}^2$  – нормативная нагрузка от собственного веса плиты;

$b_{пк}$  – конструктивная (проектная) ширина панели,  $b_{пк} = 1290 \text{ мм}$ ;

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

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$M_{св} = 1,1 \cdot 1,6 \frac{3139,3 \cdot 1,29 \cdot 0,5^2}{2} = 890,9 \text{ Н}\cdot\text{м} = 0,89 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Найдем изгибающий момент от собственного веса в середине плиты, то есть в точке А (рис. 2.30).

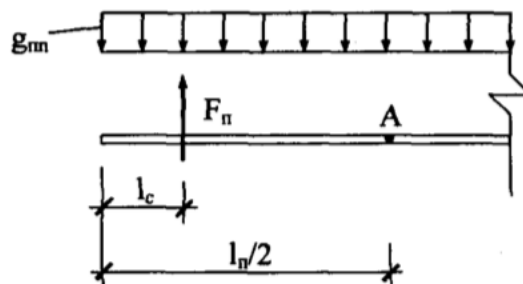


Рис. 2.30. К определению  $M_A$

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

$$M_A = \frac{g_{пн} b_{пк} l_c^2}{8} - \frac{g_{пн} b_{пк} l_n l_c}{2},$$

$$M_A = \frac{3139,3 \cdot 1,29 \cdot 5,06^2}{8} - \frac{3139,3 \cdot 1,29 \cdot 5,06 \cdot 0,5}{2} = 7837,98 \text{ Н}\cdot\text{м} = 7,84 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$M_{св,А}$  – изгибающий момент при динамическом состоянии плиты ( $\gamma_d = 1,6$ ), с учетом коэффициента надежности по нагрузке ( $\gamma_f = 1,1$ ).

$$M_{св,А} = \gamma_d \gamma_f M_A = 1,1 \cdot 1,6 \cdot 7,84 = 13,80 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Устанавливаем в верхней полке панели сетку С-2 (рис. 2.31, 2.32).

Сетка С-2 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 продольном и в поперечном направлении.

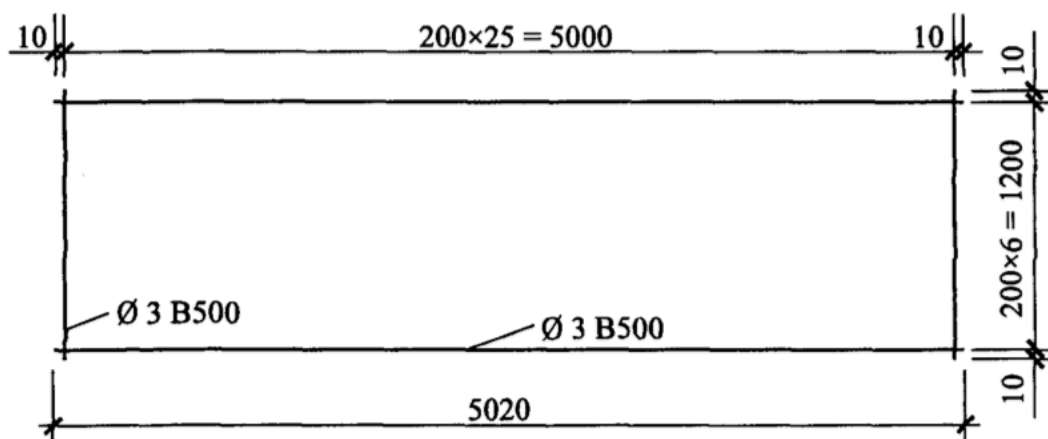


Рис. 2.31. Сетка С-2

Обозначение сетки С-2:

$$С-2 \frac{\text{Ø } 3 \text{ В500}-200}{\text{Ø } 3 \text{ В500}-200} 1200 \times 5020 \frac{10}{10}.$$

Стандартное обозначение арматурной сетки расшифровывается так:

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

С  $\frac{\text{Продольная арм.} - \text{шаг} \times \text{длина поперечной арм.} \times \text{выпуск поперечной арм.}}{\text{Поперечная арм.} - \text{шаг} \times \text{продольной арм.} \times \text{выпуск продольной арм.}}$

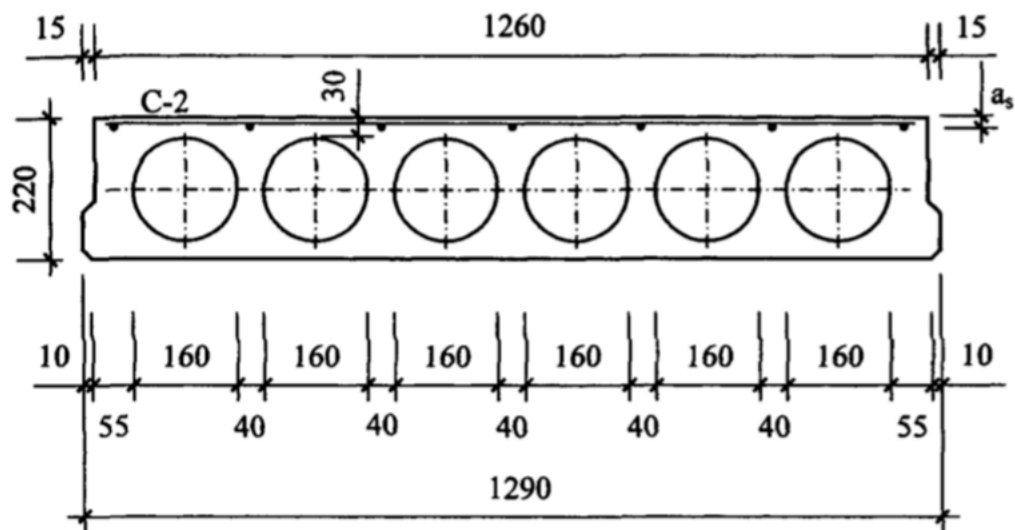


Рис. 2.32. Схема расположения сетки С-2 в поперечном сечении панели

$$M_p = N_p e,$$

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

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

Принимаем расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения ненапрягаемой арматуры  $A_s$ , установленной в верхней полке плиты, до верхней грани сечения панели равным  $a_s = 15$  мм.

$$e = h_{\text{п}} - a_s - a_{\text{сп}};$$

$h_{\text{п}} = 22$  см – высота поперечного сечения панели;

$a_{\text{сп}}$  – расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры  $A_{\text{сп}}$ , до нижней грани сечения,  $a_{\text{сп}} = 25$  мм.

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

$$M_p = 68,3 \cdot 18,0 \cdot 10^{-2} = 12,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{ext}} = 12,29 + 0,89 = 13,18 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Находим  $M_{\text{int}}$  – изгибающий момент который может быть воспринят нормальным сечением панели, расположенным по оси действия подъемной силы  $F_{\text{п}}$ , то есть в сечении монтажной петли.

В верхней полке панели находятся 7 продольных арматурных стержней (в сетке С-2). В процессе транспортирования панели эти стержни являются рабочей арматурой и воспринимают растягивающие усилия в верхней полке панели.

7  $\varnothing 3$  В500 с площадью сечения  $A_s = 0,49 \text{ см}^2$  [1, приложение 6, с. 741].

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

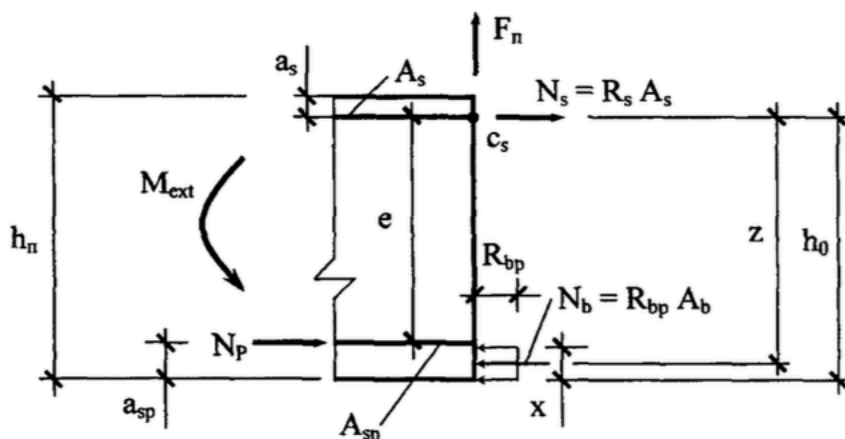


Рис. 2.33. Схема внешних и внутренних усилий в расчетном сечении

Находим  $x$  – высоту сжатой зоны бетона (рис. 2.33). Формула для  $x$  получается из проекции сил, действующих в поперечном сечении на ось абсцисс:

$$\Sigma X = N_p + N_s - N_b = 0, \text{ следовательно, } N_p + R_s A_s = R_{bp} A_b, \text{ где } A_b = x b_{пк}.$$

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

Для В500 находим  $R_s = 415$  МПа из табл. 8 СП [8].

Согласно п. 2.1.1.5 СП [8] передаточную прочность бетона  $R_{bp}$  следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие:  $R_{bp} \geq 15$  МПа и  $R_{bp} \geq 0,5 B$ .

В нашем случае используется бетон класса В35.

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

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

$b_{пк}$  – конструктивная (проектная) ширина панели,  $b_{пк} = 1290$  мм;

$$x = \frac{68,3 \cdot 10^3 + 415 \cdot 10^6 \cdot 0,49 \cdot 10^{-4}}{17,5 \cdot 10^6 \cdot 129 \cdot 10^{-2}} = 0,03926 \cdot 10^{-1} \text{ м} = 0,3926 \text{ см.}$$

Проверяем выполнение условия  $\xi \leq \xi_R$ , то есть наша сборная панель должна разрушаться по 1-му случаю разрешения железобетонной конструкции (разрыв растянутой арматуры).

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{x}{h_n - a_s} = \frac{0,3926}{22 - 1,5} = 0,019.$$

Согласно п. 3.1.3.2 СП [8] величина  $\xi_R$  определяется по формуле с подстановкой в нее значения  $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$ , где  $R_s$  – расчетное сопротивление растянутой ненапрягаемой арматуры  $A_s$ , и  $\varepsilon_{b,ult} = 0,003$ .

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

Для В500 находим  $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа из п. 2.2.2.6 СП [8].

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{415}{2,0 \cdot 10^5} = 0,002075;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002075}{0,003}} = 0,4728.$$

$0,019 < 0,4728$ , то есть условие  $\xi \leq \xi_R$  выполняется.

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

Согласно п. 3.1.3.2 СП [8]  $M_{int}$  определяется по формуле:

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

$$M_{int} = 17,5 \cdot 10^6 \cdot 1,29 \cdot 0,3926 \cdot 10^{-2} (20,5 \cdot 10^{-2} - 0,5 \cdot 0,3926 \cdot 10^{-2}) = 17995 \text{ Н}\cdot\text{м} = 18,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$M_{int} = 18,0 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{ext} = 13,18 \text{ кН}\cdot\text{м}$  – прочность поперечного сечения плиты в сечении подъемной петли в процессе транспортировки обеспечена.

В результате расчета доказал достаточность поперечного сечения продольной ненапрягаемой арматуры, расположенной в верхней полке панели.

## **2.18. Конструирование технологического армирования панели**

В предварительно напряженной железобетонной панели есть конструктивное армирование, устанавливаемое по расчету:

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

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

- 1) в нижней части панели сетки С-3 (2 штуки);
- 2) в нижней части панели сетка С-4 (1 штука).

Сетки С-3 являются элементами косвенного армирования панели в зоне передачи предварительного напряжения с арматуры на бетон.

Согласно п. 5.2.1 СП [8] толщину защитного слоя бетона арматуры предварительно напряженных элементов принимают не менее толщины, указанной в табл. 8.1 СП 52-101 [7].

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

Согласно п. 8.3.2 СП [7] для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемым для рабочей арматуры. Во всех случаях 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 равно 10 мм.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Согласно п. 2.2.3.11 СП [8] длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон  $l_p$  для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле 31 СП [8]:

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

где  $\sigma_{sp}$  – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом 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;  $R_{bond}$  – расчетное сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона и определяемое согласно п. 5.3 СП [8].

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

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

Мы приняли  $\sigma_{sp,0} = 620$  МПа.

$\Delta\sigma_{sp(1)} = 161,94$  МПа – полные значения **первых потерь** предварительного напряжения арматуры;

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp,0} - \Delta\sigma_{sp(1)} = 620 - 161,94 = 458,06 \text{ МПа};$$

$$A_s = 0,785 \text{ см}^2 \text{ из прил. 6 [1, с. 741] для стержня } \varnothing 10;$$

$$u_s = \pi d_s = 3,14 \cdot 1 = 3,14 \text{ см для стержня } \varnothing 10;$$

$$R_{bond} = 3,25 \text{ МПа};$$

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{458,06 \cdot 0,785}{3,25 \cdot 3,14} = 35,23 \text{ см};$$

$l_p > 10 d_{sp} = 10$  см и  $l_p > 20$  см – граничная требования формулы выполняется;

$$0,61 l_p = 0,6 \cdot 35,23 = 21,14 \text{ см.}$$

Таким образом, принимаем сетку С-3 номинальной шириной 25 см (рис. 2.34).

Для изготовления сетки 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 (шаг пустот панели) и 50 мм в поперечном направлении. В крайних ребрах панели сетки отгибается вверх на высоту не менее 0,8 высоты панели с целью охватывания напрягаемой арматуры.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

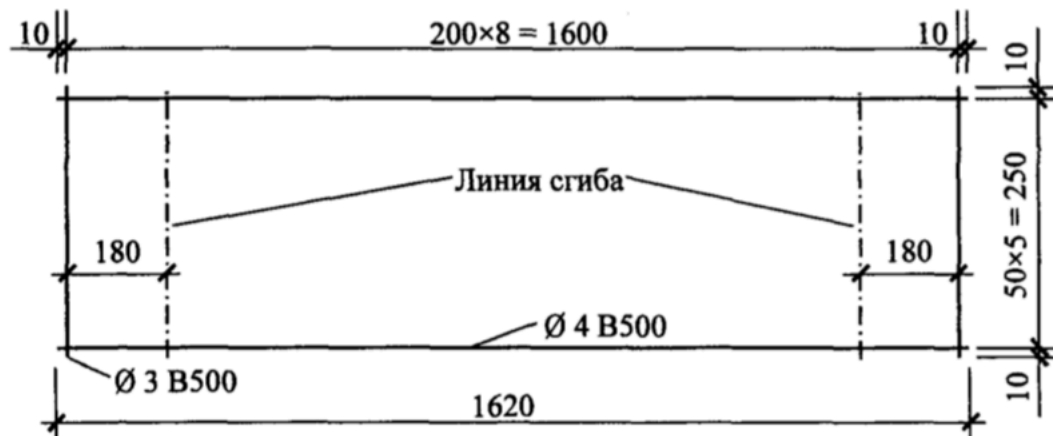


Рис. 2.34. Сетка С-3

Сетка С-4 (рис. 2.35) предназначена для восприятия усилий, возникающих в стадии изготовления. При удалении из плиты пуансонов (пустотообразователей) в ней возможно появления микротрещин. Эти микротрещины особенно опасны в середине пролета, то есть там, где потом могут появиться нормальные трещины при эксплуатации. Дело в том, что пуансоны удаляются тогда, когда бетон уже набрал определенную прочность. Эта прочность должна обеспечивать восприятие свежееуложенным бетоном над пустотами панели нагрузки от собственного веса. Но одновременно с набором прочности в бетоне происходит процесс усадки. Усадка бетона приводит к обжатию пуансонов. Из-за обжатия при изъятии пуансонов из плиты в ней возникают усилия растяжения, которые могут привести к появлению микротрещин. Сетка С-4 воспринимает эти усилия растяжения. Для изготовления сетки принимаем арматуру (продольную и поперечную) класса В500 (Вр-I) диаметром 3 мм. Шаг стержней 200 мм и в продольном и в поперечном направлении.

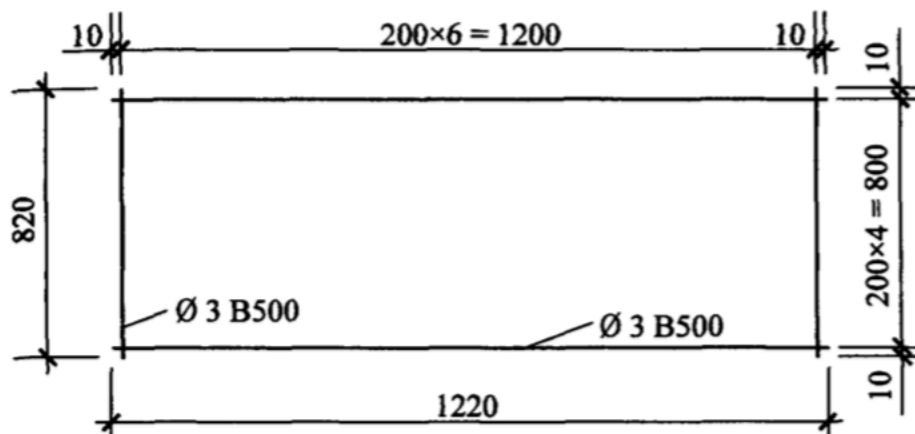


Рис. 2.35. Сетка С-4

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



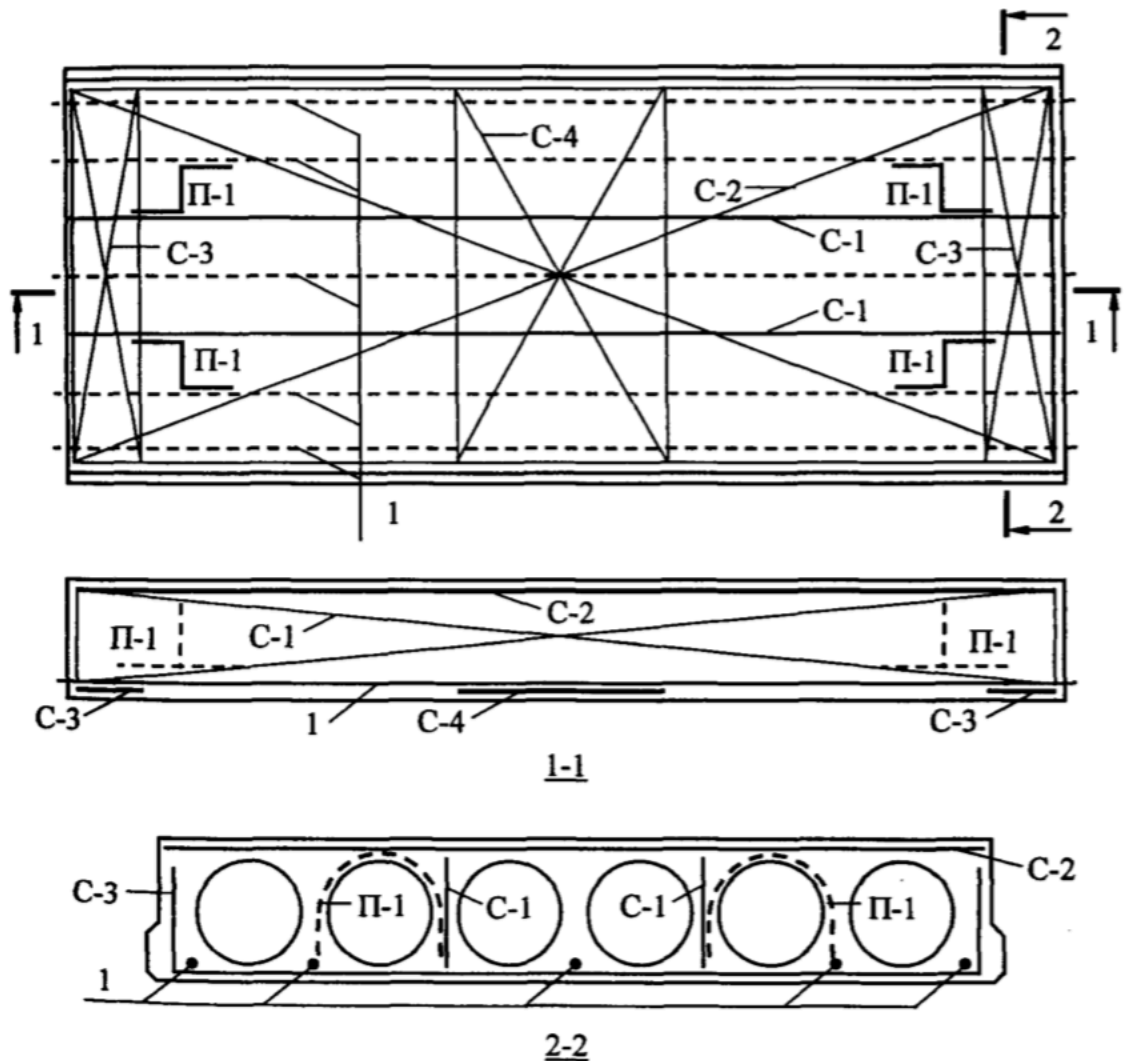


Рис. 2.36 Армирование пустотной панели

На рис. 2.36 представлена схема расположения всей арматуры (конструктивной и технологической) в теле предварительно напряженной многопустотной панели.

### 2.19. Расчет прогиба плиты в стадии эксплуатации

Производим расчет прогиба в соответствии с п. 8.2.21 [1] из условия (8.139).

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

где  $f$  - прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

$f_{ult}$  - значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Определим величину прогиба  $f$  по формуле:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} \cdot S \cdot l^2,$$

где  $S = \frac{15}{48}$  (табл. 4.3 [4]);

$l = l_0 = 493$  см - расчетный пролет панели;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$  - полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим

МОМЕНТОМ.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Определим кривизну по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}$$

где  $M = M_{n,l} = 31664,7$  кН·м - момент от постоянной и длительной нагрузок (см. п. 2.4);

$E_{b,red}$  - приведенный модель деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{bl,red}}$$

где значение  $\varepsilon_{bl,red}$  при продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды  $W$  (%) равно:

- при  $W > 75$  -  $24 \cdot 10^{-4}$ ;

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

- при  $W < 40$  -  $34 \cdot 10^{-4}$ ;

$R_{b,ser} = 25,5$  МПа (см. п. 2.5);

$$E_{b,red} = \frac{25,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 9107,14 \text{ МПа};$$

$\varphi_c$  - коэффициент, определяемый по табл. 4.5 [4] в зависимости от значений  $\varphi_f$ ,  $\mu \cdot \alpha_{s2}$ ,  $\frac{e_s}{h_0}$ , где

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \alpha_{s1} \cdot A'_s}{b \cdot h_0}$$

$$\alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{25,5} = 11,76;$$

$A'_s = 1,01$  см<sup>2</sup> (2ØА400 - верхние продольные стержни в каркасах К-1).

Тогда

$$\varphi_f = \frac{(146 - 18) \cdot 5 + 11,76 \cdot 1,01}{18 \cdot 27} = 1,34.$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{b \cdot h_0} = \frac{3,93 + 1,01}{18 \cdot 27} = 0,0101;$$

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}} = \frac{2 \cdot 10^5}{1,0 \cdot 9107,14} = 21,96;$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\mu \cdot \alpha_{s2} = 0,0101 \cdot 21,96 = 0,2218;$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_3}{P \cdot h_0}$$

где  $M_3 = M + p \cdot e_{sp}$ ;

$$e_{sp} = y_0 - a_s - e_{op} = 21,84 - 3,0 - 18,84 = 0;$$

получаем

$$M_s = M + P \cdot e_{sp} = M = M_{n,l} = 31664,7 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{31664,7}{196041 \cdot 0,27} = 1,5.$$

По приложению 8 пособия при  $\varphi_{f1} = 1,34$ ;  $\mu \cdot \alpha_{s2} = 0,1988$ ;  $\frac{e_s}{h_0} = 1,4$

находим  $\varphi_c = 0,31$ .

Тогда кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равна

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{31664,7}{0,31 \cdot 180 \cdot 270^3 \cdot 9107,14} = 3,16 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм},$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Прогиб плиты равен

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} \cdot S \cdot l_0^2 = 3,16 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5530^2 = 10,06 \text{ мм}.$$

Согласно [5] (табл. Д1, приложение Д), предельно допустимый из эстетико психологических требований прогиб равен

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 27,65 \text{ мм}, \text{ что превышает значение прогиба } (f = 10,06 \text{ мм}).$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

### 3. Технология строительного производства

					<i>АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		70

Технологическая карта разработана на монтаж типового этажа 5- ти этажного жилого дома с надстройкой мансардного этажа.

### 3.1 Ведомость элементов типового этажа

Объем работ по монтажу типового этажа подсчитывается на основании рабочих чертежей объекта в единицах измерения, принятых в соответствии с ЕНиР и сводятся в таблицу 6.

Таблица 6. Ведомость элементов типового этажа

Наименование конструкции	Марка	Размеры, мм	Кол-во, шт	Масса, т (одной конструкции)	Масса, т (на этаж)
Плиты перекрытия(ж/б, 2500 кг/м <sup>3</sup> )	ПП63.15	6280x1510x220	24	10,3	247,2
	ПП63.12	6280x1200x220	16	9,4	150,4
	ПП30.15	2980x1510x220	4	6,8	27,2
	ПП30.12	2980x1200x220	14	5,1	71,4
	ПП35.15	3460x1510x220	2	8,6	17,2
	ПП35.12	3460x1200x220	8	7,7	61,6
Лестничная площадка	ЛП-1	2520x725x220	1	1,0	1
	ЛП-2	2520x2875x220	1	3,9	3,9
Лестничный марш	ЛМ	1150x3500	2	2,5	5,0
Шахта лифта	ПШ-1	1660 x 3000 x 160	2	2,0	4,0
	ПШ-2	3000 x 3000 x 160	4	3,6	14,4
	ПШ-3	1700 x 3000 x 160	2	2,04	4,08
Плиты лождий	ПЛ63.15	6280x1510x220	8	4,5	36
	ПЛ35.15	3460x1510x220	2	2,3	4,6
Вент.блок	ВБ	1500x2980x500	6	1,9	11,4
Кирпичная кладка	М150	250x120x138	1738,800	1,017	9914,2
	М100	250x120x88	1525,571	0,953	30799,47

### 3.2. Ведомость объемов работ на монтаж конструкций типового этажа

Таблица 7. Ведомость объемов работ

Наименование работ	Марка конструкции	Единица измерения	Объем работ	Примечание
Кирпичная кладка	М150	м <sup>3</sup>	380,49	-
Монтаж лестничных площадок	ЛП-1	1 элемент	2	Масса до 2,5 т
	ЛП-2		2	Масса до 4,5 т
Сварка лестничных площадок	-	10 м	0,1	-
Монтаж лестничных маршей	ЛМ-1	1 элемент	4	Масса до 2,5 т
Монтаж панелей лифта	ПШ-1	1 панель	2	Площадь до 5 м <sup>2</sup>
	ПШ-2		4	Площадь до 10 м <sup>2</sup>
	ПШ-3		2	
Сварка панелей лифта	-	10 м	0,35	-
Монтаж вент. блоков	ВБ	1 блок	12	Масса до 2 т

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

71

Монтаж плит перекрытия	ПП 63.15	1 плита	24	Площадь до 20 м <sup>2</sup>
	ПП 63.12		16	Площадь до 15 м <sup>2</sup>
	ПП 30.15		4	Площадь до 10 м <sup>2</sup>
	ПП 30.12		14	Площадь до 15 м <sup>2</sup>
	ПП 35.15		2	Площадь до 10 м <sup>2</sup>
	ПП 35.12		8	
Монтаж плит лоджий	ПЛ 63.15	1 плита	2	Масса до 2,5 т
	ПЛ 35.15		2	
Сварка плит перекрытий и плит лоджий	-	10 м	1,55	-
Заливка швов плит перекрытий и плит лоджий	-	100 м	4,4	-
Монтаж перегородок	M100	м <sup>2</sup>	312,49	-
Монтаж перемычек	4ПБ	1 штука	48	-
Заливка швов	-	100 м	4,4	-

### 3.3. Выбор основных машин и механизмов для монтажа конструкций типового этажа

1. Ведущая машина – монтажный кран, выбор которого выполняется на основе расчета трех характеристик: грузоподъемности (по самому тяжёлому монтируемому элементу), высоте подъёма и вылету стрелы.

Грузоподъемность определяется по формуле:

$$Q_k = m_э \cdot k_1 + m_{гр} \cdot k_2$$

$m_э$  - масса наиболее тяжелого монтируемого элемента

$m_{гр}$  - масса грузозахватных устройств

По табл. 6 наиболее тяжелым элементом является плита перекрытия ПП 63.15 массой 3 т.

Для строповки плиты перекрытия используется универсальный четырехветвевой балансирный строп с лапчатым строповочным устройством с петлями подхватами (0,1 т).

$k_1, k_2$  - коэффициенты запаса (равные 1,2 и 1,1 соответственно)

$$Q_k = 3 \cdot 1,2 + 0,1 \cdot 1,1 = 3,71 \text{ т.}$$

Максимальная высота подъема определяется по формуле:

$$H = H_э + H_{ст} + H_б + H_0$$

$H_э$  – высота монтируемого элемента (0,16 м)

$H_{ст}$  – высота строповки элемента (2 м)

$H_б$  – добавляемая в целях безопасности высота (0,6 м)

$H_0$  – высота здания (20,35 м)

$$H = 0,16 + 2 + 0,6 + 20,35 = 23,11 \text{ м}$$

Требуемый вылет стрелы - расстояние от оси поворота крана до центра тяжести монтируемой конструкции.

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

72

$$L_{стр} = a/2 + b + c$$

a - ширина подкрановых путей (6,0 м)

b - безопасное расстояние от подкранового пути до ближайшей стены (1,0 м)

c - габаритная ширина здания (18 м)

$$L_{стр} = 6/2 + 1 + 18 = 22 \text{ м.}$$

По рассчитанным характеристикам в качестве ведущей машины целесообразно принять КБ-403 - башенный кран с поворотной башней и балочной стрелой. Кран предназначен для возведения сооружений высотой до 16 этажей из объемных железобетонных блоков массой до 8 т.

Технические характеристики крана КБ-403:

Наименование параметров	Значение
Грузовой момент, тм	132
Грузоподъемность, т	
- при максимальном вылете	3
- максимальная	8
Вылет, м	
- минимальный	5,6
- максимальный	30
- при максимальной грузоподъемности	16,5
Высота подъема, м	54,7
Глубина опускания максимальная, м	5
Скорость, м/мин	
- подъема (опускания) груза максимальной массы	15
- плавной посадки груза максимальной массы	2
- скорость заполненной тележки	30
- передвижения крана (без груза) м/мин	18
Задний габарит, м	5,5
База x колея, м	8,5x8,5
Угол поворота, град	1080
Частота вращения, об/мин	0,65
Конструктивная масса, т	80
Масса противовеса, т	30
Общая масса, т	80,5

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

73

– относится к 4-й температурной зоне. Работы выполняются в марте. По табл.1 [10] принимаем усредненный коэффициент  $k_1 = 1,2$ .

Так как работы по монтажу конструкций проводятся на разных высотах, вводим усредненный коэффициент  $k_2$ , определяемый из вводной части [12] исходя из следующих данных:

Для высоты до 15 м:  $k=1$ ;  
 до 20 м:  $k=1,05$ ;  
 до 30 м:  $k=1,1$ ;  
 до 40 м:  $k=1,2$ ;  
 св. 40 м:  $k=1,3$ ;

Тогда:

$$k_2 = \frac{1 \cdot 15 + 1,05 \cdot 20 + 1,1 \cdot 30 + 1,2 \cdot 40 + 1,3 \cdot 60}{165} = 1,18.$$

Так как монтаж конструкций ведётся башенным краном, по технической части [10] принимаем  $k_3 = 1,1$ .

В процессе расчета трудоемкости и машиноёмкости также необходимо обращать внимание на примечания к таблицам, в которых могут содержаться дополнительные поправочные коэффициенты к норме времени.

Таблица 8. Калькуляция затрат труда и машинного времени

Наименование работ	Ед. измерения	Объем работ	Обоснование	Затраты машинного времени		Затраты труда		Состав звена, чел
				ЕНиР	$N_{\text{маш.вр}}$ , маш-ч	$T_{\text{маш-см}}$	$N_{\text{вр}}$ , чел-ч	
Кирпичная кладка	м <sup>3</sup>	380,49	ЕЗ-3А	0,28	0,85	2,9	910,32	Каменщик 4р-1, 3р-1; машинист 1
Кладка перегородок	м <sup>2</sup>	2145,56	ЕЗ-12	0,28	0,85	0,66	243,39	Каменщик 4р-1, 2р-1; машинист 1

Монтаж лестничных площадок								
ЛП-1	1 элемент	1	Е4-1-10	0,42	0,08	1,7	0,64	Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1; машинист-1
ЛП-2	1 элемент	1	Е4-1-10	0,55	0,10	2,2	4,08	Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1; машинист-1
Сварка лестничн	10 м	0,01	Е22-1-6	-	-	2,5	0,238	Электросварщики ручной сварки 3, 4,5 и 6 разр.

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

75



БХ площадок								
Монтаж лестничных маршей								
ЛМ-1	1 элемент	2	E4-1- 10	0,42	0,16	1,7	14,3	Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1; машинист-1
Монтаж панелей шахты лифта								
ПШ-1	1 панель	2	E4-1- 8А	0,25	0,14	1,0	2,28	Монтажники 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1; машинист-1
ПШ-2		4	E4-1- 8А	0,28	0,11	1,1	3,36	
ПШ-3		2	E4-1- 8А	0,28	0,11	1,1	1,68	
Сварка панелей шахты лифта	10 м	0,35	E22- 1-6	-	-	2,5	9,36	Электросварщик 3 разр.
Монтаж вент. блоков								
ВБ	1 элемент	6	E4-1- 14	0,5	0,57	2	27,36	Монтажники 4р-2, 3р-1, 2р-1; машинист-1
Монтаж плит перекрытия и плит лоджий								
ПП 63.15	1 плита	24	E4-1- 7	0,28	0,37	1,1	35,04	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 63.12	1 плита	16	E4-1- 7	0,18	0,14	0,72	8,8	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 35.15	1 плита	2	E4-1- 7	0,28	0,11	1,1	0,84	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 35.12	1 плита	8	E4-1- 7	0,28	0,16	1,1	5,04	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 30.15	1 плита	4	E4-1- 7	0,18	0,14	0,72	2,2	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 30.12	1 плита	14	E4-1- 7	0,18	0,11	0,72	5,74	Монтажники 4р-1, 3р-2, 2р-1; машинист-1

ПЛ 63.15	1 плита	8	E4-1-12	0,25	0,10	0,75	2,32	Монтажники 4р- 2, 3р-2, 2р-1; машинист-1
ПП 35.15	1 плита	2	E4-1-12	0,25	0,10	0,75	0,58	Монтажники 4р- 2, 3р-2, 2р-1; машинист-1
Сварка плит перекрытий	10 м	1,55	E22-1-6	-	-	2,5	6,66	Электросварщики ручной сварки 3, 4, 5 и 6 разр.

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

76

и плит лоджий								
Заливка швов плит перекрытий и плит лоджий	100 м	4,4	E4-1-26	-	-	4,3	35,9	Монтажник 4р-1, 3р-1
Анкеровка плит	42 штуки	4,4	E4-1-7	-	-	2,9	5,17	Монтажник 4р-1, 3р-2

### 3.5. Порядок производства кладочных работ

Возведение кирпичных внутренних стен - комплексный процесс, состоящий из подмащивания, подачи материалов и укладки кирпича. Выполняется он последовательно звеньями комплексной бригады, в состав которой наряду с каменщиками входят рабочие других профессий для выполнения всех вспомогательных и сопутствующих каменной кладке работ на объекте с последовательным чередованием по захваткам.

Комплексная бригада состоит из звеньев каменщиков, плотников, такелажников, транспортных рабочих и рабочих других профессий. Ведущим в бригаде является звено (звенья) каменщиков; звено (звенья) рабочих других специальностей комплектуются с учетом выработки ведущих звеньев.

До начала работ по кирпичной кладке внутренних стен должны быть выполнены организационно-подготовительные мероприятия в соответствии с СП 48.13330.2011 «Организация строительства», в том числе необходимо:

- освободить рабочее место от мусора и посторонних предметов;
- проверить уровнем горизонтальность основания под стену;
- подготовить и разбить фронт работ на захватки и делянки;
- установить и проверить подмости (для кладки второго и последующих ярусов);
- подать на рабочее место материалы, приспособления и инструмент в количестве необходимом для 2-х - 4-х часовой работы;
- расположить инструменты, приспособления согласно схеме «Организация рабочего места»;
- устроить освещение рабочего места (при необходимости);
- обеспечить рабочих технологической документацией.

Работы по возведению стен из кирпича толщиной 380 мм выполняют звено «двойка», состоящее из каменщиков в следующем квалификационном составе:

- каменщик 4 разряда - 1 человек;
- каменщик 2 разряда - 1 человек.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

77

Звено должно быть закреплено за выделенной ему делянкой на весь период каменной кладки. Рекомендуемую длину делянки для звена «двойка» в зависимости от сложности кладки можно принимать в пределах 8 - 18 м.

При производстве кирпичной кладки внутренних стен свыше 1,2 м до 9 м используются инвентарные подмости, устанавливаемые на перекрытиях. Подмости - это временные устройства, устанавливаемые на перекрытии и позволяющие выполнять кладку в пределах высоты этажа. Подмости, принятые для производства работ на рассматриваемом объекте, представлены на рисунке 3.1.

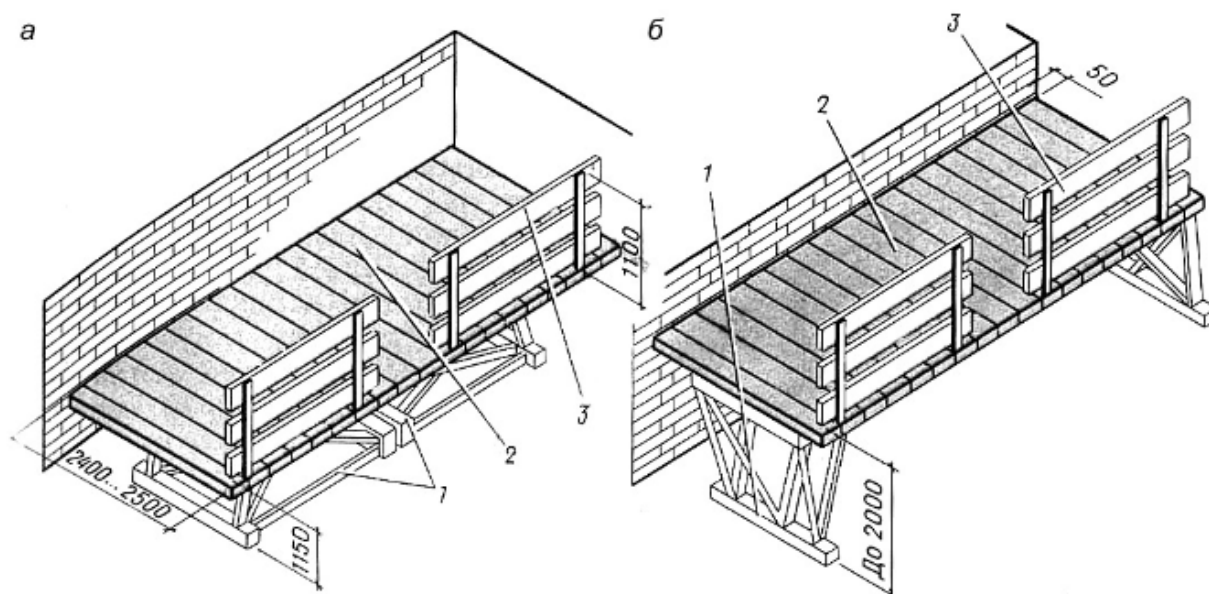


Рисунок 3.1. Шарнирно-панельные подмости: а) В нижнем положении (кладка второго яруса); б) В верхнем положении (кладка третьего яруса); 1 – треугольные опоры; 2 – рабочий настил; 3 – ограждение.

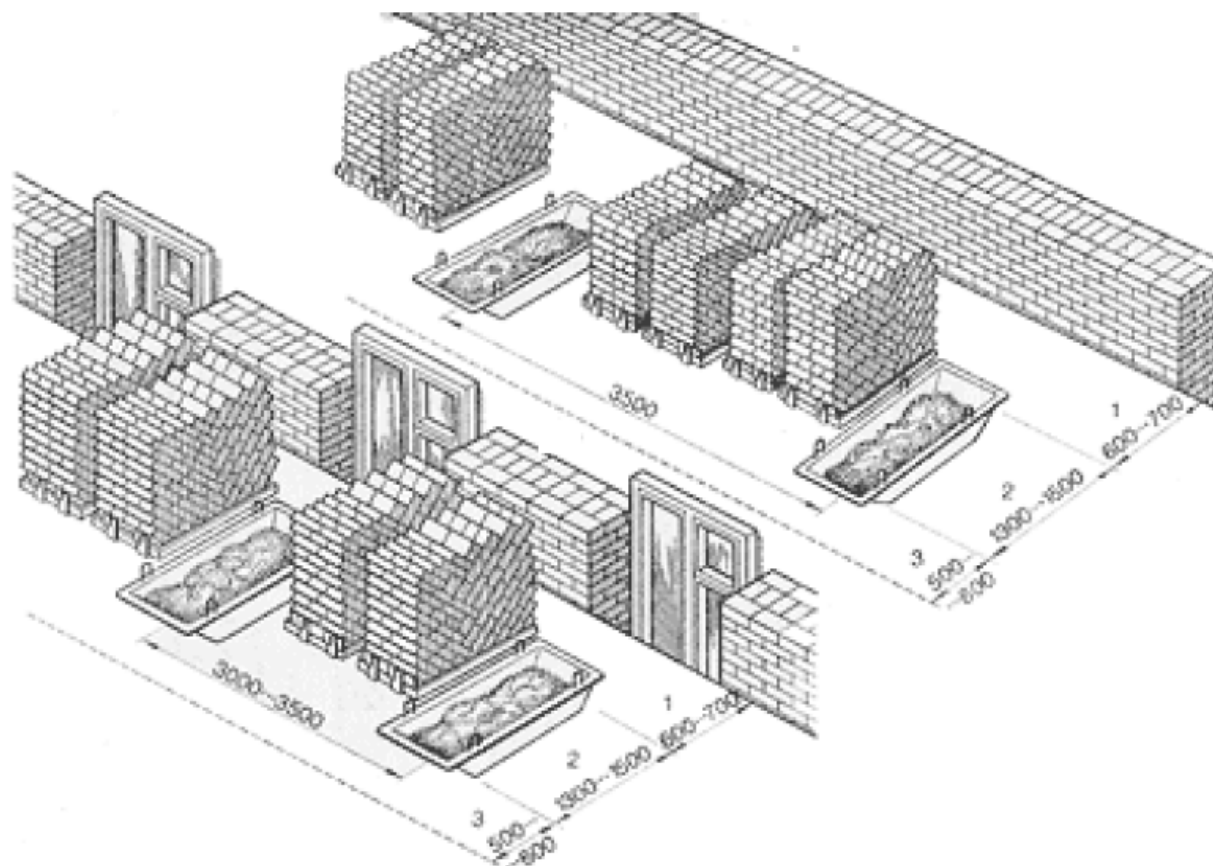
Рабочее место каменщика (рис. 3.2.) включает участок возводимой кладки и часть примыкающей к ней площади, в пределах которой размещают материалы, приспособления, инструмент и перемещаются каменщики.

Целесообразно рабочее место каменщиков дифференцировать на три зоны:

- 1) Рабочая зона – свободная полоса вдоль кладки шириной 600...700 мм, на которой работают каменщики, укладывая кирпич в дело;
- 2) Зона материалов, шириной 1300...1500 мм, на которой размещают кирпич и раствор;
- 3) Транспортная зона, шириной 500...600 мм, в пределах которой перемещаются такелажники, обеспечивающие каменщиков материалами.

Общая ширина рабочего места составляет 2,4...2,6 м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



Запас кирпича и раствора на рабочем месте должен соответствовать 2 - 4- часовой потребности в них.

Ящики с раствором устанавливают против проемов на расстоянии не более 4 м один от другого. Поддоны с кирпичом устанавливают против простенков. При кладке глухих участков стен поддоны с кирпичом и ящики с раствором устанавливают в чередующемся порядке.

Доставку кирпича на объект осуществляют пакетами в специально оборудованных бортовых машинах и укладывают следующим образом: в пакетах на поддонах - не более чем в два яруса, в контейнерах - в один ярус, без контейнеров - высотой не более 1,7 м. На подмостях кирпич устанавливают в контейнерах в один ярус.

Подача раствора и кирпича в рабочую зону осуществляется монтажным краном.

Кирпичную кладку допускается выполнять только после монтажа несущих конструкций перекрытий возведенного этажа, анкерки стен и замоноличивания швов между плитами перекрытий.

Процесс кирпичной кладки состоит из следующих операций:

- установка порядовки и натягивание причального шнура;
- подача и раскладка кирпича;
- рубка и теска кирпичей (по мере необходимости);
- подача кирпичей и раскладка их на стене;
- перелопачивание, подача, расстилание и разравнивание раствора на стене;
- кладка наружной и внутренней версты тычковых рядов;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

79

Рисунок 3.4. Штрабы: а) Угловая убежная (маяк); б) Промежуточная убежная в сплошной стене (маяк)

Количество маяков зависит от организации труда в бригаде. Если каждое звено работает самостоятельно, независимо от соседних звеньев, то маяки выкладываются на границах деланки каждого звена.

Для этого каменщик первый лицевой ряд кладки начинает с угла «трехчетверткой». Первый ряд второй стены присоединяется к первому ряду лицевой стены, а второй ряд выкладывается в обратной последовательности. В результате ложковые ряды одной стены выходят тычками на поверхность другой стены. Кладку маяка каменщик заканчивает «трехчетверткой».

После кладки маяков к порядовкам натягивают шнур-причалку. При кладке стен шнур-причалку устанавливают для каждого ряда, натягивая его и переставляя с помощью передвижного хомута на уровне верха укладываемых кирпичей с отступом от вертикальной плоскости кладки на 1 - 2 мм.

У маяков причалку закрепляют скобой, острый конец которой вставляют в шов кладки, а к длинному тупому концу, опирающемуся на маячный кирпич, привязывают шнур-причалку. Свободный конец шнура наматывают на ручку скобы. Поворотом скобы в новое положение натягивают причалку для следующего ряда. Для устранения провисания под шнур подкладывают маяк, - деревянный маячный клин, толщиной равной высоте ряда кладки. Прижимают шнур уложенным сверху кирпичом.

Маяки располагают через 4 - 5 м с выступом за вертикальную плоскость стены на 3 - 4 мм. Шнур-причалку можно привязать за гвозди, закрепленные в швах кладки.

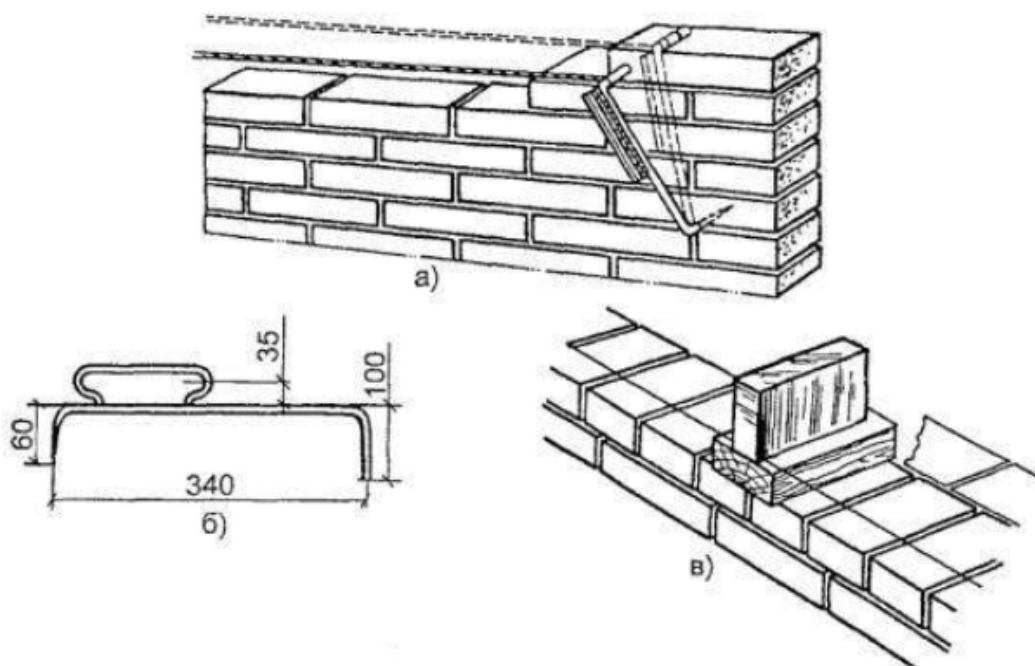


Рисунок 3.5. Установка причалки: а) Установка скобы; б) Причалная скоба; в) Использование деревянного маячного кирпича

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Снятие дощатой опалубки должно производиться через 3...4 суток, после набором раствором прочности 1,5...2,0 МПа, а в зимних условиях не ранее чем через 14 суток.

### **Монтаж плит перекрытия**

Монтаж плит осуществляют с использованием башенного крана КБ - 403 и необходимой монтажной оснастки. Монтаж плит должен предусматривать выполнение:

- подготовительных работ;
- строповки плиты;
- подъема и перемещения плиты к месту укладки;
- установки плиты в положение, близкое к проектному;
- заключительных операций монтажа плит.

Подготовительные работы должны включать следующие операции и процессы:

- проверку соответствия маркировки плиты;
- визуальную проверку отсутствия повреждений, сколов, раковин;
- очистку опорных зон;
- при необходимости нанесение разметки;
- проверку наличия акта освидетельствования (приемки) ранее выполненных работ;
- очистку опорных поверхностей несущих конструкций; - нанесение разметки, определяющей проектное положение плит на стене.

До начала монтажа с помощью нивелира или рулетки необходимо проверить соответствие отметок и площадок опирания.

Для строповки плит с монтажными петлями используют универсальный четырехветвевой строп 4СК5.0/5000, обеспечивающий равномерность усилий в ветвях стропа.

Длина стропа равна 5м что обеспечивает угол не менее 45° между горизонтальной поверхностью плиты и канатом.

Укладка первых плит междуэтажных перекрытий производится с лестниц (ЛПНА-4,2м) приставленных к несущим стенам. Последующие плиты укладывают непосредственно с уже уложенных плит.

Заключительные операции по монтажу плит включают в себя: закрепление плиты в проектном положении, проверку правильности установки плиты, приемку сварных соединений анкеров и замоноличивание швов.

Проверка правильности установки плиты в проектном положении должна производиться в соответствии с требованиями рабочей документации.

Замоноличивание стыков следует выполнять после проверки правильности установки плит. Бетонные смеси, используемые для замоноличивания стыков, должны отвечать требованиям проекта.

При монтаже многопустотных плит заделка пустот в торцах плит должна быть выполнена бетонной смесью или раствором.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

86



Рис. 3.5.4. Сварка закладных деталей панелей

После окончательного крепления панелей монтажники убирают струбцины, поворачивая их вокруг оси их корпуса и отсоединяя их от панели и от монтажной площадки. Площадки демонтируются.

#### Монтаж вентиляционных блоков

Перед монтажом вентиляционных блоков должны быть очищены каналы нижестоящих блоков.

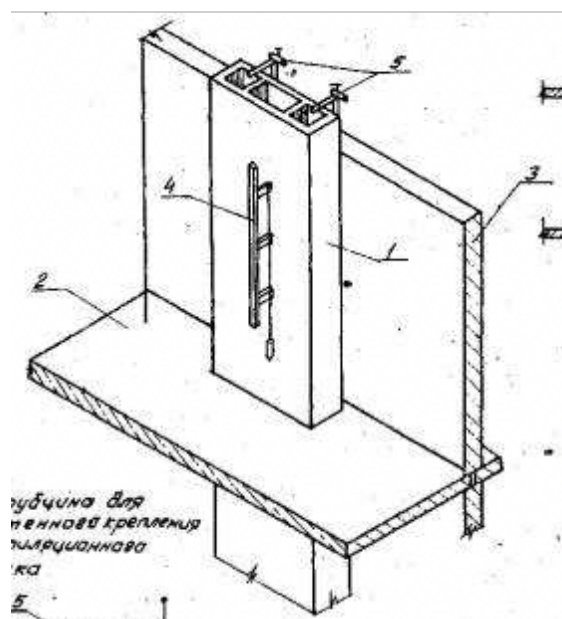
Строповка производится универсальной траверсой.

Вент. блоки устанавливают на слой цементного раствора. Чтобы он не попал в каналы блоков, его укладывают по верху специального шаблона-рамки с заглушками. Перед установкой блока рамку снимают.

Во время установки следят за совмещением каналов. Горизонтальные швы замоноличивают.

Монтаж вентиляционных блоков осуществляется следующими этапами:

- вентиляционный блок подается краном на высоту 0,2 – 0,3 м от растворной постели, где его принимают монтажники;
- рабочие проводят выверку положения блока, а затем аккуратно опускают его на растворную постель. Необходимо проконтролировать, чтобы петли нижерасположенного блока ровно вошли в пазы монтируемого блока. Выверка положения подразумевает под собой совмещение осей двух взаимно перпендикулярных поверхностей блока в уровне низа с рисками осей нижнего блока. Вертикальность контролируется рейкой-отвесом;
- в качестве временного крепления вент. блока к стене используют две струбцины;
- проводится расстроповка конструкции.



1 – вентиляционный блок

2 – плита перекрытия

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

89

- 3 – стеновая панель
- 4 – рейка-отвес
- 5 - трубцина

Рис. 3.5.5. Схема монтажа вентиляционного блока

Швы, которые образуются за счет прохода вентиляционного блока через перекрытие, заделывают цементным раствором.

#### **Монтаж лестничных площадок и маршей**

Лестничные площадки и марши начинают монтировать после монтажа элементов перекрытия.

Строповка маршей осуществляется универсальной траверсой с вилочными захватами. Строповка площадок – четырехветвевым стропом.

Междуэтажные площадки, подаваемые краном в наклонном положении, своими выступами устанавливаются на опорные ниши стеновых панелей. Под выступами площадки устанавливаются стальные пластинки, которыми впоследствии проводится рихтовка площадки.

Крепление площадки к стене осуществляется электродуговой сваркой закладных деталей данных конструкций.

Этажные площадки, подаваемые краном в горизонтальном положении, укладывают на постель из цементно-песчаного раствора толщиной до 20 мм. Предварительно под площадку устанавливают маяки и наносят ориентирные риски.

Корректность положения лестничной площадки проверяется в двух точках шаблоном в форме продольного сечения марша. Вертикальность положения контролируется нивелиром, а горизонтальность – рейкой и уровнем.

К плитам перекрытия площадки крепят электродуговой сваркой скоб и накладок. Это делается после полной выверки положения площадок.

В местах примыкания площадок к стенам и перекрытиям проводится замоноличивание швов раствором марки М200.

Монтаж лестничного марша начинается после выверки и окончательного закрепления площадок. Лестничный марш также укладывают на растворную постель.

Марш подается краном в проектном положении. Это делается для того, чтобы обеспечить последовательное опирание на площадки сначала нижнего конца марша, а затем верхнего.

Проверяется правильность укладки лестничного марша и рихтовка его ломом в проектное положение. Таким образом, монтажники добиваются плотного примыкания марша к стеновой панели и лестничным площадкам. Горизонтальность ступеней контролируется с помощью уровня.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



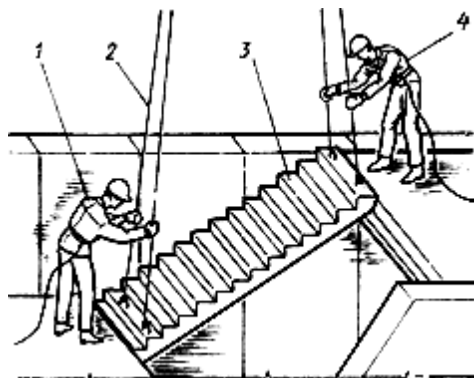


Рис.8. Схема установки лестничного марша

1 - рабочий, выполняющий монтажные работы, 2 - четырехветвевой строп с двумя укороченными ветвями, 3 - устанавливаемый лестничный марш, 4 - рабочий, выполняющий монтажные работы, старший звене.

### 3.6. Требования к качеству и приемке работ

Контроль качества монтажа конструкций состоит из:

- входного контроля качества конструкций и материалов;
- операционного контроля качества выполняемых работ;
- приемочного контроля выполненных работ.

Входной контроль осуществляется на строительной площадке. Его проводят ИТР организации, ответственной за монтаж. Основопологающим фактором является наличие у конструкций паспорта, маркировки и штампа отдела технического контроля завода с датой изготовления конструкции. Контроль заключается в проверке соответствия паспортных данных проектным, внешнем осмотре и обмере габаритов конструкций. Поставляемые на стройплощадку конструкции должны соответствовать рабочим чертежам.

Приемочный контроль проводится в процессе поэтажной приемки полностью установленных конструкций на захватке. Контроль заключается в проверке журналов монтажных и сварочных работ, замоноличивания вертикальных швов, документов лабораторных исследований и испытаний, актов освидетельствования скрытых работ.

В процессе монтажа необходимо обеспечить прочность и устойчивость конструкций под действием собственного веса, монтажных нагрузок, а также нагрузок от ветра и снега. Это достигается при соблюдении последовательности монтажа элементов, проектных размеров опорных площадок и сопряжений, своевременной установкой временных и постоянных креплений.

Соответствие установки конструкций в плане и по высоте проектному положению контролируют геодезическими приборами, а также специальными шаблонами по рискам и отметкам.

Контроль качества монтажа конструкций панельных зданий заключается в проверке положения элементов по рискам, а также в проверке качества заделки стыков конструкций.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Допустимое максимальное смещение осей панелей стен в нижнем сечении относительно осей – 8 мм, в верхнем сечении – 10 мм. Ширина швов наружных панелей не должна выходить за пределы 10 – 20 мм.

Максимально допустимое отклонение от проектной величины опирания для плит перекрытия длиной менее четырех метров составляет 8 мм, для плит длиной более четырех метров – 10 мм.

Выполнение сварки проводится в соответствии с требованиями ГОСТ 10922–90, а также ГОСТ 14098–91. Для контроля качества сварных швов применяют специальные шаблоны для измерения катета шва, а также лупы.

Антикоррозионное покрытие сварных соединений необходимо выполнять во всех местах, имеющих нарушенное заводское покрытие. Перед нанесением антикоррозионного покрытия поверхности должны быть очищены от различного рода загрязнений.

Прочность бетона или раствора в стыках конструкций должна соответствовать величине прочности, указанной в проекте. Если таковые сведения отсутствуют, то величина прочности должна быть не менее 50 % величины проектной прочности на сжатие.

### 3.7. Потребность в материально-технических ресурсах

Таблица 9. Потребность в оборудовании и инвентаре

Наименование	Технич. характеристика	Кол-во, шт	Назначение
Траверса самобалансирующая	-	1	Строповка конструкций
Строп четырехветвевой	груз-ть 8 т	1	
Строп двухветвевой	груз-ть 10 т	1	
Рейка нивелирующая	-	2	Проверка горизонтальности
Рейка-отвес	-	2	Проверка вертикальности
Уровень строительный	-	1	Выверка горизонтальности
Рулетка измерительная металлическая	-	1	Измерение элементов и разбивка осей
Монтажный лом	-	2	Рихтовка элемента
Скребок	-	2	Очистка поверхностей
Кельма	-	2	Выравнивание раствора
Захват вилочный	-	1	Строповка элемента
Захват винтовой	-	6	
Струбцина	-	4	Временное крепление вентиляционных блоков
Ящик для раствора	объем 0,27 м <sup>3</sup>	3	Хранение раствора
Площадка передвижная для сварщика и монтажника	масса 55 кг	1	Сварочные и монтажные работы на высоте

### 3.8. Техника безопасности

Опасность монтажных работ заключается в их связи с перемещением и установкой тяжелых конструкций на большой высоте.

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

92

В целях безопасности проведения работ технологическую зону монтажа (рабочую и опасную зону крана, зоны складирования, сборки и транспортировки конструкций) на стройплощадке необходимо обозначать специальными знаками.

Рабочие, выполняющие монтажные или вспомогательные работы в обязательном порядке, должны быть проинструктированы.

К производству монтажных работ на высоте допускаются совершеннолетние монтажники, имеющие разряд не ниже четвертого и стаж работы не менее двух лет. Получение допуска к работам предполагает прохождение курса обучения и сдачу определенных испытаний. Проверку квалификации рабочих проверяют не реже раза в год. Обязательные медицинские комиссии проводятся не реже 2-х раз за год.

Грузоподъемный инвентарь должен быть помечен специальными бирками, на которых должна быть указана величина его грузоподъемности. Два раза в год данный инвентарь проходит испытание на двойную нагрузку.

Рабочие, выполняющие монтажные работы на высоте, снабжены монтажными поясами, с помощью которых в целях безопасности крепят себя к смонтированным конструкциям или закрепленным тросам. Чтобы избежать падения инструментов, монтажники переносят их в сумках или ящиках. При перерывах в работе запрещено оставлять поднятые элементы на весу. Груз также должен соответствовать грузоподъемности монтажного крана.

Стройплощадку оснащают хорошо видимыми знаками опасных зон. В ночное время строительная площадка хорошо освещена.

После каждого ремонта грузозахватного инвентаря необходимо проводить его испытания. Осмотр траверс проводится каждые полгода, строп – каждые десять дней, остального инвентаря – раз в два месяца.

Выполнение работ на одной захватке на разных монтажных горизонтах не допустимо. Может быть сделано исключение, однако расстояние между уровнями не должно превышать 3-х перекрытий.

Граница опасной зоны крана определяется расстоянием от потенциального места падения груза при его перемещении монтажным краном. При максимальной высоте подъема менее двадцати метров это расстояние принимается не менее семи метров, при высоте до ста метров – не менее десяти метров. Необходимо учитывать также и перемену погодных условий. Работы на высоте запрещаются, если скорость ветра превышает 15 м/с, при наличии наледи, во время грозы и тумана. Для передвижения рабочих на высоту более тридцати метров стройплощадка обязательно должна быть оснащена подъемниками или лифтами.

Запретом на сварочные работы служит дождь, гроза, снегопад и скорость ветра более 5 м/с. Электросварочные работы на высоте более одного метра проводятся исключительно с огражденных подмостей с разрешения мастера. Электросварщику должны быть предоставлены индивидуальные предохранительные приспособления.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

#### 4. Организация строительного производства

					<i>АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		94

## 4.1. Организация строительной площадки.

### 4.1.1. Привязка башенного крана

В предыдущем разделе данной выпускной квалификационной работы в качестве ведущей машины был выбран башенный кран КБ-403.

#### 1) Поперечная привязка

Расположение башенных кранов относительно строящегося здания рассчитывают исходя из требований соблюдения безопасного расстояния между кранной и наиболее выступающей частью здания.

Расстояние от оси движения крана до здания:

$$B = R_{\text{пов}} + l_{\text{без}} \quad (4.1.1.1)$$

$R_{\text{пов}}$  – радиус поворотной платформы крана (3,8 м);

$l_{\text{без}}$  – минимальное расстояние от наиболее выступающей части крана до здания (на высоте менее 2 м – не менее 0,7 м, на высоте более 2 м – не менее 0,4 м. Примем  $l_{\text{без}} = 0,5$  м).

$$B = 3,8 + 0,5 = 4,3 \text{ м}$$

#### 2) Продольная привязка подкрановых путей

Длина подкрановых путей:

$$L_{\text{пп}} = l_{\text{кр}} + B_{\text{кр}} + 2 \cdot l_{\text{торм}} + 2 \cdot l_{\text{туп}} \quad (4.1.1.2)$$

$l_{\text{кр}}$  – расстояние между крайними стоянками крана;

$B_{\text{кр}}$  – база крана (8,5 м);

$l_{\text{торм}}$  – величина тормозного пути крана (1 м);

$l_{\text{туп}}$  – расстояние от конца рельса до тупиков (0,5 м).

Расстояние между двумя крайними стоянками крана  $l_{\text{кр}}$  определяется следующим образом:

– на чертеже в масштабе показывается строящееся здание и ось движения крана;

– двумя окружностями радиуса, равного рабочему вылету стрелы ( $L_{\text{раб}} = 24,7$  м), из наиболее удаленных углов здания на оси движения крана делаются засечки. Расстояние между этими засечками –  $l_{\text{кр}} = 14,2$  м.

$$L_{\text{пп}} = 14,2 + 8,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,5 = 25,7 \text{ м}$$

Минимально возможная длина подкрановых путей составляет 31,25 м (5 полузвеньев рельсового пути). Принимаем  $L_{\text{пп}} = 31,25$  м.

### 4.1.2. Зоны влияния башенного крана

К опасным зонам работы грузоподъемных машин относятся те места, над которыми может происходить подъем и перемещение грузов. Радиус опасной зоны крана:

$$R_0 = R_p + B_{\text{мин}} / 2 + B_{\text{макс}} + P \quad (4.1.2.1)$$

$R_p$  – максимальный рабочий вылет стрелы (24,7 м);

$B_{\text{мин}}$  и  $B_{\text{макс}}$  – минимальный и максимальный размеры груза.

Для плиты перекрытия, монтируемой на максимальном рабочем вылете стрелы, минимальный размер составляет 1,3 м, максимальный – 3,6 м.

$P$  – величина отлета грузов при падении. Определяется согласно [17] по интерполяции. При высоте подъема груза до 20 м (6 этажей) величину отлета допускается принимать равной 7 м.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

$$R_0 = 24,7 + 1,3/2 + 3,6 + 7 = 35,95 \text{ м}$$

### Введение ограничений в работу крана

Для того, чтобы обеспечить выполнение требований безопасности проведения работ на строительной площадке, в стесненных условиях производства вводятся условные или принудительные ограничения работы крана.

Условные ограничения рассчитаны на внимание машиниста. Они подразумевают подачу хорошо видимых сигналов (флажками, фонарями), предупреждающих машиниста о том, что кран приближается к границе запрещенной территории площадки.

Принудительные ограничения:

- 1) предусматриваем координатную защиту (ОНК-160);
- 2) ограничиваем рабочий вылет стрелы в пределах зоны складирования до 20,5 м;
- 3) ограничиваем рабочий вылет стрелы сверху и снизу от здания до 8,8 м;
- 4) вводим особые зоны работы крана – зоны, в пределах которых кран перемещает конструкции с минимальной скоростью и на минимальной высоте (1 м) с применением оттяжек:

$$\text{для зоны складирования: } R_0 = 20,5 + 1,2/2 + 7,2/2 = 24,7 \text{ м}$$

$$\text{для особых зон сверху и снизу от здания: } R_0 = 8,8 + 1,2/2 + 7,2 = 16,6 \text{ м}$$

#### 4.1.3. Потребность в приобъектных складах

1) Определение запасов строительных материалов Объем производственных материалов:

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{общ}} \cdot n \cdot l \cdot m}{T} \quad (4.1.3.1)$$

$T$  – продолжительность потребления материала (для возведения 6 типовых этажей  $T = 135$  дней);

$P_{\text{общ}}$  – общее количество материала, необходимое для выполнения работ за время  $T$ ;

$n$  – норматив запаса материала на складе в днях потребления (при перевозке элементов автомобильным транспортом на расстояние до 50 км  $n = 5$ . Принимаем  $n = 7$ ) [14];

$l$  – коэффициент неравномерности поступления материалов и изделий на склады. Для элементов, транспортируемых автомобильным транспортом,  $l = 1,1$  [14];

$m$  – коэффициент неравномерности потребления материалов и изделий, принимаемый равным 1,3 [14].

Из табл. 3.1.1 данной пояснительной записки определяем, что на возведение 6 типовых этажей требуется:

- плиты перекрытия:  $P = 953 \text{ м}^3$ ;
- стеновые панели:  $P = 2769 \text{ м}^3$ ;
- лестничные марши и площадки:  $P = 59,4 \text{ м}^3$ ;
- вентиляционные блоки:  $P = 68,4 \text{ м}^3$ .

$$P_{\text{общ}} = 953 + 2769 + 59,4 + 68,4 = 3850 \text{ м}^3$$

$$P_{\text{скл}} = (3850/135) \cdot 7 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 290$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

Расчет площади склада производится по формуле:

$$S = P_{\text{скл}} \cdot q \quad (4.1.3.2)$$

$P_{\text{скл}}$  – объем производственных материалов;

$q$  – норма площади пола склада на единицу складированного ресурса, принятая по расчетным нормативам.

Для сборных железобетонных конструкций согласно прил.4 [14]  $q = 1,0 \text{ м}^2$ .

$$S = 290 \cdot 1,0 \text{ м}^2 = 290 \text{ м}^2$$

## 2) Привязка приобъектных складов

Открытые склады располагают в границах рабочей зоны крана.

Площадки складирования – ровные с уклоном для устройства водоотвода не более  $5^\circ$ . В случае, когда грунт обладает недостаточной несущей способностью, предусматривается его поверхностное уплотнение и подсыпка из песка и щебня толщиной 50-100 мм. Покрытие разгрузочных складских площадок аналогично покрытию временных дорог.

Размещение элементов конструкций должно обеспечивать удобство и высокую производительность работы башенного крана. Это достигается путем наибольшего приближения конструкций к месту их монтажа, уменьшения углов поворота стрелы крана при перемещении груза со склада к месту монтажа. Наиболее тяжелые элементы размещаются на складе как можно ближе к крану.

### 4.1.4. Потребность во временных зданиях

#### 1) Состав подсобных зданий

В соответствии с требованиями п. 5.14 [17] для людей, непосредственно занятых на строительном объекте, необходимо предусматривать размещение на площадке санитарно-бытовых помещений: гардеробных, сушилок, душевых, столовых, контор и т.д. Подготовка эксплуатации таких помещений должна быть завершена до начала основных СМР.

2) Определение общей потребности во временных зданиях  
Общая потребность во временных зданиях:

$$F = F_n \cdot P \quad (4.1.4.1)$$

$F$  – общая потребность в зданиях определенного типа, рабочих местах и т.д.;

$F_n$  – нормативный показатель потребности здания;

$P$  – число работающих в наиболее многочисленную смену (гардеробные рассчитываются на всех работающих).

Численность различных категорий работающих (общее кол-во – 55 человек):

Рабочие: 46 человек (85%);

ИТР: 4 человека (8%);

Служащие: 3 человека (5%);

МОП и охрана: 2 человека (2%).

Из них: женщин: 17 человек (30%);

мужчин: 38 человек (70%).

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

## Определение потребности в каждом из помещений:

Гардеробная:  $F_n = 0.9 \text{ м}^2/\text{чел}$ ,  $P = 55 \text{ чел}$

$F = 50 \text{ м}^2$  (3 гардеробных на 5 человек)

Душевая:  $F_n = 0.4 \text{ м}^2/\text{чел}$   $P = 15 \text{ чел}$

$F = 6,0 \text{ м}^2$  (1 душевая на 6 сеток)

Столовая:  $F_n = 0.5 \text{ м}^2/\text{чел}$   $P = 15 \text{ чел}$

$F = 7,5 \text{ м}^2$  (столовая на 12 пос. мест)

Сушильня:  $F_n = 0.2 \text{ м}^2/\text{чел}$   $P = 55 \text{ чел}$

$F = 11,0 \text{ м}^2$  (гардеробная на 5 чел. площ.  $17.2 \text{ м}^2$ )

Уборная:  $F_n = 0.07 \text{ м}^2/\text{чел}$   $P = 15 \text{ чел}$

$F = 1,05 \text{ м}^2$  (уборная на 1 очко – 1 шт)

Контора:  $F_n = 4 \text{ м}^2/\text{чел}$ ,  $P = 30\%$  от общего числа ИТР ( $4 \text{ чел} \cdot 0,3 = 1,2 \text{ чел}$ )

$F = 8,0 \text{ м}^2$  (контора на 2 рабочих места – 1 шт)

### 3) Размещение на строительной площадке

При условии, что ограничений по пожарной опасности и технике безопасности нет, для временных зданий на строительной площадке выделяется специальная территория, как правило, вблизи постоянных транспортных коммуникаций и инженерных сетей. Требования по пожарной безопасности подразумевают под собой устройство проездов для машин пожарных подразделений.

Временные здания располагают группами числом не более десяти.

Минимальное расстояние между временными зданиями – 1 м.

Под благоустройством понимаются работы по планировке застраиваемой территории, устройству дорожек для пешеходов, площадок для отдыха взрослых и игр детей, размещению специальных мест, отведенных для курения, установке ограждения, озеленению территории и т.д.

### 4.1.5. Транспортные коммуникации

Проектирование транспортных коммуникаций состоит из:

- определение схемы движения транспорта и пешеходов;
- планировка размещения дорог и тротуаров;
- назначение параметров дорог и тротуаров;
- определение типа покрытия дорог и тротуаров.

При проектировании транспортных коммуникаций важно обеспечить максимальную эксплуатацию существующих или устроенных в подготовительный период дорог.

Схема движения транспорта на площадке устанавливается с учётом:

- направления развития строительства;
- очередности и технологии строительно-монтажных работ;
- интенсивности грузопотока;
- расположения складов;

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата



- эксплуатации существующих или устроенных в подготовительный период дорог.

Необходимость устройства кольцевых проездов обуславливается требованием беспрепятственного проезда транспортных средств к местам разгрузки конструкций и материалов. Минимальное количество въездов на площадку - 2.

Расстояние от проезжей части дороги до возводимого объекта – 1,5 м.

Табл. 4.1.5.1

Наименование	Показатель
Ширина, м:	
полосы движения	3,5
проезжей части	3,5
Земляного полотна	6,0
Наибольшие продольные уклоны, %	10
Наим. Радиус кривых в плане, м	12

На дорогах, имеющих ширину 3,5 м, в зоне поворота ширина увеличивается в 2 раза.

Пересечение и примыкание дорог выполняется под углом 45°.

Въезды и выезды транспортных средств, указатели проездов к местам разгрузки, направления движения, развороты и пр. на строительном генеральном плане показываются условными обозначениями и надписями. Всё вышеперечисленное должно иметь привязку к возводимому зданию.

#### 4.1.6. Потребность строительства в воде

Расход воды:

$$Q_{\text{гр}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}} \quad (4.1.6.1)$$

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

$$Q = \sum \frac{K_{\text{ну}} q_y n_n K_{\text{ч}}}{3600t} \quad (4.1.6.2)$$

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

$q_y$  – удельный расход воды на производственные нужды, л;

$n_n$  – число производственных потребителей;

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

$t$  – число учитываемых расходом воды часов в смену (8 ч).

$$Q = \sum \frac{q_x n_n K_{\text{ч}}}{3600t} + \frac{q_d n_d}{60t_1} \quad (4.1.6.3)$$

$q_x$  – удельный расход воды на хозяйственные нужды;

$q_d$  – расход воды на прием душа одного работающего;

$n_n$  – число работающих в наиболее загруженную смену (15 чел);

$n_d$  – число пользующихся душем (80% от  $n_n$  – 12 чел);

$t_1$  – продолжительность использования душа (45 мин);

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

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

99

$t$  – число учитываемых расходом воды часов в смену (8 ч).

Табл. 4.1.6.1

Калькуляция расхода воды

№	Наименование потребителя	Ед. изм.	Кол-во потр, п.	Продол. потр., дн (ч)	Удельный расход, л	Коэффициент		Час. в см.	Расх. воды, л/с
						Неуточ. расх.	Неравн. потреб.		
Производственные нужды									
1	Приготовление бетонной смеси	1 м <sup>3</sup>	123,1	60	250	1,2	1,5	8	1,92
2	Малярные работы	1 м <sup>2</sup>	2916	20	0,5	1,2	1,5	8	0,09
3	Штукатурные работы	1 м <sup>2</sup>	2916	20	4	1,2	1,5	8	0,73
4	Посадка деревьев	1 дерево	20	20	50	1,2	1,5	8	0,06
5	Поливка газонов	1 м <sup>2</sup>	1579,7	20	10	1,2	1,5	8	0,99
Хозяйственно-бытовые нужды									
6	Душ	чел.	12	0,75	50	-	-	-	0,22
7	Умывальники	чел.	15	0,05	4	-	1,5	8	0,003
8	Столовые	чел.	15	-	25	-	1,5	8	0,02
Пожарные нужды									
9	-	струи	2	-	5 л/с	-	-	-	10
Итого:									14,03

Диаметр труб водонапорной наружной сети:

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{\text{тр}}}{3,14 \cdot v}} \quad (4.1.6.4)$$

$Q_{\text{тр}}$  – расчетный расход воды;

$v$  – скорость движения воды в трубах (0,6 м/с).

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{1000 \cdot 14,03}{3,14 \cdot 0,6}} = 173 \text{ мм}$$

Принимаем  $D=175$  мм.

4.1.7. Потребность строительства в электроэнергии

Постоянные и временные сети электроснабжения необходимы для освещения объекта строительства, временных зданий, мест производства строительных работ, а также обеспечения энергией технологических потребителей.

(4.1.7.1)

Расчетная электрическая нагрузка:

$$P_p = \sum \frac{K_c \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_c \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum K_c \cdot P_{\text{ов}} + \sum P_{\text{он}} \quad (4.1.7.1)$$

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности;

$K_c$  – коэффициент спроса;

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

100

$P_C$  – 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.

Табл. 4.1.7.1

Калькуляция потребности в электроэнергии

№	Наименование потребителя	Коэффициент		Удельная мощность, кВт	Расчетная мощность, кВА
		$K_c$	$\cos \varphi$		
1	Кран башенный	0,25	0,5	80	40
2	Сварочный трансформатор	0,35	0,4	24,5	12
3	Вибратор переносной	0,4	0,45	5	4,4
4	Электроинструмент	0,25	0,3	3	2,5
5	Электрическое освещение внутреннее	0,8	1,0	1	0,8
6	То же наружное	1,0	1,0	0,4	0,4
Итого:					60,1

Расчетная мощность – 120 кВА. По расчетной электронагрузке принимается трансформаторная подстанция СКТП-1000/6-10 мощностью 100 кВА с высоким напряжением 6 кВ.

4.1.8. Потребность строительства в освещении

Требуемое число прожекторов:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_{л}} \quad (4.1.8.1)$$

$p$  – удельная мощность, Вт;

$E$  – освещенность, лк;

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

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

Табл. 4.1.8.1

Калькуляция потребности в прожекторах

№	Наименование потребителя	Объем потребления, м <sup>2</sup>	$p$	Освещенность, лк	$P_{л}$	Расчетное кол-во прожекторов, шт
1	Территория строительства в районе производства работ	5498,56	0,4	2	1000	5
2	Монтаж строительных конструкций	460,31	3,0	20	1000	28
3	Свайные работы	460,31	0,6	3	1000	2
4	Главные проходы	100	5	3	400	4
5	Охранное освещение	5498,56	1,5	0,5	400	10
6	Аварийное освещение	5498,56	0,7	0,2	400	3

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

АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ

Лист

101

#### 4.2. Техника безопасности

1. Участок производства работ должен иметь ограждение во избежание доступа к нему посторонних лиц.

2. Пожарную безопасность следует обеспечивать в соответствии с требованиями [19].

3. Электробезопасность следует обеспечивать в соответствии с требованиями [17].

4. Освещение строительной площадки должно обеспечиваться в соответствии с требованиями [7]. Необходимо исключить слепящее действие источников света на работающих. В неосвещенных местах проведение строительных работ не допускается.

5. Сведение деревьев и кустарников, неоговоренное в проектной документации, не допускается. Место расположения сохраняемых деревьев необходимо ограждать.

6. В месте производства работ по планировке территории почвенный слой земли предварительно должен быть срезан и складирован в специально отведенном для этого месте с целью возможности дальнейшего использования при благоустройстве территории. Выпуск воды со строительной площадки на склоны допускается только при устройстве надлежащей защиты от размыва грунта. Стоки производственных и бытовых вод подлежат очистке.

7. Безопасность работающих на строительной площадке должна обеспечиваться на всех этапах работ. Территория должна быть оснащена телефонной или радиосвязью.

8. Опасная зона работы крана должна иметь защитные ограждения. Опасные зоны также должны обозначаться специальными знаками безопасности.

9. Ограждения, устроенные вблизи мест с большим потоком людей, должны быть оборудованы защитными козырьками.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Поставленные в начале работы цели и задачи были достигнуты.

В архитектурно-строительном разделе были разработаны основные чертежи здания: планы этажей, разрез, фасад, генплан. Были разработаны и обоснованы объемно-планировочные и конструктивные решения здания.

В расчетно-конструктивной части была рассчитана многопустотная железобетонная плита.

В разделе «Технологии строительного производства» была разработана технологическая карта на монтаж конструкций типового этажа здания. Был выполнен подбор ведущей монтажной машины, подсчитаны объемы работ и составлена калькуляция затрат труда и машинного времени, описан процесс производства строительно-монтажных работ.

В разделе «Организация строительного производства» был разработан строительный генеральный план на возведение 6-ти типовых этажей здания, выполнены необходимые расчеты.

Все чертежи были выполнены в соответствии с требованиями строительных норм и правил.

					<i>АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		103

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 12.1.004-91 ССБТ. Пожарная безопасность. Общие требования. – взамен ГОСТ 12.1.004-85; введ. 1992-07-01. – М.: Изд-во стандартов, 1996. – 68 с.
2. ГОСТ 12.1.005-88 ССБТ. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны. – взамен ГОСТ 12.1.005-76; введ. 1989-01-01. – М.: Изд-во стандартов, 2008. – 49 с.
3. ГОСТ 12.1.030-81 ССБТ. Электробезопасность. Защитное заземление, зануление; введ. 1982-07-01. – М.: Изд-во стандартов, 2001 – 10 с.
4. ГОСТ 12.3.003-86 ССБТ. Работы электросварочные. Общие требования безопасности. – взамен ГОСТ 12.3.003-75; введ. 1988-0-01. – М.: Стандартиформ, 2003. – 11 с.
5. ГОСТ 30494-2011 Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях. – взамен ГОСТ 30499-96; введ. 2013-01-01. – М.: Стандартиформ, 2013 – 16 с.
6. ГОСТ Р 21.1101-2013 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – взамен ГОСТ Р 21.1101-2009; введ. 2014-01-01. – М.: Стандартиформ, 2014. 58 с.
7. ГОСТ 12.1.046-2014 ССБТ. Строительство. Нормы освещения строительных площадок; введ. 2015-07-01. – М.: Стандартиформ, 2015. – 27 с.
8. ГОСТ 23407-78. Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ. Технические условия. -введ. 1979-07-07. – М.: Изд-во стандартов, 1979. – 7 с.
9. Добронравов, С.С. Строительные машины и оборудование: Справочник для вузов / С.С. Добронравов. – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2006г. – 445 с.
10. ЕНиР. Общая часть. – Москва, 1998. - 38 стр.
11. ЕНиР. Сборник Е2. Земляные работы. Выпуск 1. Механизированные и ручные земляные работы. – Москва, 1990. – 133 стр.
12. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Выпуск 1. Здания и промышленные сооружения. – Москва, 1987. – 64 с.
13. ЕНиР. Сборник Е8. Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1. Отделочные работы – Москва, 1986. – 76 с.
14. Никоноров, С.В. Организация строительного производства: учебное пособие по курсовому проектированию / С.В. Никоноров. – Челябинск: ЮУрГУ, 2008.-36 с.
15. СНиП 1.04.03-85\*. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий зданий и сооружений / Госстрой СССР. – введ. 1991-01-01. – М., 2011. - 55 с.
16. СП 48.13330.2011 Организация строительства (Актуализированная редакция СНиП 12.01-2004). – введ. 2011-05-20. – Москва, 2011. – 25с.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	

*АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ*

Лист

104

17. СНиП 12.03-2001. Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. – Москва, 2001. – 41 с.
18. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство. – Москва, 2002. – 255 с.
19. СП 112.13330.2011. Пожарная безопасность зданий и сооружений. Актуализированная редакции СНиП 21-01-97\*. – Москва, 2011 - 195 с.
20. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*. – Москва, 2012. – 113 с.
21. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Москва, 2013 – 100 с.
22. СП 54.13330.2011 Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003. – Москва, 2011. – 36 с.
23. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. – Москва, 2011. – 76 с.
24. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. – Москва, 2003. – 59 с.
25. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. – Москва, 2012. – 192 с.
26. СП 2.13130.2012. Системы противопожарной защиты. – Москва, 2012. – 24 с.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

*АСИ-421.08.03.01. ВКР.ПЗ*

Лист

105