

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Южно-Уральский государственный университет  
(национальный исследовательский университет)»  
Филиал ФГАОУ ВО «ЮУрГУ (НИУ)» в г. Златоусте

**Факультет** *«Техника и технология»*  
**Кафедра** *«Промышленное и гражданское строительство»*  
**Направление** *08.03.01 Строительство*

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ  
Заведующий кафедрой  
\_\_\_\_\_ *Е.Н.Гордеев*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

*Исследование работы большепролетных предварительно  
напряженных ж/б конструкций производства Eurocomr Ural  
и узлов их опирания*

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ  
РАБОТЕ**

ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР

**Консультанты:**

Архитектура  
к.т.н., доцент  
\_\_\_\_\_ *Т.П. Лемешко*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

Железобетонные конструкции  
ст. преподаватель  
\_\_\_\_\_ *А.М. Володин*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

САПР  
ст. преподаватель  
\_\_\_\_\_ *А.М. Володин*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

**Руководитель проекта:**

к.т.н., доцент  
\_\_\_\_\_ *Е.Н. Гордеев*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

**Автор проекта:**

студент группы **ФТТ-408**  
\_\_\_\_\_ *Сурина Мария Сергеевна*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

**Нормоконтролер:**

ассистент  
\_\_\_\_\_ *О.В. Зайцева*  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2020 г.

## АННОТАЦИЯ

Сурина М.С. Выпускная квалификационная работа на тему: «Исследование работы большепролетных предварительно напряженных ж/б конструкций производства Eurocomp Ural и узлов их опирания»: Филиал ЮУрГУ в г. Златоусте, ПГС; 2020, 127 с., 22 ил., библиогр. список – 12 наим., 0 табл., 7 листов А1.

В выпускной квалификационной работе рассмотрены возможные методики расчета конструкций нетипового сечения на примере плиты покрытия типа «Чайка».

Для верификации методик расчета был проведен расчет балки типового сечения (прямоугольного): ручной и расчет методом конечных элементов в ПК «Лира-САПР». После сопоставления результатов расчета, была рассчитана плита покрытия «Чайка» аналогичным способом: ручной и расчет методом конечных элементов в ПК «Лира-САПР».

Отдельно был посчитан узел опирания железобетонных подкрановых балок на неопределенную прокладку с помощью анкерных стержней: ручным расчетом и машинным методом МКЭ в ПК «Лира-САПР».

Исходные данные представлены на 1, 2 листах формата А1.

Общая блок-схема представлена листом 3 формата А1.

Результаты расчетов представлены на 4–7 листах формата А1.

Взам. инв. №		<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					
Подп. и дата							
Инв. № подл.							

## ОГЛАВЛЕНИЕ

АННОТАЦИЯ.....	2
ВВЕДЕНИЕ.....	6
1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА.....	8
2 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	
2.1 Архитектурные решения производственно-складского здания	
2.1.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.....	10
2.1.2 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.....	12
2.1.3 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	13
2.1.4 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	13
2.1.5 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	13
2.2 Конструктивные решения производственно-складского здания	
2.2.1 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций.....	14
2.2.2 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.....	17
3 МЕТОДИКА РАСЧЕТА.....	18

Взам. инв. №		Подп. и дата						<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>			
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подп.	Дата	<b>Исследование работы                  большепролетных предварительно                  напряженных ж/б конструкций                  производства Eurocomp Ural и                  узлов их опирания</b>			Стадия	Лист	Листов
									ВКР	3	127
Инв. № подл.	Дипломник	Сурина М.С.		06.20	Филиал ФГАОУ ВО «ЮУрГУ (НИУ)» в г. Златоусте кафедра ПГС						
	Консультант	Володин А.М.		06.20							
	Руководитель	Гордеев Е.Н.		06.20							
	Зав. кафедрой	Гордеев Е.Н.		06.20							
	Н. контр.	Зайцева О.В.		06.20							

## 4 РАСЧЕТ БАЛКИ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

### 4.1 Ручной расчет

4.1.1 Расчет предварительных напряжений в бетоне и арматуре.....	20
4.1.2 Расчет по I группе предельных состояний.....	26
4.1.3 Расчет по II группе предельных состояний.....	35

### 4.2 Расчет методом конечных элементов

4.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов.....	43
4.2.2 Расчет модели из стержневых конечных элементов.....	51
4.2.3 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов.....	52
4.2.4 Расчет модели из объемных конечных элементов.....	54

Выводы по расчету.....	56
------------------------	----

## 5 РАСЧЕТ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ТИПА «ЧАЙКА»

### 5.1 Ручной расчет

5.1.1 Приведение сечения плиты покрытия к типовому тавровому.....	57
5.1.2 Расчет предварительных напряжений в бетоне и арматуре.....	58
5.1.3 Расчет по I группе предельных состояний.....	65
5.1.4 Расчет по II группе предельных состояний.....	79

### 5.2 Расчет методом конечных элементов

5.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов.....	98
5.2.2 Расчет модели из стержневых конечных элементов.....	98
5.2.3 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов.....	101
5.2.4 Расчет модели из объемных конечных элементов.....	104

Выводы по расчету.....	107
------------------------	-----

## 6 РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

### 6.1 Ручной расчет

6.1.1 Сбор нагрузок.....	108
6.1.2 Проверка на прочность.....	111
6.1.3 Деформации и перемещения.....	113
6.1.4 Расчет анкеровки опорных частей.....	115

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

6.2 Расчет методом конечных элементов	
6.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов.....	117
6.2.2 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов.....	119
6.2.3 Расчет модели из объемных конечных элементов.....	120
Выводы по расчету.....	122
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ.....	124
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	126

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	
							5

## ВВЕДЕНИЕ

Актуальность данной темы обусловлена отсутствием на российском рынке сборных железобетонных изделий, позволяющих перекрывать большие пролеты зданий. Основным преимуществом данных изделий является их высокая заводская готовность, отсутствие электросварки в узлах опирания, их универсальность, большое разнообразие форм и сечений и экономичность по сравнению с металлоконструкциями. Сама технология Eurocomp Ural подразумевает проектно-компоновочные изделия любой геометрии и конфигурации за счет универсальных опалубочных форм и оборудования. Однако на текущий момент на территории отсутствуют нормативная база по применению данных изделий в строительстве, результаты испытаний и сертификаты соответствия, что не позволяет в полной мере их использовать в проектной деятельности. Применение изделий Eurocomp Ural ограничивалось только индивидуальными единичными объектами, таких как складское одноэтажное здание в г. Челябинск и пристрой к цеху производства металлоконструкций «ПрокатМонтаж» в г. Магнитогорск. Еще одним основным препятствием для использования большепролетных изделий является отсутствие типовых решений, а также методик расчета нетиповых конструкций, что определяет выбор проектировщиков в пользу типовых стандартных решений или металлоконструкций.

Выбор данной темы обусловлен наличием вышеуказанных проблем применения изделий Eurocomp Ural в строительстве на территории России и ее результат позволит продвинуться дальше для решения этих проблем.

Цели выпускной квалификационной работы:

выявление возможности расчета конструкций нетипового сечения по существующей методике СП, а так же расчета нелинейно-деформируемой модели методом конечных элементов в ПК «Лира-САПР»;

определение наиболее оптимального способа расчета нетиповых конструкций.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Изм. № подл.	Лист
										6

**Задачи:**

провести расчеты плиты покрытия нетипового сечения «Чайка» производства Eurocomp Ural по методике СП 63.133300.2018, а так же методом конечных элементов в ПК «Лири-САПР»;

сопоставить результаты расчетов между собой и сделать вывод о возможности использования данных методик;

провести расчеты узла опирания железобетонных подкрановых балок на неопреновую прокладку с анкерными стержнями по методике расчета опор мостовых конструкций ОДМ 218.2.002-2008, а так же методом конечных элементов в ПК «Лири-САПР»;

сопоставить результаты расчетов между собой, сделать вывод о возможности использования данных методик.

Инв. № подл.	Подл. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	

## 1 АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА

Типовые железобетонные конструкции можно посчитать существующими методиками расчета в СП 63.133300.2018 и пособия к нему. Например, самое простое прямоугольное сечение можно посчитать вручную, используя формулы в [1, 4]. Ручной расчет балки прямоугольного сечения приведен в п. 4.1 ВКР.

Кроме того, балку прямоугольного сечения довольно легко смоделировать в ПК «Лири-САПР» для расчета методом конечных элементов (МКЭ) тремя способами:

- стержневыми конечными элементами (КЭ);
- пластинчатыми КЭ;
- объемными КЭ.

Во всех случаях назначается жесткость бетона и арматуры в данном сечении. Расчет МКЭ балки прямоугольного сечения представлен в п. 4.2 ВКР.

Результаты ручного расчета и расчета МКЭ представлены листом 4 формата А1 данной ВКР.

Для нетиповых ж/б конструкций не существует конкретных методик расчета, особенно это касается ручных расчетов. Чтобы посчитать конструкцию нетипового сечения, можно попробовать использовать методики расчета СП для типовых конструкций.

Для расчета нетиповой конструкции вручную, сечение конструкции приводится к типовому, при переменном сечении конструкция разбивается на несколько частей, и в каждой рассматривается отдельное сечение. Это создает дополнительные сложности при расчете, поскольку возрастает вероятность ошибки по невнимательности. Ручной расчет плиты покрытия типа «Чайка» приведен в п. 5.1 ВКР.

Гораздо проще провести расчет МКЭ в ПК «Лири-САПР». Для этого создается расчетная модель, которой задаются жесткостные характеристики, наиболее близкие к реальности.

Кафедра СКиС в ЮУрГУ (г. Челябинск) уже проводила исследование КЭ модели плиты покрытия «Чайка» из пластинчатых конечных элементов (работа

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	8	



Карякина А.А.). Пластинчатая модель плиты покрытия «Чайка», приведенная в ВКР, значительно отличается способом моделирования – для нее принято больше допусков в плане плавности изгибов плиты.

При создании объемной нелинейно-деформируемой модели основную сложность составляет моделирование очертания плиты покрытия «Чайка». Все узлы объемных элементов должны стыковаться между собой. При переменном сечении добавляет особую сложность «сшивание» узлов объемных КЭ между собой. Так же возможно появление геометрически неправильных фигур (например, слишком вытянутая форма, вогнутый угол), что при запуске на расчет в ПК «Лири-САПР» вызовет ошибки, и придется находить новые варианты моделирования объемными КЭ.

Расчет МКЭ плиты покрытия типа «Чайка» представлен в п. 5.2 ВКР.

Результаты ручного расчета и расчета МКЭ стержневой и плоской моделей представлены листом 5 формата А1 данной ВКР. Объемной модели и сравнение результатов – листом 6 формата А1.

Расчет узла опирания ж/б подкрановых балок вызывает сложности с тем, что опора производится через неопреновую прокладку и анкерные стержни. Опоры через резиновые материалы и анкера производится в мостовых конструкциях, поэтому ручной расчет осуществим с применением методики расчета опорных мостовых конструкций по ОДМ. Ручной расчет приведен в п. 6.1 ВКР.

Так же моделируется пластинчатая и объемная КЭ модели со своими допусками. Моделирование и расчет КЭ моделей узла опирания приведены в п. 6.2 ВКР. Результаты ручного расчета и расчета МКЭ узла опирания приведены на листе 7 формата А1 ВКР.

Инв. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					Лист	
											9	

## 2 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

### 2.1 Архитектурные решения производственно-складского здания

#### 2.1.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации

Объект: Производственно-складское здание на территории ООО “Промышленная компания НПП” расположено в г. Челябинске, поселок Водрем 40, дом №25.

Характеристики проектируемого здания:

- степень огнестойкости - II;
- класс ответственности - нормальный;
- срок службы здания – не менее 50 лет;
- класс конструктивной пожарной опасности - CO;
- класс функциональной пожарной опасности – Ф 5.1(5.2) – производственно-складское здание. В здании во встройках размещены помещения административного и бытового назначения (класс Ф 4.3);
- категория здания по взрывопожарной и пожарной опасности – Д (пониженная пожароопасность) [7].

Проектируемое здание выполнено из железобетонных конструкций по системе Eurocomp Ural с наружными ограждающими стенами из трехслойных железобетонных панелей вертикальной разрезки, с покрытием из предварительно напряженных плит типа “Чайка” – размером 24x2,5 метра.

Производственно-складское здание имеет прямоугольное очертание в плане с размерами 78x24 метра. Здание одноэтажное с двухэтажной встроенной частью на отм. 3.000 и 6.000 м.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

Высота принята с учетом технологических требований и технических решений, как одноэтажной части производственного цеха, так и встроенных частей где расположены административно- бытовые, вспомогательные и технические помещения.

Проектируемое здание прямоугольного очертания в плане, с размерами 78,0x24,0 м.

Здание одноэтажное с двухэтажной встроенной частью, выполнено в железобетонном каркасе, со стенами из трехслойных железобетонных панелей.

Покрытие здания с пролетом 24,0м. выполнено из предварительно напряженных железобетонных плит. Здание подвала не имеет.

Высота от уровня проезжей части до парапета 10,5...11,1м. За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа здания, соответствующая абсолютной отметке 264,40.

Производственно-складское здание состоит из помещения склада и двух встроек расположенных с торцов в осях 1-2 и 9-10/Д-А.

Производственный цех одноэтажный, высотой 8,49м. до низа плит покрытия. В помещении склада, в осях 1-2 и 9-10, располагаются санузлы, электрощитовая, узел ввода и входные группы. Цех оборудован тремя кран-балками грузоподъемностью 5 тонн каждая, которые передвигаются по подкрановым путям. Управление кранов ручное, с уровня пола. Для въезда в цех предусмотрено трое ворот 4200x4000м. Ворота секционные, складчатые с автоматическим и ручным открыванием. Для центральных ворот предусмотрена калитка.

Встройки в осях 1-2 и 9-10 имеют размеры в плане 6,0x24,0м. и отметки 3,000 и 6,000м.

Высота этажа 3,0м. На отметке 3.000 размещены административно-бытовые помещения, помещения ИТР и санузлы.

На отметке 6,000 располагаются: кабинеты, помещение технологов и технические помещения.

В помещениях встроек предусматривается устройство подвесного потолка в коридорах, кабинетах и помещениях ИТР.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

Вертикальная связь осуществляется по лестничным клеткам. Для эвакуации с отм. 3.000м., предусмотрена открытая металлическая лестница 3 типа [7].

## 2.1.2 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства

Фасады выполнены в едином стиле, цветовой гамме и материале, из трехслойных железобетонных панелей с декоративной и цветовой отделкой, оконными и дверными проемами на фасадах.

Для отделки фасадов применяются следующие материалы:

- стены наружные – отделка каменной крошкой;
- элементы фасада – окраска фасадной акриловой краской;
- окна встройки - приняты из ПВХ профилей с двухкамерным стеклопакетом (с показателями: сопротивление теплопередачи – В2, воздухо – и паропроницаемость – В, звукоизоляция – Г);
- окна производственной части - приняты из ПВХ профилей с двухкамерным стеклопакетом. Приведенное сопротивление теплопередаче не менее  $0,45\text{м}^2\text{С}^\circ/\text{Вт}$ . Стекла с тонированием пленкой, со степенью прозрачности 70-80%.
- двери входные – металлические, утепленные.
- ворота - секционные складчатые с калиткой , с автоматическим приводом производства – Италия. Приведенное сопротивление теплопередаче не менее  $0,65\text{м}^2\text{С}^\circ/\text{Вт}$ .
- цокольная часть и крыльца входов облицованы керамогранитной плиткой.
- покрытие крылец – керамогранит с шероховатой поверхностью [7].

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

### **2.1.3 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения**

Отделка помещений выполняется с учетом санитарно-эпидемиологических и эстетических требований. Материалы отделки должны отвечать требованиям пожаробезопасности и должны иметь сертификаты производителя [7].

### **2.1.4 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей**

Естественное освещение обеспечено в соответствии с требованиями СП 52.13330.2016 «Естественное и искусственное освещение».

Посредством устройства оконных проемов в стенах и соблюдения пропорций отношения площади световых проемов к площади и глубине помещения, созданы необходимые санитарно-эпидемиологические условия для пребывания людей в административно-бытовых и производственных зданиях. Для защиты от солнца, световые проемы оборудовать защитными устройствами (жалюзи, и т.п.).

Во всех помещениях здания предусмотрено искусственное освещение [7].

### **2.1.5 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия**

Проектом предусмотрены мероприятия по снижению шума и вибраций до нормативных величин.

Электрощитовая, узел ввода, запроектированы на первом этаже и не имеют смежных стен с административными помещениями.

Технические помещения, располагаются на отм. 6.000м. Перегородки и стены имеют шумоизоляцию. Вентоборудование устанавливаются на виброоснования, воздуховоды к шахте присоединяются через гибкую вставку [7].

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
									13
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

## 2.2 Конструктивные решения производственно-складского здания

### 2.2.1 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций

Проектируемое здание представляет собой сборный железобетонный каркас из изделий завода АО "ЧелЖБИ-1"/ Eurocomp Ural [8].

Характеристика района и площадки строительства:

- Географическое положение – г. Челябинск 55°09'14''с.ш. 61°25'44''в.д.
- Климатический район строительства – IV по СП 131.13330.2012 (актуализированная редакция СНиП 23-01-99\* "Строительная климатология");
- Расчетная температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 – минус 34°С по СП 131.13330.2012;
- Ветровой район - II по СП 20.13330.2016 (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* "Нагрузки и воздействия"), нормативное, значение ветрового давления 0,3 кПа;
- Снеговой район – III по СП 20.13330.2016, нормативное значение снегового покрова 1,5 кПа [3].

Размеры здания в осях: длина – 78,0 м, ширина – 24,0 м, высота до низа конструкций балок покрытия – 8,49 м. Шаг основных колон принят 6,0 и 10,0 м. Пролет здания равен 24,0 м.

Несущими элементами надземной части каркаса являются сборные железобетонные колонны (основного каркаса и встроек), сборные железобетонные балки (основного каркаса и встроек) и кирпичные стены лестничных клеток. В качестве конструкции покрытия здания приняты плиты «Чайка». В качестве конструкции покрытия над лестничными клетками приняты плиты сплошного сечения толщиной 160 мм.

Наружные стены запроектированы из трехслойных железобетонных панелей с вертикальной разрезкой.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			14	

Рядовые и фахверковые колонны запроектированы с единой фундаментной плитной частью.

Вертикальные нагрузки воспринимаются несущими сборными колоннами и передаются на фундамент. Горизонтальные нагрузки воспринимаются системой фахверка (ригели, колонны) и передаются непосредственно на колонны и фундамент.

Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается жестким защемлением колонн в уровне фундамента, жестким диском перекрытия встроенных помещений и совместной работой несущих элементов каркаса.

Конструктивная схема здания представляет собой сборный железобетонный каркас.

**Колонны** основные запроектированы двухветвевыми: сечение подкрановой части 500x600 мм, сечение надкрановой части 500x500 мм из тяжелого бетона класса В40, F150, W6. Колонны запроектированы едиными с плитной фундаментной частью высотой сечения 400 мм. Армирование колонн выполняется пространственными каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82.

**Колонны (АБК)** запроектированы сечением 400x400 мм и 500x500 мм из тяжелого бетона В40, F150, W6. Колонны запроектированы едиными с плитной фундаментной частью высотой сечения 400 мм. Армирование колонн выполняется пространственными каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82.

**Колонны фахверка** запроектированы сечением 500x400 мм из тяжелого бетона В40, F150, W6. Колонны запроектированы едиными с плитной фундаментной частью высотой сечения 400 мм. Армирование колонн выполняется пространственными каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82.

**Балки плит перекрытий** - Сечение балок типа "L" 400x450(h) мм с выступающей с одной стороны консолью 200x250(h) мм для опирания плит перекрытий. Класс бетона В55. Армирование балок выполняется пространственными каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82.

Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>

**Плиты перекрытия** – многопустотные плиты ПБ толщиной 160 мм шириной 1200 мм. Унифицированная расчетная равномерно-распределенная нагрузка (сверх собственной массы плиты) на плиты перекрытия составляет 1000 кг/м<sup>2</sup>.

**Плиты покрытия двухскатные** типа "Чайка" – преднапряженные, из тяжелого бетона В55, F150, W8, переменной высотой. В качестве напрягаемой арматуры используются 7-ми проволочные канаты класса К1770 по ГОСТ Р 53772-2010. В качестве ненапрягаемой арматуры используется арматурные стержни класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006 и проволока В500С по ГОСТ 52544-2006.

**Балка двутавровая (подкрановая)** высотой сечения 800 мм, ширина 500 мм. Класс бетона В55. В качестве напрягаемой арматуры используются семипроволочные канаты класса К1770 по ГОСТ Р 53772-2010. В качестве ненапрягаемой арматуры используется арматурные стержни класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006 и А400 по ГОСТ 5781-82.

**Сборные наружные трехслойные панели** – толщиной 300 мм проектируются из тяжелого бетона В35 F150 W4 и армируются плоскими каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82\*.

**Внутренние несущие стены (лестничные клетки)** – толщиной 380 и 250 мм (только 3 этаж) из полнотелого кирпича КР-р-по 250x120x65/1НФ/100/2,0/25/ГОСТ 530-2012 на растворе М100. Через каждые 3 ряда кладки укладывать арматурную сетку из 4 Вр1 ГОСТ 6727-80 с ячейкой 50x50.

**Плиты покрытия (лестничные клетки)** – сплошного сечения толщиной 160 мм, класс бетона В20.

**Элементы лестничной клетки** (лестничные марши, лестничная балка марша и площадки) приняты производства ООО "БЕТОТЕК" г. Челябинск. Класс бетона по прочности на сжатие лестничного марша В22,5.

Опираание балок на колонны, плит перекрытий и покрытий запроектировано шарнирным. Балки опираются на колонны по типу «штепсельного стыка» – в колоннах заложены выпуски арматуры, на которые при монтаже «насаживаются» отверстия балок, после чего узел заполняют безусадочной высокопрочной смесью.

Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист 16



Величина опирания плит перекрытия на внутренние кирпичные стены – 100 мм; на сборные балки 180 мм.

Рабочее армирование несущих элементов каркаса принято по результатам расчетов пространственной схемы на основные сочетания проектных нагрузок.

Для обеспечения надежности здание запроектировано и должно быть построено в соответствии с требованиями действующих строительных норм, сводов правил и государственных стандартов. Во время строительства необходимо вести штатный контроль состояния конструкций и их соответствия проектной документации в рамках технического и авторского надзора в ходе периодических осмотров и контрольных проверок или мониторинга состояния основания и строительных конструкций [8].

## 2.2.2 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства

Под колонны здания запроектированы столбчатые фундаменты (колонны запроектированы едиными с плитной фундаментной частью высотой сечения 400 мм). Класс бетона В35, марки W6 по водонепроницаемости, марки F150 по морозостойкости. Армирование колонн выполняется пространственными каркасами из арматуры А400 по ГОСТ 5781-82.

Под наружные трехслойные железобетонные стены – сборные ленточные фундаменты из блоков ФБС.

Под подошвой фундаментов запроектирована подготовка из бетона класса В7,5, толщиной 100 мм [8].

Инв. № подл.						Взам. инв. №	
						Подп. и дата	
						Инв. № подл.	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист
							17

### 3 МЕТОДИКА РАСЧЕТА

Основной целью данной выпускной квалификационной работы (ВКР) является выявление возможности расчета конструкций нетипового сечения по существующим методикам СП и ОДМ, а так же расчета нелинейно-деформируемой модели (НДМ) методом конечных элементов в ПК «Лира-САПР».

Исходя из цели, порядок работы таков:

1. Расчет балки типового сечения (прямоугольного): ручной расчет по методике СП 63.133300.2018 по предельным усилиям и расчет методом конечных элементов (МКЭ) трёх НДМ: из стержневых конечных элементов (КЭ), пластинчатых КЭ, объемных КЭ.

2. Полученные результаты четырех расчетов сравниваются. Если они сходятся, то данные методики верны, и по аналогии можно приступать к расчету большепролетной плиты покрытия нетипового сечения типа «Чайка». Если результаты не сходятся, то идет поиск ошибок в ручном расчете, либо корректируются НДМ для расчета МКЭ.

Результаты расчета выводятся на 4 лист формата А1 ВКР.

3. При благоприятном стечении обстоятельств производится аналогичный расчет плиты покрытия «Чайка»: ручной расчет по методике СП 63.133300.2018 по предельным усилиям и расчет МКЭ трёх НДМ: из стержневых КЭ, пластинчатых КЭ, объемных КЭ.

4. Полученные результаты четырех расчетов сравниваются. Если они сходятся, то данные методики актуальны, делается вывод о применимости данных методик расчета на конструкциях нетипового сечения и о дальнейшем конструировании плиты покрытия с последующими испытаниями в лаборатории. Если результаты не сходятся, то идет поиск ошибок в ручном расчете, либо корректируются НДМ для расчета МКЭ.

Результаты расчета выводятся на 5 и 6 листы формата А1 ВКР.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								18
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		

5. Отдельно рассматривается расчет узла опирания ж/б подкрановых балок: ручной с применением методики расчета опорных мостовых конструкций ОДМ 218.2.002-2008, расчет МКЭ двух НДМ: из пластинчатых КЭ и объемных КЭ.

Результаты расчета приведены на листе 7 формата А1 ВКР.

Общая блок-схема расчета приведена на листе 3 формата А1 ВКР.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>			19

## 4 РАСЧЕТ БАЛКИ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

### 4.1 Ручной расчет

#### 4.1.1 Расчет предварительных напряжений в бетоне и арматуре

Предварительные напряжения арматуры для арматурных канатов определяют по формуле (4.1.1) (п. 9.1.1 [1]):

$$\sigma_{sp} \leq 0,8R_{s,n}, \quad (4.1.1)$$

где  $R_{s,n}$  – нормативное значение сопротивления растяжению арматуры.

По табл. 2 [2] для К7–15,2–1770  $R_{s,n}=1550$  МПа.

Тогда

$$\sigma_{sp} \leq 0,8 \cdot 1550 = 1240 \text{ МПа.}$$

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

- первые потери – от релаксации предварительных напряжений в арматуре, температурного перепада при термической обработке конструкций, деформации анкеров и деформации формы (упоров);
- вторые потери – от усадки и ползучести бетона (п. 9.1.2 [1]).

Потери от релаксации напряжений арматуры  $\Delta\sigma_{sp1}$  определяют по формулам: для канатной арматуры классов при механическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left( 0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}, \quad (4.1.2)$$

здесь  $\sigma_{sp}$  принимается без потерь в мегапаскалях (п. 9.1.3 [1]).

Потери от релаксации напряжений арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,22 \cdot 0,8 - 0,1) \cdot 1240 = 94,24 \text{ МПа.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								20
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		

Потери  $\Delta\sigma_{sp2}$  от температурного перепада  $\Delta t$  °С, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона вычисляются по формуле (4.1.3):

$$\Delta\sigma_{sp2}=1,25\Delta t, \quad (4.1.3)$$

в связи с отсутствием точных данных по температурному перепаду принимается  $\Delta t = 65$  °С (п. 9.1.4 [1]).

Потери от температурного перепада:

$$\Delta\sigma_{sp2}=1,25 \cdot 65=81,25 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации стальной формы (упоров)  $\Delta\sigma_{sp3}$  (при неодновременном натяжении арматуры) в связи с отсутствием данных о конструкции формы и технологии изготовления принимаются равными 30 МПа (п. 9.1.5 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации анкеров натяжных устройств  $\Delta\sigma_{sp4}$  при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле (4.1.4):

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (4.1.4)$$

где  $\Delta l$  – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров (в связи с отсутствием данных принимается  $\Delta l = 2$  мм);

$l$  – расстояние между наружными гранями упоров (п. 9.1.6 [1]),  $l=9 \cdot 10^4$  мм;

$E_s$  – модуль упругости напрягаемой арматуры,  $E_s=1,95 \cdot 10^5$  МПа.

Потери от деформации анкеров натяжных устройств:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{2}{9 \cdot 10^4} \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 4,33 \text{ МПа.}$$

При натяжении арматуры на бетон потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции  $\Delta\sigma_{sp7}=0$ , так как арматура в данном случае на бетон не натягивается (п. 9.1.7 [1]).

Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5}$  при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле (4.1.5):

$$\Delta\sigma_{sp5}=\varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \quad (4.1.5)$$

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых приближенно принимаются в зависимости от класса бетона:

Инв. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №					
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				Лист
											21

$\varepsilon_{b,sh} = 0,0003$  – для бетона классов В45 и выше (п. 9.1.8 [1]).

Потери от усадки бетона при натяжении арматуры на упоры:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,0003 \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 58,5 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести бетона  $\Delta\sigma_{sp6}$  определяют по формуле (4.1.6):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \cdot \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})}, \quad (4.1.6)$$

где  $\alpha$  – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный  $\alpha = E_s/E_b$ , тогда  $\alpha = 1,95/0,39 = 5$  для напрягаемой арматуры; для ненапрягаемой -  $\alpha = 2/0,39 = 5,13$ ;

$f_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона. Согласно [3] г. Челябинск относится к климатическому району IV с нормальной влажностью, тогда из табл. 6.12 [1]  $f_{b,cr} = 1,5$ ;

$\sigma_{bpj}$  – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-й группы стержней напрягаемой арматуры (п. 9.1.9 [1]), определяется по формуле (12);

$\mu_{spj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{spj}/A$ , где  $A_{spj}$  и  $A$  – площади рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и поперечного сечения элемента соответственно. Тогда  $\mu_{spj} = 139/100000 = 0,00139$ ;

$y_{sj}$  – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения (п. 9.1.9 [1]).

По п. 3.2.9 [4] приведённое сечение включает в себя площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом  $\alpha$ . Площадь приведенного сечения элемента определяется по формуле (4.1.7):

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp}, \quad (4.1.7)$$

где  $A_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне,  $A_{sp} = 139 \cdot 12 = 1668 \text{ мм}^2$ .

Тогда

$$A_{red} = 100000 + 5 \cdot 139 = 100695 \text{ мм}^2.$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										22

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани определяется по формуле (4.1.8):

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} \alpha_p}{A_{red}}, \quad (4.1.8)$$

где  $S$  – статический момент сечения бетона относительно растянутой грани,  $S = A_{yc} = 10^5 \cdot 250 = 25 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ ;

$$y = \frac{25000000 + 5 \cdot 139 \cdot 90}{100695} = 249 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести определяется по формуле (4.1.9):

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2, \quad (4.1.9)$$

где  $I = 2083333332 \text{ мм}^4$ ;

$$y_{sp} = y - \alpha_p = 249 - 90 = 159 \text{ мм (п. 3.2.9 [4])}.$$

Тогда

$$I_{red} = 2083333332 + 5 \cdot 139 \cdot 159^2 = 2100903627 \text{ мм}^4.$$

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяется по формуле (4.1.10):

$$\Delta \sigma_{sp(1)} = \sum_i \Delta \sigma_{spi}, \quad (4.1.10)$$

$$\Delta \sigma_{sp(1)} = \Delta \sigma_{sp1} + \Delta \sigma_{sp2} + \Delta \sigma_{sp3} + \Delta \sigma_{sp4} + \Delta \sigma_{sp7};$$

$$\Delta \sigma_{sp(1)} = 94,24 + 81,25 + 30 + 4,33 + 0 = 210 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь вычисляется по формуле (4.1.11):

$$P_{(1)} = \sum_i (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j}), \quad (4.1.11)$$

где  $A_{spj}$  и  $\sigma_{sp(1)j}$  - площадь сечения  $j$ -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь;

$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta \sigma_{sp(1)j}$ , здесь  $\sigma_{spj}$  - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Таким образом,

$$\sigma_{sp(1)j} = 1240 - 210 = 1030 \text{ МПа};$$

$$P_{(1)} = 139 \cdot 1030 = 143170 \text{ Н.}$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

Напряжения в бетоне  $\sigma_{бр}$  определяют по формуле (12):

$$\sigma_{бр} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}}, \quad (4.1.12)$$

где  $P_{(1)}$  – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента). Он определяется по формуле  $M=(q_w l^2)/8$ , где  $q_w = \sum q$ .

Собственный вес:

$$q_{с.вес} = (\gamma_f \cdot m_{пл})/S_{пл},$$

где  $\gamma_f$  - коэффициент надёжности для нагрузки от собственного веса,  $\gamma_f=1,1$ (табл. 7.1 [5]);

$m_{пл}$  – масса плиты (бетонной части),  $m_{пл} = \rho \cdot V = 25 \cdot 0,100695 \cdot 6 = 15,10$  кН = 1510 кг;

$S_{пл}$  - площадь поверхности плиты,  $S_{пл}=0,2 \cdot 6=1,2$  м<sup>2</sup>,

$$q_{с.вес} = (1,1 \cdot 15,1)/1,2 = 13,8 \text{ кН/м}^2,$$

Линейная нагрузка  $q_{с.вес}=(1,1 \cdot 15,1)/6= 2,77$  кН/м.

Снеговая нагрузка:

$$q_{снег} = \gamma_f \cdot S_g \cdot b,$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности для снеговой нагрузки,  $\gamma_f=1,4$  (п. 10.12 [5]);

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 10.2 [5];

$b$  - ширина балки.

Принято

$$q_{снег} = 5,23 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка постоянная:

Принимается постоянная равномерно распределенная нагрузка 1 кН/м с учетом повышающего коэффициента 1,2.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	24



Суммарная равномерно распределённая нагрузка по длине балки:

$$q_w = q_{c.вес} + q_{снег} + q_{пост} = 2,77 + 5,23 + 1 = 9 \text{ кН/м.}$$

Тогда максимальный момент  $M$  от внешних нагрузок будет равняться:

$$M = (9 \cdot 6^2) / 8 = 40,5 \text{ кНм.}$$

$e_{op}$  – эксцентриситет усилия  $P_{(1)}$  относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента (п. 9.1.11 [1]), в данном случае равный  $e_{op} = y_{sp} = 159 \text{ мм.}$

Тогда

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}},$$

$$\sigma_{bp} = \frac{143170}{100695} + \frac{143170 \cdot 159^2}{2083333332} - \frac{40,5 \cdot 159}{2083333332} = 3,2 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести бетона составят:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 3,2}{1 + 5 \cdot 0,00139 \cdot \left(1 + \frac{159^2 \cdot 100695}{2083333332}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,5)} = 18,6 \text{ МПа.}$$

Полные значения вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяются по формуле (4.1.13):

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi}, \quad (4.1.13)$$

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

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 58,5 + 18,6 = 77,1 \text{ МПа.}$$

При проектировании конструкций полные суммарные потери  $\sigma_{sp(2)j}$  для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа [4]:

$$\Delta\sigma_{sp(2)j} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 210 + 77,1 = 287,1 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь вычисляется по формуле (4.1.14):

$$P_{(2)} = \sum_i (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(2)j}), \quad (4.1.14)$$

где  $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j} = 1240 - 287,1 = 952,9 \text{ МПа}$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь будет равно:

$$P_{(2)} = 139 \cdot 952,9 = 132453 \text{ Н} = 132,5 \text{ кН.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

## 4.1.2 Расчет по I группе предельных состояний

### 4.1.2.1 Расчет на изгиб

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят согласно пп. 3.3.5–3.3.13 в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R = x/h_0$ , определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$ .

Значение  $\xi_R$  определяется по формуле (4.1.15):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,sl'}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (4.1.15)$$

где  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению; Значение  $\varepsilon_{s,el}$  принимается по формуле (4.1.16):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} \quad (4.1.16)$$

где  $\sigma_{sp}$  – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте  $\gamma_{sp} = 0,9$  (п. 3.3.1 [4]), тогда

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{1500 + 400 - 952,9 \cdot 0,9}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00535;$$

$\varepsilon_{b2}$  – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035 (п. 3.3.1 [4]).

Таким образом,

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00535}{0,0035}} = 0,316.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие  $\xi_1 < \xi_R$  (п. 3.3.5 [4]).

Для прямоугольного сечения  $\xi_1$  вычисляется по формуле (4.1.17):

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp}}{R_b b h_0}; \quad (4.1.17)$$

$$\xi_1 = \frac{1550 \cdot 139}{30 \cdot 200 \cdot 410} = 0,088;$$

$$\xi_1 = 0,088 < 0,316 = \xi_R.$$

Условие  $\xi_1 < \xi_R$  выполняется, тогда дальнейший расчёт производится из условия (4.1.18):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) \quad (4.1.18)$$

где  $x$  – высота сжатой зоны бетона, определяется по формуле (4.1.19):

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp}}{R_b b}, \quad (4.1.19)$$

где  $\gamma_{s3}$  определяется по формуле (4.1.20) при (п. 3.3.4 [4]).

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_c}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_c} \leq 1,1, \quad (4.1.20)$$

где

$$\alpha_c = \frac{R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{R_b b h_0}.$$

В данной формуле значения  $A$  равны 0, поскольку ненапряженная арматура у нас отсутствует.

Тогда

$$\alpha_c = 0;$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5 \cdot 0,316 + 0}{4 \cdot 0,316 + 0,088 + 0} = 1,17 \geq 1,1;$$

Принимается  $\gamma_{s3} = 1,1$ .

$$x = \frac{1,1 \cdot 1550 \cdot 139}{30 \cdot 200} = 382 \text{ мм};$$

Инв. № подл.	Взам. инв. №					Дата	Лист	
	Подп. и дата							27
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.			
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>								

Проверяется условие (4.1.18):

$$M \leq 30 \cdot 200 \cdot 382(410 - 0,5 \cdot 382);$$

$$0,405 \cdot 10^8 \leq 5,02 \cdot 10^8 \text{ [Нмм]}.$$

Условие (4.1.18) выполнено – балка выдержит момент от внешних нагрузок в середине пролёта.

#### 4.1.2.2 Расчёт в стадии предварительного обжатия элементов в опорной зоне плиты

При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, определяемая по формуле (4.1.21):

$$N_p = (\sigma_{sp}' - 330)A_{sp}' + \sigma_{sp}A_{sp}, \quad (4.1.21)$$

где  $A_{sp}'$  и  $A_{sp}$  – площадь напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения,  $A_{sp}' = 139 \text{ мм}^2$ ,  $A_{sp} = 0$ ;

$\sigma_{sp}'$  и  $\sigma_{sp}$  – предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента  $\gamma_{sp}=1,1$  в арматуре с площадью сечения  $A_{sp}'$  и  $A_{sp}$ ,  $\sigma_{sp}'=1,1 \cdot 1030 = 1133$  МПа;

$$N_p = (1133 - 330)139 = 111617 \text{ Н}.$$

При этом расчете расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b^{(p)}$  определяют по таблице 2.5 при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ , используя линейную интерполяцию (п. 3.4.1 [4]). Передаточная прочность бетона для плиты «Чайка» 40 МПа, при В40  $R_b^{(p)}=22$  МПа.

Расчет элементов прямоугольного сечения в стадии обжатия производится из условия (4.1.22):

$$N_p e \leq R_b^{(p)} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - \alpha'), \quad (4.1.22)$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										28

где высота сжатой зоны  $x$  определяется в зависимости от величины  $\xi_R=0,316$  определяемой по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения  $A_s$  (п. 3.4.2 [4]).

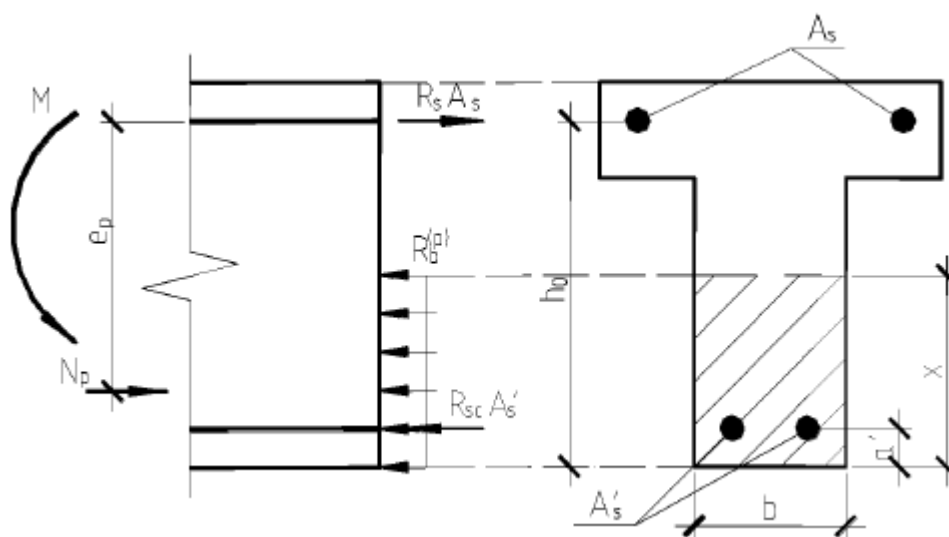


Рисунок 4.1.1 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

Для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести значение относительной деформации арматуры растянутой зоны определяется по формуле (4.1.23):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} \quad (4.1.23)$$

Тогда

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,00218;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00218}{0,0035}} = 0,493.$$

Значение  $\xi$  определяется по формуле (4.1.24):

$$\xi = \frac{N_p}{R_b^{(p)} b h_0} \quad (4.1.24)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	29

Таким образом,

$$\xi = \frac{111617}{22 \cdot 200 \cdot 500} = 0,0507.$$

$$\xi = 0,0507 < 0,493 = \xi_R$$

Из вышестоящего неравенства следует, что  $x=h_0\xi$ , тогда

$$x = 500 \cdot 0,0507 = 25,35 \text{ мм.}$$

Значение  $e$  в условии (4.1.22) определяется по формуле (4.1.25):

$$e = e_p \pm \frac{M}{N_p}, \quad (4.1.25)$$

где  $e_p$  – расстояние от точки приложения силы  $N_p$  до центра тяжести ненапрягаемой арматуры менее обжатой зоны,  $e_p=0$  мм;

$M$  – момент от собственного веса элемента, действующий в стадии изготовления; знак "плюс" принимается, если момент  $M$  растягивает менее обжатую зону, знак "минус" – если сжимает эту зону. На рисунке 3  $l_p$  – длина передачи напряжения, она определяется для арматуры без дополнительных анкерующих устройств по формуле из п. 3.2.11 [4] по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s,$$

где  $\sigma_{sp}$  – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь;

$d_s$  – диаметр напрягаемой арматуры,  $d_s=15,2$  мм;

$R_{bond}$  – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, равное

$$R_{bond} = \eta R_{bt}^{(p)},$$

здесь  $R_{bt}^{(p)}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, отвечающее передаточной прочности бетона  $R_{bp}^{(p)}$ ,  $R_{bt}^{(p)}=22$  МПа;

$\eta$  - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5.

$l_p$  и принимается для арматурных канатов не менее 300 мм.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>									

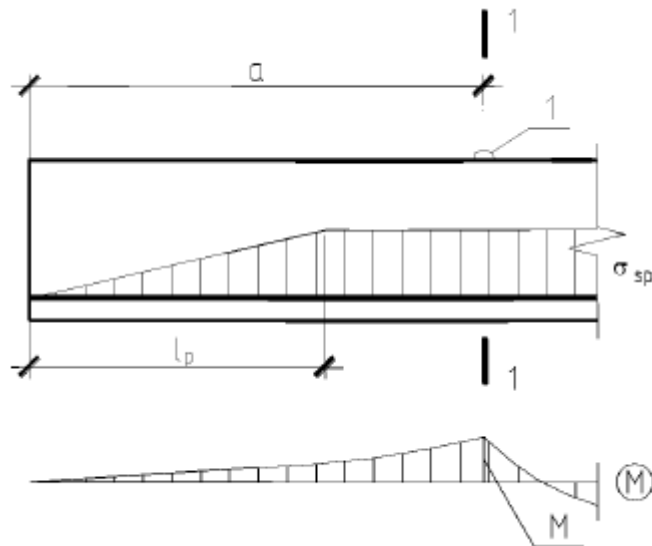


Рисунок 4.1.2 – К определению момента  $M$  при расчете в стадии предварительного обжатия. Случай, когда  $a > l_p$ :

1-1 - расчетное сечение; 1 - монтажная петля

Таким образом,

$$R_{\text{bond}} = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ МПа};$$

$$l_p = \frac{1030}{4 \cdot 55} 15,2 = 71,2 \text{ мм} < 300 \text{ мм, принимается в расчёт } l_p = 300 \text{ мм.}$$

Расстояние от края плиты до петли  $a = 530 \text{ мм} > 300 \text{ мм} = l_p$  (ситуация на рисунке 3), тогда момент от подъема плиты перекрытия при монтаже будет определяться следующим образом:

$$M = \frac{(q_{\text{с.вес}} + q_{\text{пост}})a^2}{2} = \frac{(2,77 + 1) \cdot 530^2}{2} = 529497 \text{ Нмм.}$$

Тогда

$$e = \frac{529497}{111617} = 4,74 \text{ мм};$$

проверяется условие (4.1.22):

$$111617 \cdot 4,74 \leq 22 \cdot 200 \cdot 25,35(500 - 0,5 \cdot 25,35);$$

$$529065 \text{ Нмм} \leq 54356231 \text{ Нмм.}$$

Условие (4.1.22) выполняется, следовательно, балка обладает достаточной прочностью на обжатие и монтаж.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

### 4.1.2.3 Расчёт на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия (4.1.26):

$$Q \leq 0,3R_b b h_0, \quad (4.1.26)$$

где  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

При переменной ширине  $b$  по высоте сечения в расчет вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок (п. 3.5.2 [4]).

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рисунок 3.12) производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (4.1.27)$$

где  $Q$  - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $s$  от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение  $Q$  принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $s$  от опоры, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $s$ ;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении (п. 3.5.3 [4]).

Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми гранями (см. рисунок 4.1.3) производят согласно п. 3.5.3 [4], принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение  $h_0$  в пределах рассматриваемого наклонного сечения (п. 3.5.8 [4]).

Инв. № подл.						Подп. и дата	Взам. инв. №				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					
						Лист	32				



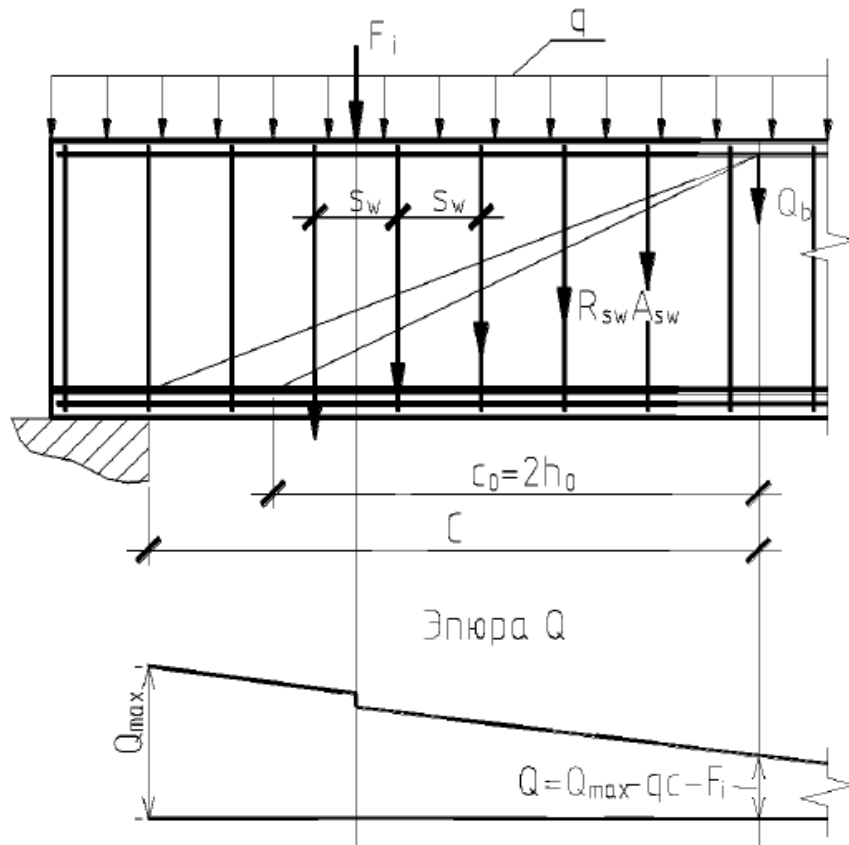


Рисунок 4.1.3 – Схема усилий в наклонном сечении элемента, армированного хомутами, при расчете на действие поперечной силы

По п. 3.5.8 [4] для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки  $q$ , наклонное сечение проверяют из условия (4.1.27) при невыгоднейшем значении  $c$ , которое определяется по формуле (4.1.28):

$$c = h_0 \sqrt{\frac{1,5}{\frac{q_1}{\varphi_n R_{bt} b} + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}, \quad (4.1.28)$$

где  $h_0$  – рабочая высота опорного сечения балки;

$\beta$  – угол между сжатой и растянутой гранями балки,  $\beta = 2^\circ$ ;

$\varphi_n$  определяется по формуле (4.1.29):

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left( \frac{N_p}{N_b} \right)^2, \quad (4.1.29)$$

где  $N_p = 0,7P$ ,

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

$R$  – усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$$N_b = 1,3R_b A_1 \geq N_p; A_1 = 769,6 \cdot 668,1 = 514170 \text{ мм}^2.$$

$$A_1 = 200 \cdot 500 = 100000 \text{ мм}^2.$$

Тогда

$$N_p = 0,7 \cdot 132,5 \cdot 10^3 = 92,75 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_b = 1,3 \cdot 30 \cdot 100000 = 3900 \cdot 10^3 \text{ Н} \geq 92,75 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{92,75 \cdot 10^3}{3900 \cdot 10^3} - 4 \left( \frac{92,75 \cdot 10^3}{3900 \cdot 10^3} \right)^2 = 1,07.$$

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки  $q$  невыгоднейшее значение  $c$  принимают равным:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}}, \text{ если при этом } \sqrt{\frac{M_b}{q}} \geq 2h_0;$$

Момент силы  $M_b$  определяется по формуле (4.1.30):

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2. \quad (4.1.30)$$

Тогда

$$M_b = 1,5 \cdot 1,07 \cdot 1,7 \cdot 200 \cdot 410^2 = 91732170 \text{ Нмм} = 91,7 \text{ кНм};$$

$$\sqrt{\frac{91,7}{9}} = 3,19 \text{ м} > 0,82 \text{ м} = 2 \cdot 0,41;$$

Так же по п. 3.5.11 [4] значение  $c$  должно быть не более  $3h_0 = 3 \cdot 0,41 = 1,23 \text{ м}$ .  
Принимается  $c = 1,23 \text{ м} = 1230 \text{ мм}$ .

Поперечную силу  $Q_b$  определяют по формуле (4.1.31):

$$Q_b = \frac{M_b}{c}; \quad (4.1.31)$$

$$Q_b = \frac{91,7}{1,23} = 74,6 \text{ кН} = 74600 \text{ Н}.$$

Поперечная сила  $Q$  на расстоянии  $c$  определяется следующим образом:

$$Q = Q_{\max} - q_1 c,$$

где  $Q_{\max}$  – максимальная поперечная сила,

$$Q_{\max} = ql/2 = (9 \cdot 6000)/2 = 27000 \text{ Н};$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист
								34
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		Подп.

$$Q = 27000 - 9 \cdot 1230 = 15930 \text{ Н.}$$

Проверяется условие (4.1.27):

$$15930 \text{ Н} \leq 74600 \text{ Н.}$$

Условие (4.1.27) выполнено, балка обладает достаточной прочностью на поперечное усилие.

### 4.1.3 Расчет по II группе предельных состояний

#### 4.1.3.1 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по раскрытию трещин

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 – только от постоянных и временных длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным  $\gamma_f = 1,0$  (п. 4.1.1 [4]).

По п. 4.1.2 [4] Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$\alpha_{\text{crc}} \leq \alpha_{\text{crc,ult}}, \quad (4.1.32)$$

где  $\alpha_{\text{crc}}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп. 4.1.7–4.1.12 [4];

$\alpha_{\text{crc,ult}}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения  $\alpha_{\text{crc,ult}}$  принимается при арматуре класса А500:

$\alpha_{\text{crc,ult}} = 0,3 \text{ мм}$  – при продолжительном раскрытии трещин;

$\alpha_{\text{crc,ult}} = 0,4 \text{ мм}$  – при непродолжительном раскрытии трещин.

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие (4.1.33):

$$\begin{cases} M < M_{\text{crc}}; \\ N < N_{\text{crc}}, \end{cases} \quad (4.1.33)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					35
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин и определяемый согласно пп. 4.1.4 – 4.1.6 [4];

$N$  – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

$N_{crc}$  – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом, при образовании трещин (п. 4.1.3 [4]).

#### 4.1.3.2 Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

По п. 4.1.5 [4] момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации (см. рисунок 1) определяют по формуле (4.1.34):

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r), \quad (4.1.34)$$

где  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], т.к. сечение балки прямоугольное, то  $\gamma=1,3$ ;

$W_{red}$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{2100903627}{249} = 8437364 \text{ мм}^3;$$

$e_{0p}$  – эксцентриситет усилия обжатия  $P$  относительно центра тяжести приведенного сечения,  $e_{0p} = y_{sp} = 159 \text{ мм}$ ;

$r$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, значение  $r$  определяется по формуле:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8437364}{100695} = 83,8 \text{ мм};$$

$R_{bt,ser}$  – расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы, из табл. 6.7 [1] для бетона класса В55  $R_{bt,ser}=2,6 \text{ МПа}$ .

Момент образования трещин будет равняться:

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										36

$$M_{\text{crc}} = 1,3 \cdot 8437364 \cdot 2,6 + 143170(159 + 83,8) = 63279966 \text{ Нмм} = 63,3 \text{ кНм.}$$

Проверяется условие (4.1.33):

$$M = 40,5 \text{ кНм} < 63,3 \text{ кНм} = M_{\text{crc}}.$$

Условие (4.1.33) выполняется, следовательно, трещины в плите покрытия на стадии эксплуатации не образуются.

#### 4.1.3.3 Определение момента образования трещин в стадии предварительного обжатия в области опирания плиты перекрытия

Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рисунок 6) в стадии изготовления, определяют по формуле (4.1.35) (п. 4.1.6 [4]):

$$M_{\text{crc}} = \gamma W_{\text{red}}^{\text{sup}} R_{\text{bt}}^{(p)} - P_{(1)}(e_{0p1} - r_{\text{inf}}), \quad (4.1.35)$$

где  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], для прямоугольного сечения  $\gamma=1,3$ .

$W_{\text{red}}^{\text{sup}}$  – значение  $W_{\text{red}}$ , определяемое согласно п. 4.1.5 [4] для растянутого от усилия обжатия  $P_{(1)}$  волокна (верхнего). Для нового сечения (рисунок 6) приняты следующие геометрические характеристики:

$R_{\text{bt}}^{(p)}$  – значение  $R_{\text{bt,ser}}$  при классе бетона, численно равном передаточной прочности  $R_{\text{bp}}$ ,  $R_{\text{bt}}^{(p)} = 2,1 \text{ МПа}$  по табл. 6.7 [1] для бетона класса В40;

$P_{(1)}$  и  $e_{0p1}$  – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения,

$$P_{(1)} = 139 \cdot 1030 = 143170 \text{ Н;}$$

$$e_{0p1} = y_{\text{sp}} = 159 \text{ мм;}$$

$r_{\text{inf}}$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием  $P_{(1)}$ ,

$$r_{\text{inf}} = \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{8437364}{100695} = 83,8 \text{ мм;}$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	37

Момент образования трещин будет равняться:

$$M_{\text{crc}} = 1,3 \cdot 8437364 \cdot 2,1 - 143170(159 - 83,8) = 12267620 \text{ Нмм} = \\ = 12,3 \text{ кНм}$$

Проверяется условие (4.1.33):

$$M = P_{(1)} \cdot e_{0p1} = 143170 \cdot 159 = 22,8 \text{ кНм} > 12,3 \text{ кНм} = M_{\text{crc}}$$

Условие (4.1.33) не выполняется, следовательно, образуются трещины в балке в области опоры на стадии обжатия.

#### 4.1.3.4 Определение момента образования трещин в стадии предварительного обжатия в средней области плиты перекрытия

В формуле (4.1.35)  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], для прямоугольного сечения  $\gamma = 1,3$ ;

$W_{\text{red}}^{\text{sup}}$  – значение  $W_{\text{red}}$ , определяемое согласно п. 4.1.5 [4] для растянутого от усилия обжатия  $P_{(1)}$  волокна (верхнего).

$$W_{\text{red}}^{\text{sup}} = W_{\text{red}} = 8437364 \text{ мм}^3;$$

$R_{\text{bt}}^{(p)}$  – значение  $R_{\text{bt,ser}}$  при классе бетона, численно равном передаточной прочности  $R_{\text{bp}}$ ,  $R_{\text{bt}}^{(p)} = 2,1 \text{ МПа}$  по табл. 6.7 [1] для бетона класса В40;

$P_{(1)}$  и  $e_{0p1}$  – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения,

$$P_{(1)} = 139 \cdot 1030 = 143170 \text{ Н};$$

$$e_{0p} = y_{\text{sp}} = 159 \text{ мм};$$

$r_{\text{inf}}$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием  $P_{(1)}$ ,

$$r_{\text{inf}} = \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{8437364}{100695} = 83,8 \text{ мм};$$

Момент образования трещин будет равняться:

$$M_{\text{crc}} = 1,3 \cdot 8437364 \cdot 2,1 - 143170(159 - 83,8) = 12267620 \text{ Нмм} = \\ = 12,3 \text{ кНм}$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист

Проверяется условие (4.1.33):

$$M = P_{(1)} \cdot e_{op1} = 143170 \cdot 159 = 22,8 \text{ кНм} > 12,3 \text{ кНм} = M_{crс}$$

Условие (4.1.33) не выполняется, следовательно, трещины образуются в балке на стадии обжатия.

#### 4.1.3.5 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по деформациям

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия (4.1.36):

$$f \leq f_{ult}, \quad (4.1.36)$$

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

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба.

Прогибы изгибаемых элементов определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных и сдвиговых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечении по его длине (кривизны и углов сдвига) (п. 4.2.3 [4]).

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая для остальных сечений кривизны изменяющиеся пропорционально значениям изгибающего момента, т.е. по формуле (4.1.37) (п. 4.2.5 [4]):

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2, \quad (4.1.37)$$

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

$S$  – коэффициент, принимаемый по таблице 4.3 [4], назначается 5/48.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют для участков без трещин в растянутой зоне по формуле (4.1.38):

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (4.1.38)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  и  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P$ .

Кроме того, в формуле (4.1.38) может быть учтена кривизна  $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ , обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  и собственного веса элемента.

Значение  $\left(\frac{1}{r}\right)_4$  определяется по формуле (4.1.39):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0}, \quad (4.1.39)$$

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

При этом для элементов без трещин сумма  $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$  принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

При использовании формулы (44) кратковременную нагрузку, включающую в себя согласно СП 20.13330.2016 пониженное значение, следует принимать уменьшенной на это значение, поскольку оно учитывается при определении  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ .

Тогда  $q_{\text{снег}} = 5,23 - 0,5 = 4,73$  кН/м. Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{77,1}{1,95 \cdot 10^5 \cdot 410} = 96,4 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$$

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле (4.1.40) (п. 4.2.10 [4]):

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						40
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	



$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \quad (4.1.40)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равном  $a = E_s / E_{b1}$ ;

$E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

– при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = 0,85E_b = 0,85 \cdot 0,39 \cdot 10^5 = 0,332 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{0,39 \cdot 10^5}{1 + 1,5} = 0,156 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Непродолжительная снеговая нагрузка:

$$M = \frac{4,73 \cdot 6000^2}{2} = 85140000 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{85140000}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 2100903627} = 122 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок:

$$M = \frac{3,77 \cdot 6000^2}{2} = 67860000 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{67860000}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 2100903627} = 207 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Непродолжительное действие усилия предварительного обжатия:

$$M = 132500 \cdot 160 = 21200000 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{21200000}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 2100903627} = 30,4 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии:

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						41
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{обж,дл}} = \frac{21200000}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 2100903627} = 64,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 30,4 \cdot 10^{-8} + 96,4 \cdot 10^{-8} = 126,8 \cdot 10^{-8} > 64,7 \cdot 10^{-8}, \text{ поэтому}$$

$$\text{принимается значение } \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 126,8 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Вычисляется кривизна в сечении по формуле (4.1.38):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{max}} = \frac{1}{r} = 122 \cdot 10^{-8} + 207 \cdot 10^{-8} - 126,8 \cdot 10^{-8} = 202,2 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Вычисляется прогиб по формуле (4.1.37):

$$f = 202,2 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{5}{48} \cdot 6000^2 = 0,758 \text{ мм.}$$

Прогиб в центре пролета балки прямоугольного сечения составляет 0,758 мм.

### Выводы по ручному расчету

Был выполнен ручной расчет по методике СП 63.13330.2018 «Железобетонные конструкции» балки прямоугольного сечения 500x200 мм пролетом 6 м.

Результаты получились следующие:

Усилие в арматуре с первыми потерями – 143,17 кН;

Усилие в арматуре со вторыми потерями – 132,5 кН;

Усилие в сжатой зоне бетона – 3,2 МПа;

Максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки – 40,5 кНм;

Максимальное поперечное усилие – 27 кН;

Максимальный изгибающий момент от обжатия – 22,8 кНм.

При расчете по I группе предельных состояний было выявлено, что балка обладает достаточной прочностью на поперечное усилие и изгиб.

При расчете по II группе предельных состояний было выявлено, что появляются трещины при обжатии балки.

Прогиб в центре пролета составляет 0,758 мм.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист
								42
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		Подп.

## 4.2 Расчет методом конечных элементов

### 4.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов

#### Графики деформирования бетона

Для нелинейного расчета ставился «учет нелинейности» и задавались параметры материала и арматуры.

В качестве графика деформирования выбрана трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона. Она представлена рисунком 4.2.1.

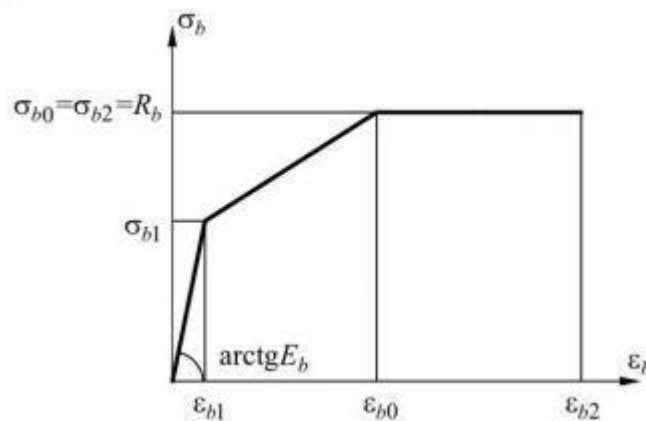


Рисунок 4.2.1 – трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Далее определяются параметры в приведенной диаграмме.

#### График деформирования бетона для расчета по прочности

Из п. 6.1.11 расчетное значение сопротивления бетона  $R_b$  для класса бетона В55 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно 30 МПа (табл. 6.8).

Из п. 6.1.20 [1] при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{b1}$  принимаются:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b, \quad (4.2.1)$$

тогда

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ МПа.}$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Значение относительной деформации  $\varepsilon_{b1}$  принимается:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}, \quad (4.2.2)$$

где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии. Его значение принимается для класса бетона В55 согласно таблице 6.11 (п. 6.1.15 [1]) –  $3,9 \cdot 10^7$  кН/м<sup>2</sup>.

Тогда

$$\varepsilon_{b1} = \frac{18 \cdot 10^3}{3,9 \cdot 10^7} = 0,00046.$$

Из п. 6.1.14 [1] значение предельных относительных деформаций тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки принимается согласно таблице 6.10 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды. По табл. 4.1 СП 131.13330.2018 относительная среднемесячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца в г. Челябинск равна 69%.

Тогда согласно табл. 6.10 [1]:

$$\varepsilon_{b0} = 0,0034;$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,0048.$$

Диаграмма сжатия бетона располагается в III четверти графика.

Диаграмма растяжения бетона будет выглядеть аналогично, но располагаться в I четверти графика.

Из п. 6.1.11 [1] расчетное значение сопротивления бетона  $R_{bt}$  для класса бетона В55 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно 1,7 МПа (табл. 6.8).

Из п. 6.1.20 [1] при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{bt1}$  принимаются:

$$\sigma_{bt1} = 0,6 \cdot 1,7 = 1,02 \text{ МПа.}$$

Из п. 6.1.22 [1] значение относительной деформации  $\varepsilon_{bt1}$  принимается:

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{E_{bt}}, \quad (4.2.3)$$

где  $E_{bt}$  – начальный модуль упругости бетона при растяжении. Его значение определяется по п. 6.1.15 [1]:

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (4.2.4)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно табл 6.12 [1].  
 Для бетона класса В55 при относительной влажности воздуха окружающей среды 69%  $\varphi_{b,cr} = 1,5$ .

Начальный модуль упругости бетона при растяжении равен:

$$E_{bt} = \frac{3,9 \cdot 10^7}{1 + 1,5} = 1,56 \cdot 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Тогда

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{1,02 \cdot 10^3}{1,56 \cdot 10^7} = 0,654 \cdot 10^{-4} = 0,0000654.$$

Значения  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$  определяются по табл. 6.10 [1] для растяжения аналогично как и для сжатия:

$$\varepsilon_{bt0} = 0,00024;$$

$$\varepsilon_{bt2} = 0,00031.$$

Данные значения заносятся в параметры материала (бетона) в ПК «Лира-САПР». При этом принимается кусочно-линейный закон нелинейного деформирования. Параметры материала бетона В55 представлены рисунком 4.2.2.

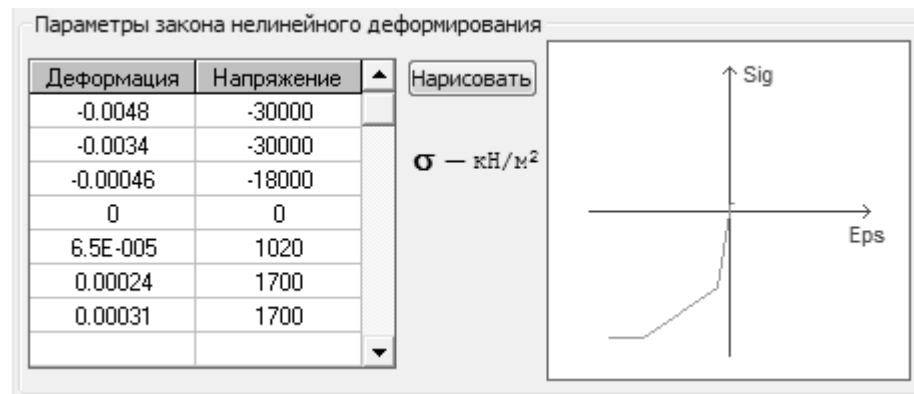


Рисунок 4.2.2 – закон нелинейного деформирования материалов для бетона В55 при расчете по прочности

#### График деформирования бетона для расчета по прогибам

Из п. 6.1.11 [1] расчетное значение сопротивления бетона  $R_{bn}$  для класса бетона В55 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно  $35,5 \cdot 0,9 = 35,5$  МПа.

Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № подл.

Из п. 6.1.20 [1] при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{b1}$  принимаются:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_{bn}, \quad (4.2.5)$$

тогда

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot 35,5 = 21,3 \text{ МПа.}$$

Значение относительной деформации  $\varepsilon_{b1}$  принимается по формуле (4.2.2):

$$\varepsilon_{b1} = \frac{21,3 \cdot 10^3}{3,9 \cdot 10^7} = 0,000546.$$

Из п. 6.1.14 [1] значение предельных относительных деформаций тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки принимается:

$$\varepsilon_{b0} = 0,0034;$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,0048.$$

Диаграмма сжатия бетона располагается в III четверти графика.

Диаграмма растяжения бетона будет выглядеть аналогично, но располагаться в I четверти графика.

Из п. 6.1.11 [1] расчетное значение сопротивления бетона  $R_{bt}$  для класса бетона В55 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно  $2,6 \cdot 0,9 = 2,34$  МПа.

Из п. 6.1.20 при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{b1}$  принимаются:

$$\sigma_{bt1} = 0,6 \cdot 2,34 = 1,40 \text{ МПа.}$$

Начальный модуль упругости бетона при растяжении равен:

$$E_{bt} = \frac{3,9 \cdot 10^7}{1 + 1,5} = 1,56 \cdot 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Тогда

$$\varepsilon_{b1} = \frac{1,40 \cdot 10^3}{1,56 \cdot 10^7} = 0,897 \cdot 10^{-4} = 0,0000897.$$

Значения  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$ :

$$\varepsilon_{bt0} = 0,00024;$$

$$\varepsilon_{bt2} = 0,00031.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №					
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата					Лист
							<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				46

Данные значения заносятся в параметры материала (бетона) в ПК «Лири-САПР». При этом принимается кусочно-линейный закон нелинейного деформирования. Параметры материала бетона В55 представлены рисунком 4.2.3.

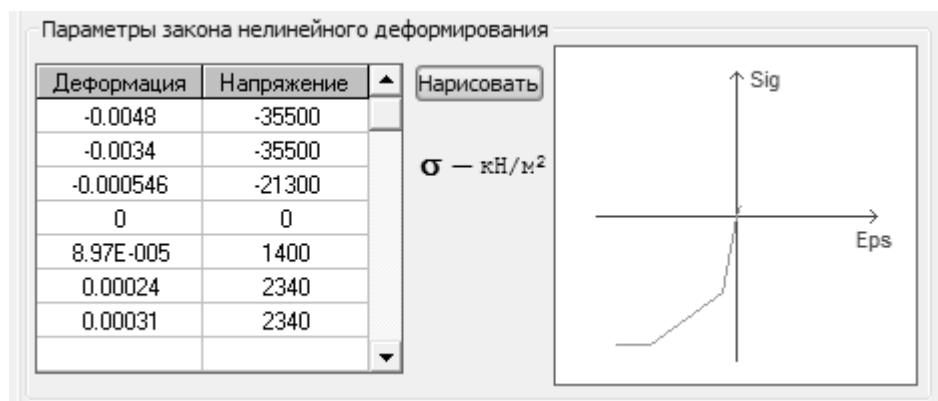


Рисунок 4.2.3 – закон нелинейного деформирования материалов для бетона В55 при расчете по прогибам

### Графики деформирования напряженной арматуры

Для того, чтобы задать параметры арматуры, используется п. 6.2 [1]. В качестве основы выбрана трехлинейная диаграмма состояния растянутой арматуры. Она представлена рисунком 4.2.4.

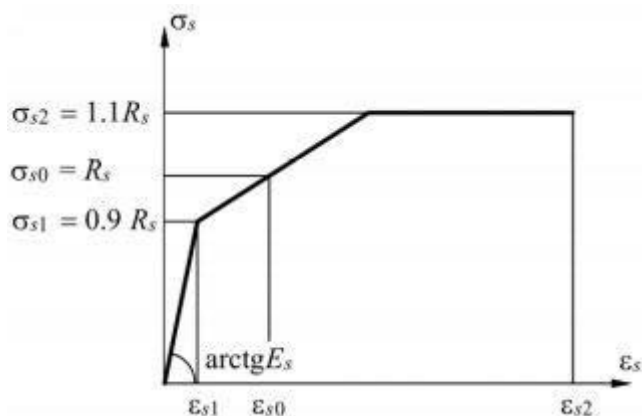


Рисунок 4.2.4– трехлинейная диаграмма состояния растянутой арматуры

Определяются параметры в приведенной диаграмме.

### График деформирования арматуры для расчета по прочности

Из табл. 2 ГОСТ Р 53772-2010 условный предел текучести для арматурных канатов К7-15,2-1770  $\sigma_{s0} = 1550/1,15 = 1350$  МПа =  $R_s$ .

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	47

Из диаграммы:

$$\sigma_{s2} = 1,1 \cdot 1350 = 1485 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{s1} = 0,9 \cdot 1350 = 1215 \text{ МПа.}$$

Значение относительной деформации  $\varepsilon_{s0}$  принимается по п. 6.2.11 [1]:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0,002, \quad (4.2.6)$$

где  $E_s$  – модуль упругости арматурных канатов при растяжении. Его значение принимается по п. 6.2.12 и равняется  $1,95 \cdot 10^5$  МПа.

Тогда

$$\varepsilon_{s0} = \frac{1350}{1,95 \cdot 10^5} + 0,002 = 0,00892.$$

Из п. 6.2.15 [1] значения относительных деформаций  $\varepsilon_{s1}$  принимают равными

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0,9 \cdot R_s}{E_s}, \quad (4.2.7)$$

а деформаций  $\varepsilon_{s2} = 0,015$ .

Тогда

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0,9 \cdot 1350}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00623.$$

Чтобы определить абсциссу точки перегиба по ординате  $\sigma_{s2}$ , нужно воспользоваться подобием треугольников: абсцисса равна 0,011161.

Диаграмма сжатия арматуры будет располагаться в III четверти графика.

$$R_{sc} = 400 \text{ МПа;}$$

напряжения

$$\sigma_{sc2} = 1,1 \cdot 400 = 440 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{sc1} = 0,9 \cdot 400 = 360 \text{ МПа.}$$

Деформации:

$$\varepsilon_{sc0} = \frac{400}{1,95 \cdot 10^5} + 0,002 = 0,00405;$$

$$\varepsilon_{sc1} = \frac{0,9 \cdot 400}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00185;$$

$$\varepsilon_{sc2} = 0,015.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			48	



Чтобы определить абсциссу точки перегиба по ординате  $\sigma_{s2}$ , нужно воспользоваться подобием треугольников: абсцисса равна 0,00625.

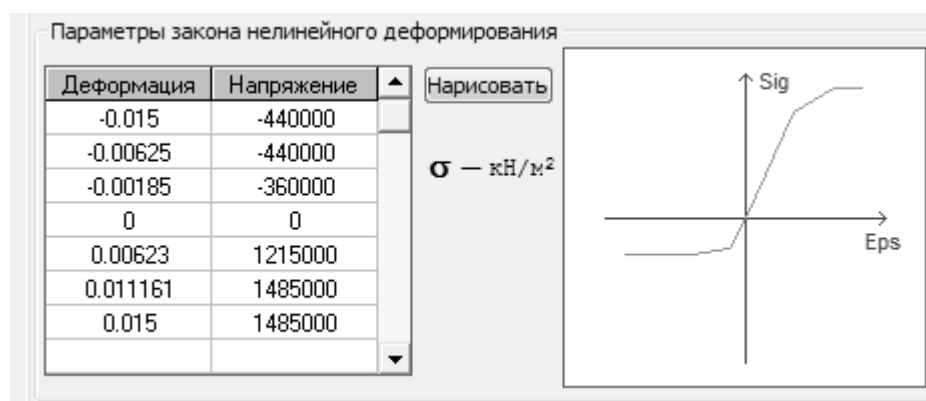


Рисунок 4.2.5 – закон нелинейного деформирования материалов для арматурных канатов К7-15,2-1770 для расчета по прочности

### График деформирования арматуры для расчета по прогибам

Из табл. 2 ГОСТ Р 53772-2010 условный предел текучести для арматурных канатов К7-15,2-1770  $\sigma_{s0} = 1550 \text{ МПа} = R_s$ .

Из диаграммы:

$$\sigma_{s2} = 1,1 \cdot 1550 = 1705 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{s1} = 0,9 \cdot 1550 = 1395 \text{ МПа}.$$

Значение относительной деформации  $\varepsilon_{s0}$  принимается по формуле (4.2.6):

$$\varepsilon_{s0} = \frac{1550}{1,95 \cdot 10^5} + 0,002 = 0,00995.$$

Из п. 6.2.15 [1] значения относительных деформаций  $\varepsilon_{s1}$  принимают по формуле (4.2.7), а деформаций  $\varepsilon_{s2} = 0,015$ .

Тогда

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0,9 \cdot 1550}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00715.$$

Чтобы определить абсциссу точки перегиба по ординате  $\sigma_{s2}$ , нужно воспользоваться подобием треугольников: абсцисса равна 0,01275.

Диаграмма сжатия арматуры будет располагаться в III четверти графика.

$$R_{sc} = 500 \text{ МПа};$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист
									49
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>									

напряжения

$$\sigma_{sc2} = 1,1 \cdot 500 = 550 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{sc1} = 0,9 \cdot 500 = 450 \text{ МПа.}$$

Деформации:

$$\varepsilon_{sc0} = \frac{500}{1,95 \cdot 10^5} + 0,002 = 0,00456;$$

$$\varepsilon_{sc1} = \frac{0,9 \cdot 500}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00231;$$

$$\varepsilon_{sc2} = 0,015.$$

Данные значения заносятся в параметры материала (арматуры) в ПК «Лира-САПР». При этом принимается кусочно-линейный закон нелинейного деформирования. Параметры материала представлены рисунком 4.2.6.

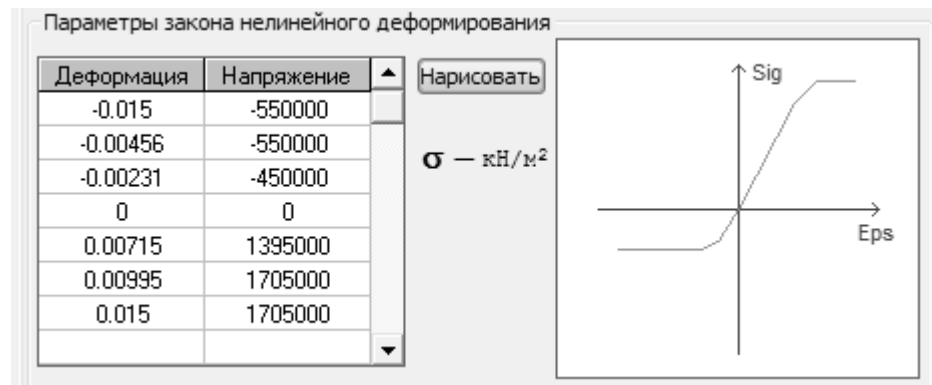


Рисунок 4.2.6 – закон нелинейного деформирования материалов для арматурных канатов К7-15,2-1770 для расчета по прогибам

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	

## 4.2.2 Расчет модели из стержневых конечных элементов

Для первого расчета балки прямоугольного сечения в ПК «Лира-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из стержневых конечных элементов (КЭ).

Длина РС составляет расстояние, равное пролету – 6000 мм. РС поделена на 6 равных частей для визуализации прогибов. На концы балки связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям X, Y и Z, на правую – только Y, Z.

### Жесткости материалов

Назначается сечение бруса размером 500x200 мм. Для нелинейного расчета задавался учет нелинейности и параметры материала и арматуры, а так же расположение арматуры в сечении.

### Нагрузки

#### Назначение собственного веса

На стержневую РС назначается равномерно распределенная нагрузка 2,77 кН/м, определенная в ручном расчете. Без учета повышающего коэффициента нагрузка от собственного веса равняется 2,52 кН/м.

#### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по всей длине стержневой РС 5,23 кН/м. Значение снеговой нагрузки на стержень без повышающего коэффициента – 3,74 кН/м.

#### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения результатов расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка без повышающих коэффициентов для расчета по прогибам.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								51
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

#### Назначение постоянной нагрузки

Условно постоянная нагрузка назначается 1 кН/м. Без повышающих коэффициентов значение нагрузки – 0,83 кН/м.

#### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов накладывается на концы РС. Значение усилия обжатия с полными потерями берется из ручного расчета балки 132,5 кН.

При наложении только нагрузки вдоль стержня, РС будет работать на сжатие. Но цель предварительного обжатия ПП состоит в том, чтобы сжать нижнюю часть балки и тем самым предотвратить разрушение балки при эксплуатации. Таким образом, нужно показать выгиб РС с помощью изгибающего момента на концах РС. Он будет равен произведению усилия предварительного обжатия на эксцентриситет  $132,5 \cdot 0,16 = 21,2$  кНм.

### **5.2.3 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов**

Для второго расчета плиты балки в ПК «Лири-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из пластинчатых конечных элементов (КЭ).

Пластинчатые КЭ располагаются в средней части сечения ПП. Поскольку напрягаемая арматура в балке располагается на расстоянии 90 мм от края сечения, КЭ разделены сеткой соответствующего размера (90x100 мм снизу и до отметки 500 по 102,5x100 мм), чтобы вписать в них арматуру. На опорах балки связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям X, Y и Z, на правую – только Y, Z. Арматура моделируется стержневым КЭ.

Ивв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>

## Жесткости

Пластинчатым КЭ присваивается жесткость (толщина пластины 200 мм).

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетона и для напрягаемой арматуры, но в отличие от стержневой модели, расположение арматуры в характеристиках не задается.

## Нагрузки

### Назначение собственного веса

На пластинчатую РС собственный вес назначается автоматически. Правильность наложения нагрузки от собственного веса проверяется суммированием нагрузок в ПК «Лира-САПР».

### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по площади.

Нагрузка при пересчете на плоскость равна  $26,2 \text{ кН/м}^2$ . Значение снеговой нагрузки на балку без повышающего коэффициента –  $18,7 \text{ кН/м}^2$ .

### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка. Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$18,7 \cdot 0,5 = 9,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

### Назначение постоянной нагрузки

За основу значение постоянной нагрузки берется из моделирования стержневой РС балки. Оно равно  $1,795 \text{ кН/м}$ . В пересчете на плоскость оно равняется  $1 / 0,2 = 5 \text{ кН/м}^2$ . Без повышающих коэффициентов значение нагрузки от кровли –  $4,2 \text{ кН/м}^2$ .

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист
ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР									

### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Для моделирования предварительного обжатия используется температурная нагрузка.

Нагрузка с учетом температурной разности определяется по формуле:

$$P = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta t,$$

где  $E$  – модуль упругости для арматурных канатов;

$A$  – площадь сечения каната, в данном случае  $139 \text{ мм}^2$ ;

$\alpha$  – коэффициент температурного расширения, для стали равен  $0,000012$ ;

$\Delta t$  – температурная разность,  $^{\circ}\text{C}$ .

Вычисляется температурная разность:

$$\Delta t = P / (E \cdot A \cdot \alpha) = 132,5 / (1,95 \cdot 10^8 \cdot 139 \cdot 10^{-6} \cdot 0,000012) = - 407 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Нагрузка накладывается по всей длине стержня с отрицательным знаком, поскольку нужно отразить сжатие от температурной нагрузки.

### **5.2.4 Расчет модели из объемных конечных элементов**

Для последнего расчета балки в ПК «Лира-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из объемных конечных элементов (КЭ).

Объемные КЭ моделируют балку целиком. Поскольку напрягаемая арматура в балке располагается на расстоянии  $90 \text{ мм}$  от края сечения, КЭ разделены сеткой соответствующего размера (примерно по  $100 \text{ мм}$ ), чтобы вписать в них арматуру. На опорах балки связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям  $X$ ,  $Y$  и  $Z$ , на правую – только  $Y$ ,  $Z$ .

Напрягаемая арматура моделируется с помощью стержневых КЭ.

#### **Жесткости**

Объёмным КЭ назначается жесткость для бетона В55. Стержневым КЭ – для арматурных канатов.

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетона и для напрягаемой арматуры. В «параметры материала» объемных КЭ задается график нелинейного деформирования бетона В55.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										54

В «параметры материала» стержневых КЭ задается график нелинейного деформирования арматурных канатов.

### **Нагрузки**

#### Назначение собственного веса

На объемную РС собственный вес назначается автоматически с повышающим коэффициентом 1,1 и без него для расчета по прогибам.

#### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по площади.

Нагрузка при пересчете на плоскость равна  $26,2 \text{ кН/м}^2$ . Значение снеговой нагрузки на балку без повышающего коэффициента –  $18,7 \text{ кН/м}^2$ .

#### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка. Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$18,7 \cdot 0,5 = 9,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

#### Назначение постоянной нагрузки

За основу значение постоянной нагрузки берется из моделирования стержневой РС балки. Оно равно  $1,795 \text{ кН/м}$ . В пересчете на плоскость оно равняется  $1 / 0,2 = 5 \text{ кН/м}^2$ . Без повышающих коэффициентов значение нагрузки от кровли –  $4,2 \text{ кН/м}^2$ .

#### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Для моделирования предварительного обжатия используется температурная нагрузка –  $407 \text{ }^\circ\text{C}$

Нагрузка накладывается по всей длине стержня с отрицательным знаком, поскольку нужно отразить сжатие от температурной нагрузки.

Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
							55

## Выводы по расчету

Рассматриваются результаты расчетов на двух основных этапах – на этапе изготовления балки и на этапе эксплуатации.

При изготовлении балки, т.е. при нагрузках от собственного веса и обжатия, наблюдается значительный выгиб плиты.

Изгибающий момент от внешних нагрузок – 40,9 кНм в стержневой модели, ручной расчет – 40,5 кНм.

Максимальное усилие в арматуре – 131 кН – в плоской и объемной моделях; 133 кН в стержневой модели; ручной расчет – 132,5 кН.

При эксплуатации наблюдается прогиб балки в середине пролета и сдвиг опоры по продольной оси плиты.

Напряжение в бетоне – 3,21 МПа в объемной модели и 3,4 МПа в плоской; ручной расчет – 3,2 МПа.

Выгиб от обжатия – 0,699 мм в стержневой модели; 0,605 мм в плоской и объемной моделях.

Прогиб в середине пролета – 0,256 мм в стержневой модели; 0,353 мм в плоской модели; 0,352 мм в объемной модели; ручной расчет – 0,758 мм.

В целом результаты ручного расчета и расчетов трех моделей балки прямоугольного сечения методом конечных элементов близки. Это говорит о справедливости методик, а так же дает право на расчет плиты покрытия нетипового сечения «Чайка» аналогичным способом.

Результаты расчетов: ручного и МКЭ отображены на листе 4 формата А1.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	



## 5 РАСЧЕТ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ТИПА «ЧАЙКА»

### 5.1 Ручной расчет

#### 5.1.1 Приведение сечения плиты покрытия к типовому тавровому

Сечение "Чайка" приводится к тавровому сечению, учитывая геометрические характеристики: центр тяжести, момент инерции (см. рисунок 5.1.1).

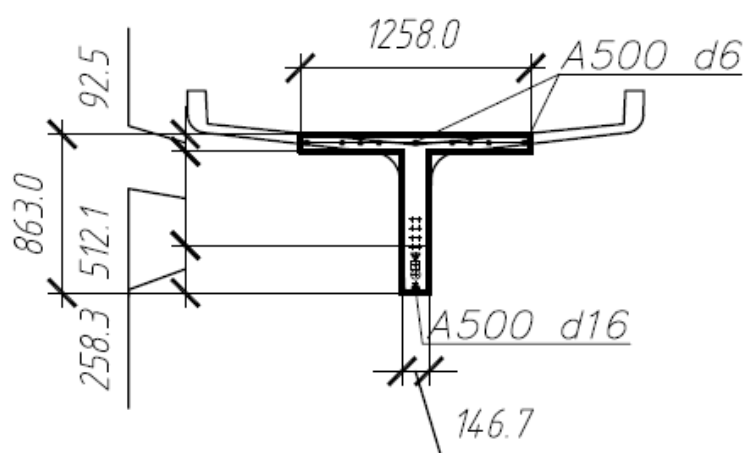


Рисунок 5.1.1 – Приведённое сечение плиты перекрытия «Чайка»

Ширина свеса полки таврового сечения регулируется п. 8.1.11 [1]:

Значение  $b'_f$ , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более  $1/6$  пролета элемента и не более  $b'_{fl}=6h'_f$  при консольных свесах полки толщиной  $h'_f \geq 0,1h$ . В данном случае  $92,6 \geq 86,3 = 0,1 \cdot 863$ , поэтому ширина свеса полки  $b'_{fl} = 6 \cdot 92,6 = 555,6$  мм, тогда  $b'_f = 555,6 \cdot 2 + 146,7 = 1258$  мм.

Геометрические характеристики приведённого таврового сечения:

Площадь сечения бетона  $A = 229469 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I = 16354056560 \text{ мм}^4$ ;

Центр тяжести сечения  $y_c = 604$  мм.

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

## 5.1.2 Расчет предварительных напряжений в бетоне и арматуре

Предварительные напряжения арматуры для арматурных канатов определяются по формуле (5.1.1) (п. 9.1.1 [1]):

$$\sigma_{sp} \leq 0,8R_{s,n}, \quad (5.1.1)$$

где  $R_{s,n}$  - нормативное значение сопротивления растяжению арматуры.

По табл. 2 [2] для K7-15,2-1770  $R_{s,n}=1550$  МПа.

Тогда

$$\sigma_{sp} \leq 0,8 \cdot 1550 = 1240 \text{ МПа.}$$

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать:

- первые потери - от релаксации предварительных напряжений в арматуре, температурного перепада при термической обработке конструкций, деформации анкеров и деформации формы (упоров);
- вторые потери – от усадки и ползучести бетона (п. 9.1.2 [1]).

Потери от релаксации напряжений арматуры  $\Delta\sigma_{sp1}$  определяют по формулам: для канатной арматуры классов при механическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left( 0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}, \quad (5.1.2)$$

здесь  $\sigma_{sp}$  принимается без потерь в мегапаскалях (п. 9.1.3 [1]).

Потери от релаксации напряжений арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,22 \cdot 0,8 - 0,1) \cdot 1240 = 94,24 \text{ МПа.}$$

Потери  $\Delta\sigma_{sp2}$  от температурного перепада  $\Delta t$  °С, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона вычисляют по формуле (5.1.3):

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t, \quad (5.1.3)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

в связи с отсутствием точных данных по температурному перепаду принимается  $\Delta t = 65 \text{ }^\circ\text{C}$  (п. 9.1.4 [1]).

Потери от температурного перепада:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации стальной формы (упоров)  $\Delta\sigma_{sp3}$  (при неодновременном натяжении арматуры) в связи с отсутствием данных о конструкции формы и технологии изготовления принимаются равными 30 МПа (п. 9.1.5 [1]):

$$\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации анкеров натяжных устройств  $\Delta\sigma_{sp4}$  при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле (5.1.4):

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (5.1.4)$$

где  $\Delta l$  – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров (в связи с отсутствием данных принимается  $\Delta l = 2 \text{ мм}$ );

$l$  – расстояние между наружными гранями упоров (п. 9.1.6 [1]),  $l=9 \cdot 10^4 \text{ мм}$ ;

$E_s$  – модуль упругости напрягаемой арматуры,  $E_s=1,95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Потери от деформации анкеров натяжных устройств:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{2}{9 \cdot 10^4} \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 4,33 \text{ МПа.}$$

При натяжении арматуры на бетон потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции  $\Delta\sigma_{sp7}=0$ , так как арматура в данном случае на бетон не натягивается (п. 9.1.7 [1]).

Потери от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5}$  при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле (5.1.5):

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \quad (5.1.5)$$

где  $\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых приближенно принимается в зависимости от класса бетона:

$\varepsilon_{b,sh} = 0,0003$  - для бетона классов В45 и выше (п. 9.1.8 [1]).

Потери от усадки бетона при натяжении арматуры на упоры:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,0003 \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 58,5 \text{ МПа.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №
	<p><b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b></p>					
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Потери от ползучести бетона  $\Delta\sigma_{sp6}$  определяют по формуле (5.1.6):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \cdot \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})}, \quad (5.1.6)$$

где  $\alpha$  – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный  $\alpha = E_s/E_b$ , тогда  $\alpha = 1,95/0,39 = 5$  для напрягаемой арматуры; для ненапрягаемой –  $\alpha = 2/0,39 = 5,13$ ;

$f_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона. Согласно [3] г. Челябинск относится к климатическому району IV с нормальной влажностью, тогда из табл. 6.12 [1]  $f_{b,cr} = 1,5$ ;

$\sigma_{bpj}$  – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-й группы стержней напрягаемой арматуры (п. 9.1.9 [1]), определяется по формуле (12);

$\mu_{spj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{spj}/A$ , где  $A_{spj}$  и  $A$  – площади рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и поперечного сечения элемента соответственно. Тогда  $\mu_{spj} = (139 \cdot 12) / 229469 = 0,00727$ ;

$y_{sj}$  – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

$A_{red}$ ,  $I_{red}$  – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения (п. 9.1.9 [1]).

По п. 3.2.9 [4] приведённое сечение включает в себя площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом  $\alpha$ . Площадь приведенного сечения элемента определяется по формуле (5.1.7):

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s, \quad (5.1.7)$$

где  $A_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне,  $A_{sp} = 139 \cdot 12 = 1668 \text{ мм}^2$ ;

$A'_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой зоне,  $A'_{sp} = 0 \text{ мм}^2$ ;

$A_s$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне,  $A_s = 201,1 \cdot 1 = 201,1 \text{ мм}^2$ ;

$A'_s$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне,  $A'_s = 28,3 \cdot 12 = 339,6 \text{ мм}^2$ .

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s, \quad (5.1.7)$ <p>где <math>A_{sp}</math> – площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне, <math>A_{sp} = 139 \cdot 12 = 1668 \text{ мм}^2</math>;</p> <p><math>A'_{sp}</math> – площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой зоне, <math>A'_{sp} = 0 \text{ мм}^2</math>;</p> <p><math>A_s</math> – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне, <math>A_s = 201,1 \cdot 1 = 201,1 \text{ мм}^2</math>;</p> <p><math>A'_s</math> – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне, <math>A'_s = 28,3 \cdot 12 = 339,6 \text{ мм}^2</math>.</p>	Лист

При этом должно соблюдаться условие  $SA_s \leq 0,03A$ . Если не соблюдается – в формулах (5.1.7), (5.1.8), (5.1.9) используется  $\alpha - 1$  вместо  $\alpha$ . В данном случае соблюдается:

$$1869 < 6884 = 0,03 \cdot 229469.$$

Тогда

$$A_{red} = 229469 + 5 \cdot 1668 + 5,13 \cdot 201,1 + 5,13 \cdot 339,6 = 240583 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани определяется по формуле (5.1.8):

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} \alpha_p + \alpha A'_{sp} (h - \alpha'_p) + \alpha A_s \alpha_s + \alpha A'_s (h - \alpha'_s)}{A_{red}}, \quad (5.1.8)$$

где  $S$  – статический момент сечения бетона относительно растянутой грани,  $S = A y_c = 229469 \cdot 604 = 138599276 \text{ мм}^3$ ;

$$y = \frac{138599276 + 5 \cdot 1668 \cdot 258 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 25 + 5,13 \cdot 339,6 \cdot (863 - 46,3)}{240583} = 591 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести определяется по формуле (5.1.9):

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'_{sp}{}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'_s{}^2, \quad (5.1.9)$$

где  $I = 16354061673 \text{ мм}^4$ ;

$$y_{sp} = y - \alpha_p = 591 - 258 = 333 \text{ мм};$$

$$y'_{sp} = 0;$$

$$y_s = y - \alpha_s = 591 - 25 = 566 \text{ мм};$$

$$y'_s = h - \alpha'_s - y = 863 - 46,3 - 591 = 225,7 \text{ мм (п. 3.2.9 [4])}.$$

Тогда

$$I_{red} = 16354061673 + 5 \cdot 1668 \cdot 333^2 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 566^2 + 5,13 \cdot 339,6 \cdot 225,7^2 = 17698114831 \text{ мм}^4.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	61

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяется по формуле (5.1.10):

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi}, \quad (5.1.10)$$

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp7};$$

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 94,24 + 81,25 + 30 + 4,33 + 0 = 210 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь вычисляется по формуле (5.1.11):

$$P_{(1)} = \sum_i (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j}), \quad (5.1.11)$$

где  $A_{spj}$  и  $\sigma_{sp(1)j}$  – площадь сечения j-й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь;

$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}$ , здесь  $\sigma_{spj}$  – начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Таким образом,

$$\sigma_{sp(1)j} = 1240 - 210 = 1030 \text{ МПа;}$$

$$P_{(1)} = 1668 \cdot 1030 = 1718040 \text{ Н.}$$

Напряжения в бетоне  $\sigma_{бр}$  определяют по формуле (12):

$$\sigma_{бр} = \frac{P_{(1)}}{A_{ред}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{оп} \cdot y}{I_{ред}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{ред}}, \quad (5.1.12)$$

где  $P_{(1)}$  – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента). Он определяется по формуле  $M=(q_w l^2)/8$ , где  $q_w = \sum q$ .

Собственный вес:

$$q_{с.вес} = (\gamma_f \cdot m_{пл})/S_{пл},$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности для нагрузки от собственного веса,  $\gamma_f=1,1$  (табл. 7.1 [5]);

$m_{пл}$  – масса плиты (бетонной части),  $m_{пл} = 20525 \text{ кг}$ ;

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

$S_{пл}$  – площадь поверхности плиты,  $S_{пл} = 2,49 \cdot 23,74 = 59,1 \text{ м}^2$ ,

$$q_{с.вес} = (1,1 \cdot 205,25) / 59,1 = 3,82 \text{ кН/м}^2,$$

нагрузка на метр  $q_{с.вес} = (1,1 \cdot 205,25 \cdot 2,49) / 59,1 = 9,51 \text{ кН/м}$ .

#### Снеговая нагрузка:

$$q_{снег} = \gamma_f \cdot S_g \cdot b,$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности для снеговой нагрузки,  $\gamma_f = 1,4$  (п. 10.12 [5]);

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п. 10.2 [5]. Снеговой район Челябинской области принимается по карте 1 прил. Е [5] - III снеговой район, тогда по табл. 10.1 [5]  $S_g = 1,5 \text{ кН/м}^2$ ;

$b$  – ширина плиты покрытия,  $b = 2,49 \text{ м}$ ,

$$q_{снег} = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 2,49 = 5,23 \text{ кН/м}.$$

#### Нагрузка от конструкции кровли:

Нагрузка от конструкции кровли учитывается, так как в массе плиты по чертежам учтена только бетонная её часть. Таким образом, требуется учесть нагрузку от слоя утеплителя и от слоя бетонной стяжки толщиной  $b_{ст} = 25 \text{ мм}$ .

Нагрузка от слоя утеплителя ПСБ-35-120 мм:

$$q_{ут} = (\gamma_f \cdot m_{ут} \cdot b) / S_{пл},$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности для нагрузки от утеплителя,  $\gamma_f = 1,2$  (п. 10.12 [5]);

$m_{ут}$  – масса утеплителя,  $m_{ут} = r_{ут} \cdot V_{ут} (1 + 0,01 W_{ут})$ ,

$r_{ут}$  – плотность утеплителя,  $r_{ут} = 35 \text{ кг/м}^3$ ;

$V_{ут}$  – объём утеплителя,  $V_{ут} = 7,82 \text{ м}^3$ ;

$W_{ут}$  – влажность утеплителя, по п. 2.5 [6]  $W_{ут} \leq 12\%$ ,

$$m_{ут} = 35 \cdot 7,82 (1 + 0,01 \cdot 12) = 306,54;$$

$$q_{ут} = (1,2 \cdot 306,54 \cdot 2,49) / 59,1 = 0,155 \text{ кН/м}.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	63	

Нагрузка от слоя бетонной стяжки:

$$q_{ст} = \gamma_f \rho_{ст} b_{ст} b,$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности для нагрузки от веса бетонных конструкций,  $\gamma_f = 1,1$  (п. 10.12 [5]);

$\rho_{ст}$  – плотность бетонной стяжки,  $\rho_{ст} = 2400 \text{ кг/м}^3$ ,

$$q_{ст} = 1,1 \cdot 24 \cdot 0,025 \cdot 2,49 = 1,64 \text{ кН/м};$$

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна, равный  $y = y_{sp} = 326 \text{ мм}$ ;

Суммарная равномерно распределённая нагрузка по длине балки:

$$q_w = q_{с.вес} + q_{снег} + q_{ут} + q_{ст} = 9,51 + 5,23 + 0,155 + 1,64 = 16,535 \text{ кН/м}.$$

Тогда максимальный момент  $M$  от внешних нагрузок будет равняться:

$$M = (16,535 \cdot 23,74^2) / 8 = 1165 \text{ кНм}.$$

$e_{op}$  – эксцентриситет усилия  $P_{(1)}$  относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента (п. 9.1.11 [1]), в данном случае равный  $e_{op} = y_{sp} = 333 \text{ мм}$ .

Тогда

$$\sigma_{бр} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}},$$

$$\sigma_{бр} = \frac{1718040}{240583} + \frac{1718040 \cdot 333^2}{17698114831} - \frac{1165 \cdot 10^6 \cdot 333}{17698114831} =$$

$$= -4 \text{ МПа} \text{ – ползучести нет.}$$

Потери от ползучести бетона составят:

$$\Delta\sigma_{sp6} = 0.$$

Полные значения вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяются по формуле (5.1.13):

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi}, \quad (5.1.13)$$

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

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 58,5 + 0 = 58,5 \text{ МПа}.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	



При проектировании конструкций полные суммарные потери  $\sigma_{sp(2)j}$  для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа [4]:

$$\Delta\sigma_{sp(2)j} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 210 + 58,5 = 268,5 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь вычисляется по формуле (5.1.14):

$$P_{(2)} = \sum_i (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(2)j}), \quad (5.1.14)$$

где  $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j} = 1240 - 268,5 = 971,5 \text{ МПа.}$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь будет равно:

$$P_{(2)} = 1668 \cdot 971,5 = 1620462 \text{ Н} = 1620,5 \text{ кН.}$$

### 5.1.3 Расчет по I группе предельных состояний

#### 5.1.3.1 Расчёт на изгиб

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят согласно пп. 3.3.5 – 3.3.13 в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R = x/h_0$ , определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$ .

Значение  $\xi_R$  определяется по формуле (5.1.15):

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{e,sl'}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (5.1.15)$$

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

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						65
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

Значение  $\varepsilon_{s,el}$  принимается по формуле (5.1.16):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}, \quad (5.1.16)$$

где  $\sigma_{sp}$  – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте  $\gamma_{sp}=0,9$  (п. 3.3.1 [4]), тогда

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{1500 + 400 - 1620,5 \cdot 0,9}{1,95 \cdot 10^5} = 0,00739;$$

$\varepsilon_{b2}$  – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035 (п. 3.3.1 [4]).

Таким образом,

$$\xi_R \frac{0,8}{1 + \frac{0,00739}{0,0035}} = 0,257.$$

Расчет тавровых сечений, имеющих полку в сжатой зоне, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны. Для определения этого проверяется следующее условие (5.1.17):

$$\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' + \sigma_s A_{sp}', \quad (5.1.17)$$

где  $\gamma_{s3}$  определяется по формуле (5.1.18) при  $\xi_1 = h_f' / h_0$  (п. 3.3.9 [4]).

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_c}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_c} \leq 1,1, \quad (5.1.18)$$

где

$$\alpha_c = \frac{R_{sc} A_s' + \sigma_{sc} A_{sp}' - R_s A_s}{R_b b_f' h_0}.$$

Сопротивление сжатию бетона в формулах будет учитываться таким образом:

$$R_b = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3},$$

где  $R_b$  – сопротивление бетона сжатию, по табл. 6.8 [1]  $R_b = 30$  МПа;

$\gamma_{b1}$  – коэффициент условий работы бетона, принимается  $\gamma_{b1} = 1$  для кратковременных нагрузок, чтобы учесть полные нагрузки;

$$\gamma_{b2b} = 1, \gamma_{b3b} = 1;$$

$$R_b = 30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 30 \text{ МПа.}$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	66

$R_{sc}$  – сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатой зоны сжатию, по табл. 6.14 [1] для арматуры А500 при расчете на кратковременное действие нагрузки  $R_{sc} = 400$  МПа;

$A'_s$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне сечения,  $A'_s = 12 \cdot 28,3 = 339,6$  мм<sup>2</sup>;

$R_s$  – сопротивление ненапрягаемой арматуры растянутой зоны растяжению, по табл. 6.14 [1] для арматуры А500  $R_s = 435$  МПа;

$A_s$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения,  $A_s = 201,1$  мм<sup>2</sup>;

$b$  – ширина таврового сечения (верхней части),  $b = b_f' = 1258$  мм;

$h_0$  – расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до верхней грани сечения,  $h_0 = 640,8$  мм.

Тогда

$$\alpha_c = \frac{400 \cdot 339,6 - 435 \cdot 201,1}{30 \cdot 1258 \cdot 604,7} = 0,00213;$$

$$\xi_1 = h_f' / h_0 = 92,6 / 604,7 = 0,14;$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5 \cdot 0,257 + 0,00213}{4 \cdot 0,257 + 0,14 + 0,00213} = 1,1 \geq 1,1;$$

принимается  $\gamma_{s3} = 1,1$ .

Проверяется условие (5.1.17):

$$1,1 \cdot 1550 \cdot 1668 + 435 \cdot 201,1 \leq 30 \cdot 1258 \cdot 92,6 + 400 \cdot 339,6;$$

$$2931418,5 \leq 3630584.$$

Условие (5.1.17) соблюдается, то есть граница сжатой зоны проходит в полке, тогда расчет производится как для прямоугольного сечения шириной  $b_f' = 1258$  мм (п. 3.3.9 [4]). В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие  $\xi_1 < \xi_R$  (п. 3.3.5 [4]).

Инв. № подл.						Взам. инв. №	
						Подп. и дата	
						Лист	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	67

Для прямоугольного сечения  $\xi_1$  вычисляется по формуле (5.1.19):

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b'_f h_0}; \quad (5.1.19)$$

$$\xi_1 = \frac{1550 \cdot 1668 + 435 \cdot 201,1 - 400 \cdot 339,6}{30 \cdot 1258 \cdot 640,8} = 0,105;$$

$$\xi_1 = 0,105 < 0,257 = \xi_R.$$

Условие  $\xi_1 < \xi_R$  выполняется, тогда дальнейший расчёт производится из условия (5.1.20):

$$M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - \alpha_s') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - \alpha_p'), \quad (5.1.20)$$

где  $x$  – высота сжатой зоны бетона, определяется по формуле (5.1.21):

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b'_f}, \quad (5.1.21)$$

тогда

$$x = \frac{1,1 \cdot 1550 \cdot 1668 + 435 \cdot 201,1 - 400 \cdot 339,6}{30 \cdot 1258} = 71,6 \text{ мм};$$

$$M \leq 30 \cdot 1258 \cdot 71,6 (640,8 - 0,5 \cdot 71,6) + 400 \cdot 339,6 (640,8 - 46,3);$$

$$11,65 \cdot 10^8 \leq 17,2 \cdot 10^8 \text{ [Нмм]}.$$

Условие (5.1.20) выполнено – плита перекрытия выдержит момент от внешних нагрузок в середине пролёта.

### 5.1.3.2 Расчёт в стадии предварительного обжатия элементов в опорной зоне плиты

При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, определяемая по формуле (5.1.22):

$$N_p = (\sigma_{sp}' - 330) A_{sp}' + \sigma_{sp} A_{sp}, \quad (5.1.22)$$

где  $A_{sp}'$  и  $A_{sp}$  – площадь напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения,  $A_{sp}' = 9 \cdot 139 = 1251 \text{ мм}^2$ ,  $A_{sp} = 0$ ;

Инв. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №					
	Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата					
	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						Лист				
											68

$\sigma_{sp}'$  и  $\sigma_{sp}$  – предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента  $\gamma_{sp}=1,1$  в арматуре с площадью сечения  $A_{sp}'$  и  $A_{sp}$ ,  
 $\sigma_{sp}'=1,1 \cdot 1030 = 1133$  МПа;

$$N_p = (1133 - 330)1251 = 1004553 \text{ Н.}$$

При этом расчете расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b^{(p)}$  определяют по таблице 2.5 при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона  $R_{bp}$ , используя линейную интерполяцию (п. 3.4.1 [4]). Передаточная прочность бетона для плиты «Чайка» 40 МПа, при В40  $R_b^{(p)}=22$  МПа.

Расчет элементов таврового сечения с полкой в менее обжатой зоне (рисунок 5.1.2) в стадии обжатия производится из условия (5.1.23):

$$N_p e \leq R_b^{(p)} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - \alpha'), \quad (5.1.23)$$

где высота сжатой зоны  $x$  определяется в зависимости от величины  $\xi_R=0,257$  определяемой по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения  $A_s$  (п. 3.4.2 [4]).

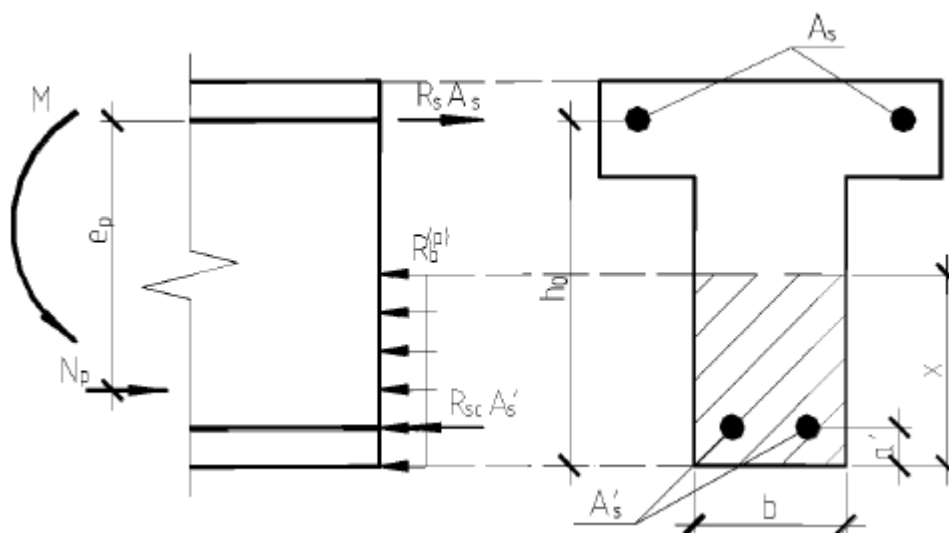


Рисунок 5.1.2 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	69

Для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести значение относительной деформации арматуры растянутой зоны определяется по формуле (5.1.24):

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}. \quad (5.1.24)$$

Тогда

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,00218;$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00218}{0,0035}} = 0,493.$$

Значение  $\xi$  определяется по формуле (5.1.25):

$$\xi = \frac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b^{(p)} b h_0}. \quad (5.1.25)$$

Таким образом,

$$\xi = \frac{1004553 + 435 \cdot 339,6 - 400 \cdot 201,1}{22 \cdot 769,6 \cdot 621,8} = 0,102;$$

$$\xi = 0,102 < 0,493 = \xi_R.$$

Из вышестоящего неравенства следует, что  $x = h_0 \xi$ , тогда

$$x = 621,8 \cdot 0,102 = 63,4 \text{ мм.}$$

Значение  $e$  в условии (5.1.23) определяется по формуле (5.1.26):

$$e = e_p \pm \frac{M}{N_p}, \quad (5.1.25)$$

где  $e_p$  – расстояние от точки приложения силы  $N_p$  до центра тяжести ненапрягаемой арматуры менее обжатой зоны,  $e_p = 327,4$  мм;

$M$  – момент от собственного веса элемента, действующий в стадии изготовления; знак "плюс" принимается, если момент  $M$  растягивает менее обжатую зону, знак "минус" – если сжимает эту зону.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						70
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

На рисунке 5.1.3  $l_p$  – длина передачи напряжения, она определяется для арматуры без дополнительных анкерующих устройств по формуле из п. 3.2.11 [4] по формуле:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s,$$

где  $\sigma_{sp}$  – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь;

$d_s$  – диаметр напрягаемой арматуры,  $d_s=15,2$  мм;

$R_{bond}$  – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, равное

$$R_{bond} = \eta R_{bt}^{(p)},$$

здесь  $R_{bt}^{(p)}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, отвечающее передаточной прочности бетона  $R_{bp}^{(p)}$ ,  $R_{bt}^{(p)} = 22$  МПа;

$\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5.

$l_p$  и принимается для арматурных канатов не менее 300 мм.

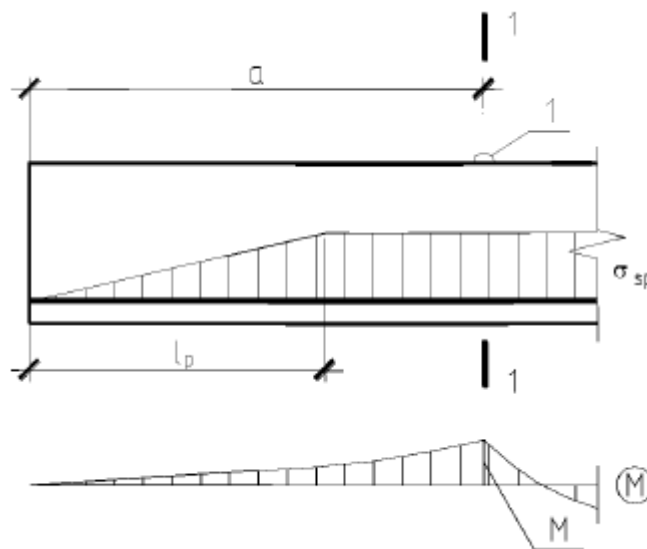


Рисунок 5.1.3 – Определение момента М при расчете в стадии предварительного обжатия. Случай, когда  $a > l_p$ :

1–1 – расчетное сечение; 1 – монтажная петля

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	71

Таким образом,

$$R_{\text{bond}} = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ МПа};$$

$$l_p = \frac{1030}{4 \cdot 55} 15,2 = 71,2 \text{ мм} < 300 \text{ мм}, \text{ принимается в расчёт } l_p = 300 \text{ мм}.$$

Расстояние от края плиты до петли  $a = 530 \text{ мм} > 300 \text{ мм} = l_p$  (ситуация на рисунке 3), тогда момент от подъёма плиты перекрытия при монтаже будет определяться следующим образом:

$$M = \frac{(q_{\text{с.вес}} + q_{\text{ут}} + q_{\text{ст}})a^2}{2} = \frac{(9,51 + 0,155 + 1,64) \cdot 530^2}{2} = 158778725 \text{ Нмм}.$$

Тогда

$$e = 327,4 + \frac{158778725}{1004553} = 485,5 \text{ мм};$$

проверяется условие (5.1.23):

$$1004553 \cdot 485,5 \leq 22 \cdot 769,6 \cdot 63,4(621,8 - 0,5 \cdot 63,4) + 400 \cdot 201,1 \cdot (621,8 - 46,3);$$
$$488 \cdot 10^6 \text{ Нмм} \leq 680 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Условие (5.1.23) выполняется, следовательно, плита обладает достаточной прочностью на обжатие и монтаж.

### 5.1.3.3 Расчёт на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия (5.1.26):

$$Q \leq 0,3R_b b h_0, \quad (5.1.26)$$

где  $Q$  – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее  $h_0$ .

При переменной ширине  $b$  по высоте сечения в расчет вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок (п. 3.5.2 [4]).

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рисунок 3.12) производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{\text{sw}}, \quad (5.1.27)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						72
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				



где  $Q$  – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение  $Q$  принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной  $c$ ;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении (п. 3.5.3 [4]).

Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми гранями (см. рисунок 5.1.4) производят согласно п. 3.5.3 [4], принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение  $h_0$  в пределах рассматриваемого наклонного сечения (п. 3.5.8 [4]).

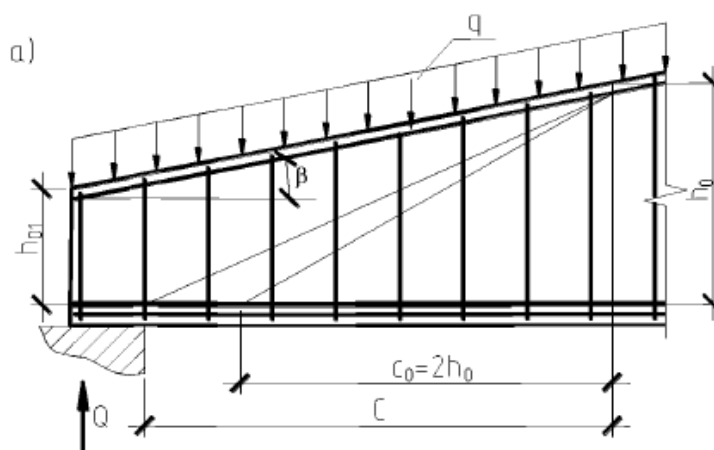


Рисунок 5.1.4 – Балка с наклонной сжатой гранью

По п. 3.5.8 [4] для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки  $q$ , наклонное сечение проверяют из условия (5.1.27) при невыгоднейшем значении  $c$ , которое определяется по формуле (5.1.28):

$$c = h_0 \sqrt{\frac{1,5}{\varphi_n R_{bt} b} + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta'} \quad (5.1.28)$$

где  $h_0$  – рабочая высота опорного сечения балки;

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	73

$\beta$  – угол между сжатой и растянутой гранями балки,  $\beta = 2^\circ$ ;

$\varphi_n$  определяется по формуле (5.1.29):

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left( \frac{N_p}{N_b} \right)^2, \quad (5.1.29)$$

где  $N_p = 0,7P$ ,

$P$  – усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$$N_b = 1,3R_b A_1 \geq N_p; A_1 = 769,6 \cdot 668,1 = 514170 \text{ мм}^2.$$

Тогда

$$N_p = 0,7 \cdot 1620,5 \cdot 10^3 = 1134,5 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$N_b = 1,3 \cdot 30 \cdot 514170 = 20052,6 \cdot 10^3 \text{ Н} \geq 1134,5 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{1134,5 \cdot 10^3}{20052,6 \cdot 10^3} - 4 \left( \frac{1134,5 \cdot 10^3}{20052,6 \cdot 10^3} \right)^2 = 1,16.$$

Таким образом,

$$c = 389,7 \sqrt{\frac{1,5}{\frac{16,535}{1,16 \cdot 1,7 \cdot 769,6} + 1,5 \cdot \text{tg}^2 2}} = 4231,2 \text{ мм},$$

при этом если это значение  $c$  меньше

$$c = 2h_{01} \frac{1 - 2\text{tg}\beta}{(1 - 2\text{tg}\beta)^2 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}},$$

Усилие в хомутах  $q_{sw}$ :

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} b,$$

$A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры, т.к. диаметр стержней 10 мм, то площадь  $A_{sw} = 2 \cdot 78,5 = 157 \text{ мм}^2$ ;

$S_w$  – шаг поперечной арматуры,  $S_w = 80 \text{ мм}$ .

$$q_{sw} = \frac{435 \cdot 157}{80} = 853,7 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} \geq 379 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} = 0,25 \cdot 1,16 \cdot 1,7 \cdot 769,6;$$

хомуты учитываются

$$c = 4231,2 \text{ мм} > c = 2 \cdot 365,7 \frac{1 - 2\text{tg}2}{(1 - 2\text{tg}2)^2 - 0,5 \frac{853,7}{1,16 \cdot 1,7 \cdot 769,6}} = 1165 \text{ мм}.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					74
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

Первоначально значение  $c$  больше полученного.

Проверяется условие:

$$\frac{q_{sw}\varphi_n}{R_{bt}b} > 2(1 - 2\text{tg}\beta)^2;$$
$$\frac{853,7 \cdot 1,16}{1,7 \cdot 769,6} > 2(1 - 2\text{tg}2)^2;$$
$$0,757 < 1,73.$$

Условие не выполняется, значит, далее используется первоначальное значение  $c$ .

Принятое значение  $c$  не должно превышать  $3h_{01}/(1 - 3\text{tg}\beta)$ , а также длину участка балки с постоянным значением  $\beta$ , которая равна  $23,74/2 = 11,87$  м.

$$3 \cdot 365,7 / (1 - 3\text{tg}2) = 1225 \text{ мм} < c = 4231,2 \text{ мм},$$

в дальнейших расчётах принимается значение  $c = 1225$  мм.

Рабочую высоту принимают равной

$$h_0 = h_{01} + c \cdot \text{tg}\beta = 365,7 + 1225 \cdot \text{tg}2 = 408,5 \text{ мм}.$$

При уменьшении интенсивности хомутов от  $q_{sw1}$  опоры до  $q_{sw2}$  в пролете следует проверить условие (5.1.27) при значениях  $c$ , превышающих  $l_1$  – длину участка элемента с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$ ; при этом значение  $Q_{sw}$  определяют в зависимости от выполнения или невыполнения условия по п. 3.5.6 [4]:

$$c \leq 2h_0 + l_1, l_1 = 964 \text{ мм};$$

$$1225 \text{ мм} \leq 1781 \text{ мм} = 2 \cdot 408,5 + 964;$$

тогда

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)];$$

где  $c_0 = c \leq 2h_0 / (1 - 2\text{tg}\beta) = 2 \cdot 408,5 / (1 - 2\text{tg}2) = 878$  мм,

принимается  $c_0 = 878$  мм;

$$q_{sw1} = 853,7 \text{ Н/мм};$$

$$q_{sw2} = \frac{435 \cdot 157}{150} = 455,3 \text{ Н/мм};$$

$$Q_{sw} = 0,75[853,7 \cdot 878 - (853,7 - 455,3)(1225 - 964)] = 484175 \text{ Н}.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	75	

Момент силы  $M_b$  определяется по формуле (5.1.30):

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2; \quad (5.1.30)$$

$$M_b = 1,5 \cdot 1,16 \cdot 1,7 \cdot 769,6 \cdot 408,5^2 = 379880806 \text{ Нмм.}$$

Поперечную силу  $Q_b$  определяют по формуле (5.1.31):

$$Q_b = \frac{M_b}{c}; \quad (5.1.31)$$

$$Q_b = \frac{379880806}{1225} = 310107 \text{ Н.}$$

Значение  $Q_b$  принимают не более  $2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,7 \cdot 769,6 \cdot 408,5 = 1336122 \text{ Н}$  и не менее  $Q_{b,\min} = 0,5\varphi_n R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,16 \cdot 1,7 \cdot 769,6 \cdot 408,5 = 309980 \text{ Н}$ . Таким образом, значение  $Q_b = 310107 \text{ Н}$ .

Поперечная сила  $Q$  на расстоянии  $c$  определяется следующим образом:

$$Q = Q_{\max} - q_1 c,$$

где  $Q_{\max}$  – максимальная поперечная сила,

$$Q_{\max} = q_1 l/2 = (16,535 \cdot 23740)/2 = 196270 \text{ Н;}$$

$$Q = 196270 - 16,535 \cdot 1225 = 176015 \text{ Н.}$$

Проверяется условие (5.1.27):

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

$$176015 \text{ Н} \leq 794282 \text{ Н} = 310107 + 484175.$$

Условие (5.1.27) выполнено, плита перекрытия обладает достаточной прочностью на поперечное усилие.

#### 5.1.3.4 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

По п. 3.5.12 [4] расчет предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям на действие момента производят из условия (5.1.32):

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (5.1.32)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
									76
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР

где  $M$  – момент в наклонном сечении с длиной проекции сна продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается 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).

Для балок с наклонной сжатой гранью при равномерно распределённой нагрузке  $q$ :

$$c = \frac{Q_{\max} - N_s \operatorname{tg} \beta}{q_{sw} + q} \leq \frac{2h_0}{1 - 2\operatorname{tg} \beta} \quad (5.1.33)$$

где  $N_s$  – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным

$$N_s = R_s A_{sp} + R_s A_s = 1550 \cdot 1251 + 435 \cdot 201,1 = 2026529 \text{ Н};$$

$$h_0 = 365,7 \text{ мм.}$$

Тогда

$$c = \frac{196270 - 2026529 \cdot \operatorname{tg} 2}{853,7 + 16,535} \leq \frac{2 \cdot 365,7}{1 - 2\operatorname{tg} 2};$$

$$c = 223 \text{ мм} < 786 \text{ мм, принимается } c = 223 \text{ мм.}$$

Момент  $M_{sw}$  при поперечной арматуре в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле (5.1.34):

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2; \quad (5.1.34)$$

$$M_{sw} = 0,5 \cdot 853,7 \cdot 223^2 = 21226824 \text{ Нмм.}$$

Момент  $M_s$  определяют по формуле (5.1.35):

$$M_s = N_s z_s; \quad (5.1.35)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	

где  $z_s$  – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле:

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b'_f} \geq h_0 - a'_s,$$

где  $b$  – ширина сжатой грани (при наличии сжатой ненапрягаемой арматуры  $z_s$  принимается не менее  $h_0 - \alpha_s'$ );

$$z_s = 365,7 - \frac{2026529}{2 \cdot 30 \cdot 1258} \geq 365,7 - 46,3;$$

$$z_s = 338,8 \text{ мм} > 319,4 \text{ мм}.$$

Тогда момент  $M_s$ :

$$M_s = 2026529 \cdot 338,8 = 686588025 \text{ Нмм}.$$

Реакция в опоре от нагрузки  $q$  будет равняться:  $Q = Q_{\max} = 196270 \text{ Н}$ .

Тогда момент на расстоянии  $c$  от опоры (см. рисунок 5.1.5):

$$M = 196270 \cdot 223 - (16,535 \cdot 223^2)/2 = 43357075 \text{ Нмм}.$$

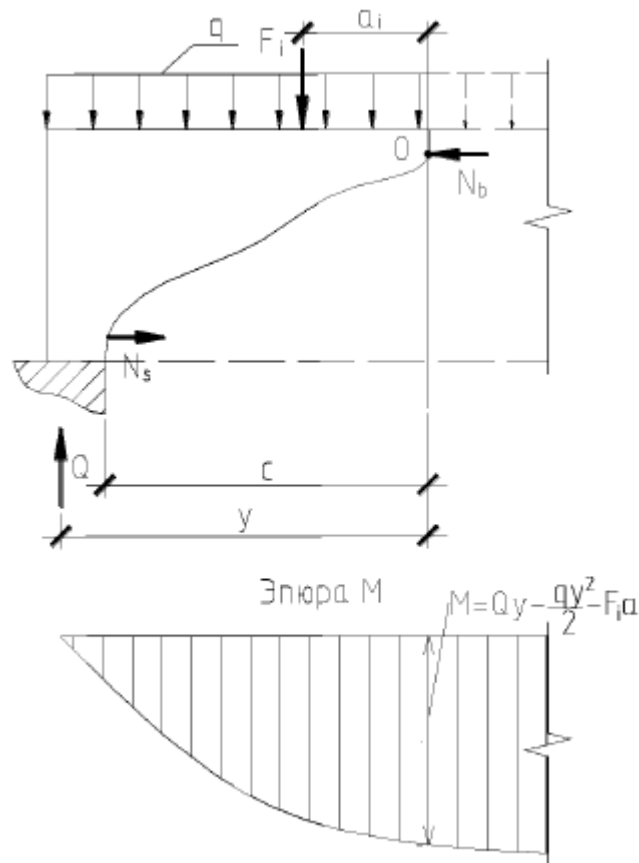


Рисунок 5.1.5 – Определение расчетного значения момента при расчете наклонного сечения (опирание свободно опертой балки)

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Проверяется условие (5.1.32):

$$43357075 \leq 686588025 + 21226824;$$

$$43357075 \text{ Нмм} \leq 707814849 \text{ Нмм}.$$

Условие (5.1.32) выполнено, следовательно, плита перекрытия обладает достаточной прочностью на изгибающий момент.

## 5.1.4 Расчет по II группе предельных состояний

### 5.1.4.1 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по раскрытию трещин

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 – только от постоянных и временных длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным  $\gamma_f = 1,0$  (п. 4.1.1 [4]).

По п. 4.1.2 [4] Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$\alpha_{\text{crс}} \leq \alpha_{\text{crс,ult}}, \quad (5.1.35)$$

где  $\alpha_{\text{crс}}$  – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп. 4.1.7–4.1.12 [4];

$\alpha_{\text{crс,ult}}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения  $\alpha_{\text{crс,ult}}$  принимается при арматуре класса А500:

$\alpha_{\text{crс,ult}} = 0,3$  мм – при продолжительном раскрытии трещин;

$\alpha_{\text{crс,ult}} = 0,4$  мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие (5.1.36):

$$\begin{cases} M < M_{\text{crс}}; \\ N < N_{\text{crс}}; \end{cases} \quad (5.1.36)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин и определяемый согласно пп. 4.1.4–4.1.6 [4];

$N$  – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

$N_{crc}$  – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом, при образовании трещин (п. 4.1.3 [4]).

#### 5.1.4.2 Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

По п. 4.1.5 [4] момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации (см. рисунок 1) определяют по формуле (5.1.37):

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r), \quad (5.1.37)$$

где  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], т.к. приведенное сечение плиты тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне  $\gamma = 1,3$ ;

$W_{red}$  – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{17698114831}{591} = 29946049 \text{ мм}^3;$$

$e_{0p}$  – эксцентриситет усилия обжатия  $P$  относительно центра тяжести приведенного сечения,  $e_{0p} = y_{sp} = 333 \text{ мм}$ ;

$r$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, значение  $r$  определяется по формуле:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{29946049}{240583} = 124,5 \text{ мм};$$

$R_{bt,ser}$  – расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы, из табл. 6.7 [1] для бетона класса В55  $R_{bt,ser} = 2,6 \text{ МПа}$ .

Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.							Лист
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	



Момент образования трещин будет равняться:

$$M_{\text{crc}} = 1,3 \cdot 29946049 \cdot 2,6 + 1620500(333 + 124,5) = 842596396 \text{ Нмм} = 842,6 \text{ кНм.}$$

Проверяется условие (5.1.36):

$$M = 1165 \text{ кНм} > 842,6 \text{ кНм} = M_{\text{crc}}.$$

Условие (5.1.36) не выполняется, следовательно, образуются трещины в плите покрытия на стадии эксплуатации.

### 5.1.4.3 Определение момента образования трещин в стадии предварительного обжатия в области опирания плиты перекрытия

Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рисунок 5.1.6) в стадии изготовления, определяют по формуле (38) (п. 4.1.6 [4]):

$$M_{\text{crc}} = \gamma W_{\text{red}}^{\text{sup}} R_{\text{bt}}^{(p)} - P_{(1)}(e_{\text{op1}} - r_{\text{inf}}), \quad (5.1.38)$$

где  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], т.к. приведённое сечение плиты тавровое с полкой, расположенной в растянутой зоне при  $b_f^2/b = 1258/769,6 = 1,6 < 2$ , поэтому  $\gamma = 1,2$ .

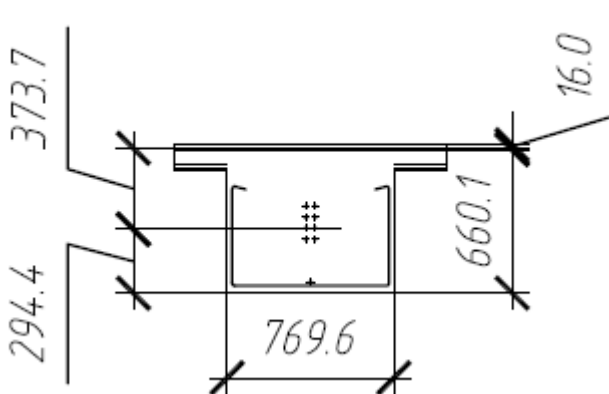


Рисунок 5.1.6 – Схема сечения плиты перекрытия «Чайка»

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	81

$W_{red}^{sup}$  – значение  $W_{red}$ , определяемое согласно п. 4.1.5 [4] для растянутого от усилия обжатия  $P_{(1)}$  волокна (верхнего). Для нового сечения (рисунок 5.1.6) приняты следующие геометрические характеристики:

Площадь сечения бетона  $A=559357 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I=22597070489 \text{ мм}^4$ ;

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести сечения  $y_c=310,8 \text{ мм}$ .

Площадь приведённого сечения:

$$A_{red} = 559357 + 5 \cdot 9 \cdot 139 + 5,13 \cdot 201,1 + 5,13 \cdot 339,6 = 568385,8 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии обжатия грани:

$$y = \frac{559357 \cdot 310,8 + 5 \cdot 9 \cdot 139 \cdot (668,1 - 294,4)}{568385,8} + \frac{5,13 \cdot 201,1 \cdot (668,1 - 25) + 5,13 \cdot 339,6 \cdot 46,3}{568385,8} = 317 \text{ мм};$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = 22597070489 + 5 \cdot 9 \cdot 139 \cdot 56,7^2 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 328,4^2 + 5,13 \cdot 339,6 \cdot 270,7^2 = 22856100749 \text{ мм}^4.$$

Тогда

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{22856100749}{317} = 72101264 \text{ мм}^3;$$

$R_{bt}^{(p)}$  – значение  $R_{bt,ser}$  при классе бетона, численно равном передаточной прочности  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}^{(p)}=2,1 \text{ МПа}$  по табл. 6.7 [1] для бетона класса В40;

$P_{(1)}$  и  $e_{0p1}$  – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения,

$$P_{(1)} = 9 \cdot 139 \cdot 1030 = 1288530 \text{ Н};$$

$$e_{0p1} = y_{sp} = h - \alpha'_p - y = 668,1 - 294,4 - 317 = 56,7 \text{ мм};$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист 82

$r_{inf}$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием  $P_{(1)}$ ,

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{72101264}{568385,8} = 126,9 \text{ мм.}$$

Момент образования трещин будет равняться:

$$M_{crc} = 1,2 \cdot 72101264 \cdot 2,1 - 1288530(56,7 - 126,9) = 272149991 \text{ Нмм} = \\ = 272,2 \text{ кНм}$$

Проверяется условие (5.1.36):

$$M = P_{(1)} \cdot e_{0p1} = 1288530 \cdot 56,7 = 73,1 \text{ кНм} < 272,2 \text{ кНм} = M_{crc}$$

Условие (5.1.36) выполняется, следовательно, трещины в плите перекрытия в области опоры на стадии обжатия в области опоры не образуются. Расчёт ширины раскрытия трещин не требуется.

#### 5.1.4.4 Определение момента образования трещин в стадии предварительного обжатия в средней области плиты перекрытия

В формуле (5.1.38)  $\gamma$  – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1 [4], т.к. приведённое сечение плиты тавровое с полкой, расположенной в растянутой зоне при  $b_f'/b = 1258/146,7 = 8.58 > 2$ , поэтому  $\gamma = 1,15$ .

$W_{red}^{sup}$  – значение  $W_{red}$ , определяемое согласно п. 4.1.5 [4] для растянутого от усилия обжатия  $P_{(1)}$  волокна (верхнего).

$$W_{red}^{sup} = W_{red} = 29946049 \text{ мм}^3;$$

$R_{bt}^{(p)}$  – значение  $R_{bt,ser}$  при классе бетона, численно равном передаточной прочности  $R_{bp}$ ,  $R_{bt}^{(p)} = 2,1 \text{ МПа}$  по табл. 6.7 [1] для бетона класса В40;

$P_{(1)}$  и  $e_{0p1}$  – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения,

$$P_{(1)} = 1718040 \text{ Н};$$

$$e_{0p1} = y_{sp} = 333 \text{ мм};$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					83
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

$r_{inf}$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием  $P_{(1)}$ ,

$$r_{inf} = 124,5 \text{ мм.}$$

Момент образования трещин будет равняться:

$$M_{crс} = 1,15 \cdot 29946049 \cdot 2,1 - 1718040(333 - 124,5) = -285891632 \text{ Нмм} = \\ = - 285,9 \text{ кНм.}$$

Вычисленное значение  $M_{crс}$  отрицательное, это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

#### 5.1.4.5 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

По 4.1.7 [4] ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле (5.1.39):

$$\alpha_{crс} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (5.1.39)$$

где  $\varphi_1$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным 1,0 при непродолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль арматуры и принимаемый равным: 0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

$\varphi_3$  – коэффициент, зависящий от вида НДС и принимаемый равным 1.

$\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать  $\psi_s = 1$ ; если при этом условие (35) не удовлетворяется, значение  $\psi_s$  следует определять согласно п.4.1.10 [4].

Инв. № подл.						Взам. инв. №	
						Подп. и дата	
						Инв. № подл.	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист
							84

$\sigma_s$  – приращение напряжений в продольной предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки, для тавровых сечений допускается определять по формуле (5.1.40):

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P_{(1)}}{A_{sp} + A_s}, \quad (5.1.40)$$

в которой  $M_s = M \pm P_{(1)}e_{sp} = 158778725 + 1718040 \cdot 558,4 = 1118132261$  Нмм;

$z = e_{sp} = 558,4$  мм – плечо пары сил;

$A_s = 339,6$  мм<sup>2</sup>.

Тогда

$$\sigma_s = \frac{1118132261/558,4 - 1718040}{339,6} = 837,3 \text{ МПа};$$

$l_s$  – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно формуле (5.1.41) и принимаемое не менее  $10d_s = 60$  мм и не более  $40d_s = 240$  мм:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s} d_s, \quad (5.1.41)$$

в которой  $A_{bt}$  – площадь сечения растянутого бетона.

Для тавровых сечений высоту растянутой зоны допускается определять с учетом указанных ограничений по формуле (5.1.42). При этом высота растянутой зоны бетона принимается не менее

$$2a = 2 \cdot 46,3 = 92,6 \text{ мм}$$

и не более

$$0,5h = 0,5 \cdot 863 = 431,5 \text{ мм};$$

$$y_t = ky_0, \quad (5.1.42)$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист 85

где  $y_0$  – высота растянутой зоны бетона, его значение принимается равным:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + \frac{P_{(1)}}{R_{bt,ser}}},$$

$$S_{red} = A_{red}y = 240583 \cdot (863 - 591) = 65438576 \text{ мм}^3,$$

$$y_0 = \frac{65438576}{240583 + \frac{1718040}{2,1}} = 61,8 \text{ мм};$$

$k$  – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и равный: 0,95 для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне (п. 4.1.9 [4]).

Тогда

$$y_t = 0,95 \cdot 61,8 = 58,7 \text{ мм} < 92,6 \text{ мм} - \text{принимается } y_t = 92,6 \text{ мм}.$$

Тогда

$$A_{bt} = 92,6 \cdot 1258 = 116490,8 \text{ мм}^2.$$

Таким образом,

$$l_s = 0,5 \frac{116490,8}{339,6} 6 = 1029,1 \text{ мм} > 240 \text{ мм},$$

принимается  $l_s = 240 \text{ мм}$ .

Вычисляется ширина трещин:

$$\alpha_{crc} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{837,3}{2 \cdot 10^5} \cdot 240 = 0,5 \text{ мм}.$$

Проверяется условие (5.1.35):

$$\alpha_{crc} = 0,5 \text{ мм} > 0,4 = \alpha_{crc,ult}.$$

Условие (5.1.35) не выполнено, следовательно, ширина трещин за пределами нормы.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	

### 5.1.4.6 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по деформациям

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия (5.1.43):

$$f \leq f_{ult}, \quad (5.1.43)$$

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

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба.

Прогибы изгибаемых элементов определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных и сдвиговых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечении по его длине (кривизны и углов сдвига) (п. 4.2.3 [4]).

В общем случае определить прогиб в середине пролета можно по формуле (5.1.44):

$$f = \frac{l^2}{12n^2} \left\{ \left(\frac{1}{r}\right)_{sup,l} + \left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} i \left[ \left(\frac{1}{r}\right)_{il} + \left(\frac{1}{r}\right)_{ir} \right] + (3n - 2) \left(\frac{1}{r}\right)_m \right\}, \quad (5.1.44)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,l}$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r}$  – кривизна элемента соответственно на левой и правой опорах;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{il}$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_{ir}$  и  $\left(\frac{1}{r}\right)_m$  – кривизна элемента в симметрично расположенных сечениях  $i$  и  $i'$  (при  $i=i'$ ) соответственно слева и справа от середины пролета, в середине пролета;

$n$  – четное число равных участков, на которые разделяют пролет, принимаемое не менее 6;

$l$  – пролет элемента.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют для участков без трещин в растянутой зоне по формуле (5.1.45):

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (5.1.45)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						87
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  и  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P$  (т.е. при действии  $M = Pe_{op}$ ).

Кроме того, в формуле (5.1.45) может быть учтена кривизна  $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ , обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  и собственного веса элемента.

Значение  $\left(\frac{1}{r}\right)_4$  определяется по формуле (5.1.46):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0}, \quad (5.1.46)$$

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

При этом для элементов без трещин сумма  $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$  принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

При использовании формулы (5.1.45) кратковременную нагрузку, включающую в себя согласно СП 20.13330.2016 пониженное значение, следует принимать уменьшенной на это значение, поскольку оно учитывается при определении  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ .

Тогда  $q_{снэг} = 5,23 - 0,5 = 4,73$  кН/м. Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{58,5}{1,95 \cdot 10^5 \cdot 842,7} = 35,6 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$$

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле (5.1.47) (п. 4.2.10 [4]):

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	Лист



$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \quad (5.1.47)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равном  $a = E_s / E_{b1}$ ;

$E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

– при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = 0,85E_b = 0,85 \cdot 0,39 \cdot 10^5 = 0,332 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– при продолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{0,39 \cdot 10^5}{1 + 1,5} = 0,156 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Т.к. конструкция плиты «чайка» симметрична относительно середины пролёта, расчёт на прогибы проводится на половину плиты. Схемы сечений приведены на рисунке 5.1.7.

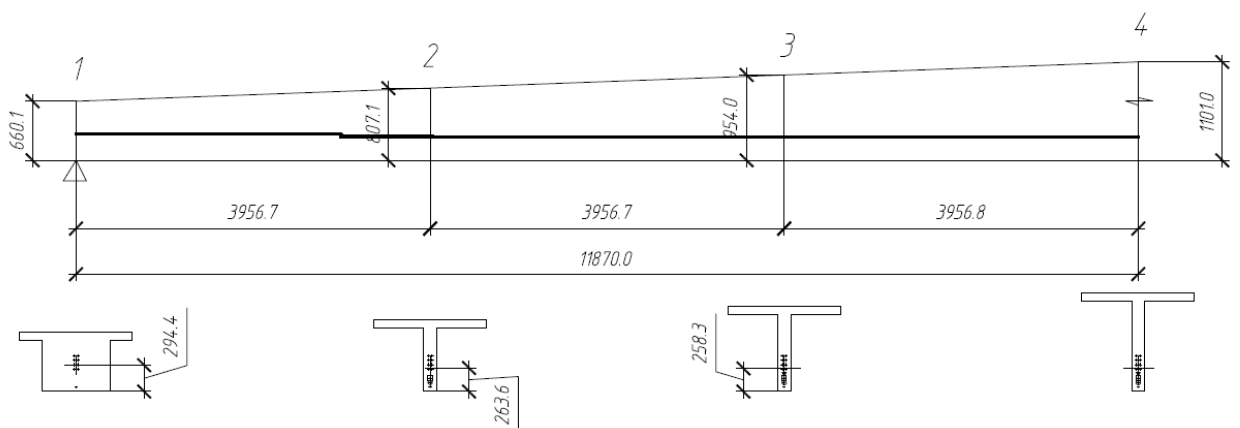


Рисунок 5.1.7 – Схемы приведённых сечений в точках 1–4 плиты перекрытия «Чайка»

Инд. № подл.	Взам. инв. №				
	Подп. и дата				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					Лист 89

Сечение 1:

Площадь сечения бетона  $A=553200 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I= 21820001856 \text{ мм}^4$ ;

Расстояние от растянутой  $y_c=353,2 \text{ мм}$ .

грани до центра тяжести сечения

Площадь приведённого сечения 1:

$$A_{\text{red}}=553200+5 \cdot 9 \cdot 139+5,13 \cdot 201,1+5,13 \cdot 339,6 =562229 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии обжатия грани:

$$S=Ay_c=553200 \cdot 353,2 =195390240 \text{ мм}^3;$$
$$y = \frac{195390240 + 5 \cdot 9 \cdot 139 \cdot 294,4 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 25}{562229} +$$
$$+ \frac{5,13 \cdot 339,6 \cdot (660,1 - 46,3)}{562229} = 353 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести

$$I_{\text{red}}=21820001856+5 \cdot 9 \cdot 139 \cdot 58,6^2+$$
$$+5,13 \cdot 201,1 \cdot 328^2+5,13 \cdot 339,6 \cdot 260,8^2=22070964610 \text{ мм}^4.$$

Непродолжительная снеговая нагрузка:

$$M = \frac{4,73 \cdot 0}{2} = 0 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = 0 \frac{1}{\text{мм}};$$

Продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок:

$$M = \frac{11,3 \cdot 0}{2} = 0 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = 0 \frac{1}{\text{мм}};$$

Непродолжительное действие усилия предварительного обжатия:

$$M = 971,5 \cdot 9 \cdot 139 \cdot 58,6 = 71219305 \text{ Нмм};$$
$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{71219305}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 22070964610} = 9,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	

Кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{обж.дл}} = \frac{71219305}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 22070964610} = 20,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 9,7 \cdot 10^{-8} + 35,6 \cdot 10^{-8} = 45,3 \cdot 10^{-8} > 20,7 \cdot 10^{-8}, \text{ поэтому}$$

$$\text{принимается значение } \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 45,3 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Вычисляется кривизна в сечении 1 по формуле (5.1.45):

$$\frac{1}{r} = 0 + 0 - 45,3 \cdot 10^{-8} = -45,3 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Сечение 2:

Площадь сечения бетона  $A=221261 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I= 13525936977 \text{ мм}^4$ ;

Расстояние от растянутой  $y_c=569,6 \text{ мм}$ .

границы до центра тяжести сечения

Площадь приведённого сечения 2:

$$A_{\text{ред}}=221261+5 \cdot 11 \cdot 139+5,13 \cdot 201,1+5,13 \cdot 339,6=231680 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии обжатия грани:

$$S=Ay_c=221261 \cdot 569,6=126030266 \text{ мм}^3;$$

$$y = \frac{126030266 + 5 \cdot 11 \cdot 139 \cdot 263,6 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 25}{231680} +$$

$$+ \frac{5,13 \cdot 339,6 \cdot (807,6 - 46,3)}{231680} = 559 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести

$$I_{\text{ред}} = 13525936977+5 \cdot 11 \cdot 139 \cdot 295,4^2+$$

$$+5,13 \cdot 201,1 \cdot 534^2+5,13 \cdot 339,6 \cdot 201,8^2 = 14558173650 \text{ мм}^4.$$

Непродолжительная снеговая нагрузка:

$$M = \frac{4,73 \cdot 3956,7^2}{2} = 37025198 \text{ Нмм};$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					91
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{37025198}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 14558173650} = 7,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок:

$$M = \frac{11,3 \cdot 3956,7^2}{2} = 88453433 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{88453433}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 14558173650} = 38,9 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Непродолжительное действие усилия предварительного обжатия:

$$M = 971,5 \cdot 11 \cdot 139 \cdot 304,4 = 452162913 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{452162913}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 14558173650} = 93,6 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{обж.дл}} = \frac{452162913}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 14558173650} = 199 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 93,6 \cdot 10^{-8} + 35,6 \cdot 10^{-8} = 129,2 \cdot 10^{-8} < 199 \cdot 10^{-8}, \text{ поэтому}$$

$$\text{принимается значение } \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 199 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Вычисляется кривизна в сечении 2 по формуле (5.1.45):

$$\frac{1}{r} = 7,7 \cdot 10^{-8} + 38,9 \cdot 10^{-8} - 129,2 \cdot 10^{-8} = -82,6 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Сечение 3:

Площадь сечения бетона  $A=242825 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I= 21689906585 \text{ мм}^4$ ;

Расстояние от растянутой  $y_c=659,4 \text{ мм}$ .

границы до центра тяжести сечения

Площадь приведённого сечения 3:

$$A_{\text{ред}}=242825+5 \cdot 1668+5,13 \cdot 201,1+5,13 \cdot 339,6 =253939 \text{ мм}^2.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	
							92

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии обжатия грани:

$$S = Ay_c = 242825 \cdot 659,4 = 160118805 \text{ мм}^3;$$

$$y = \frac{160118805 + 5 \cdot 1668 \cdot 258,3 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 25}{253939} + \frac{5,13 \cdot 339,6 \cdot (954 - 46,3)}{253939} = 645 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести

$$I_{\text{red}} = 21689906585 + 5 \cdot 1668 \cdot 386,7^2 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 620^2 + 5,13 \cdot 339,6 \cdot 262,7^2 = 23453835700 \text{ мм}^4.$$

Непродолжительная снеговая нагрузка:

$$M = \frac{4,73 \cdot 7913,3^2}{2} = 148097049 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{148097049}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 23453835700} = 19 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок:

$$M = \frac{11,3 \cdot 7913,3^2}{2} = 353804790 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{353804790}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 23453835700} = 96,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Непродолжительное действие усилия предварительного обжатия:

$$M = 971,5 \cdot 1668 \cdot 386,7 = 626632655 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{626632655}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 23453835700} = 80,5 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{обж,дл}} = \frac{626632655}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 23453835700} = 171 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 80,5 \cdot 10^{-8} + 35,6 \cdot 10^{-8} = 116 \cdot 10^{-8} < 171 \cdot 10^{-8},$$

принимается значение  $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 116 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					93
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

поскольку есть трещины от обжатия.

Вычисляется кривизна в сечении 3 по формуле (5.1.45):

$$\frac{1}{r} = 19 \cdot 10^{-8} + 96,7 \cdot 10^{-8} - 116 \cdot 10^{-8} = -0,3 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$$

Сечение 4:

Площадь сечения бетона  $A = 264391 \text{ мм}^2$ ;

Момент инерции сечения  $I = 32368697637 \text{ мм}^4$ ;

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести сечения  $y_c = 746,6 \text{ мм}$ .

Площадь приведённого сечения 4:

$$A_{\text{red}} = 264391 + 5 \cdot 1668 + 5,13 \cdot 201,1 + 5,13 \cdot 339,6 = 275505 \text{ мм}^2.$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой в стадии обжатия грани:

$$S = Ay_c = 264391 \cdot 746,6 = 197394321 \text{ мм}^3;$$
$$y = \frac{197394321 + 5 \cdot 1668 \cdot 258,3 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 25}{275505} + \frac{5,13 \cdot 339,6 \cdot (1101 - 46,3)}{275505} = 731 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести

$$I_{\text{red}} = 32368697637 + 5 \cdot 1668 \cdot 472,7^2 + 5,13 \cdot 201,1 \cdot 706^2 + 5,13 \cdot 339,6 \cdot 323,7^2 = 34928984580 \text{ мм}^4.$$

Непродолжительная снеговая нагрузка:

$$M = \frac{4,73 \cdot 11870^2}{2} = 333221169 \text{ Нмм};$$
$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{333221169}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 34928984580} = 28,7 \cdot 10^{-8} \text{ мм};$$

Продолжительное действие постоянных и длительных нагрузок:

$$M = \frac{11,3 \cdot 11870^2}{2} = 796067485 \text{ Нмм};$$
$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{796067485}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 34928984580} = 146 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №						
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>								
Лист 94								

Непродолжительное действие усилия предварительного обжатия:

$$M = 971,5 \cdot 1668 \cdot 472,7 = 1203517127 \text{ Нмм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{1203517127}{0,332 \cdot 10^5 \cdot 34928984580} = 104 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{обж.дл}} = \frac{1203517127}{0,156 \cdot 10^5 \cdot 34928984580} = 221 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 104 \cdot 10^{-8} + 35,6 \cdot 10^{-8} = 139,6 \cdot 10^{-8} < 221 \cdot 10^{-8},$$

принимается значение  $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 139,6 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$ ,

поскольку есть трещины от обжатия.

Вычисляется кривизна в сечении 4 по формуле (5.1.45):

$$\frac{1}{r} = 28,7 \cdot 10^{-8} + 146 \cdot 10^{-8} - 139,6 \cdot 10^{-8} = 35,1 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Определяется прогиб в середине пролёта по формуле (5.1.44):

$$f = \frac{23740^2}{12 \cdot 6^2} \left\{ -45,3 \cdot 10^{-8} - 45,3 \cdot 10^{-8} + 6 \cdot 2[-82,6 \cdot 10^{-8} - 0,3 \cdot 10^{-8}] + \right. \\ \left. + (3 \cdot 6 - 2)(35,1 \cdot 10^{-8}) \right\} = \\ = -6,8 \text{ мм}.$$

Наблюдается выгиб плиты покрытия.

Если не учитывать остаточный выгиб от обжатия:

1 сечение:

$$\frac{1}{r} = 0 + 0 - 9,7 \cdot 10^{-8} = -9,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

2 сечение:

$$\frac{1}{r} = 7,7 \cdot 10^{-8} + 38,9 \cdot 10^{-8} - 93,6 \cdot 10^{-8} = -47 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

3 сечение:

$$\frac{1}{r} = 19 \cdot 10^{-8} + 96,7 \cdot 10^{-8} - 80,5 \cdot 10^{-8} = 35,2 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}};$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								95
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		

4 сечение:

$$\frac{1}{r} = 28,7 \cdot 10^{-8} + 146 \cdot 10^{-8} - 104 \cdot 10^{-8} = 70,7 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}}$$

Тогда прогиб будет:

$$f = \frac{23740^2}{12 \cdot 6^2} \left\{ -9,7 \cdot 10^{-8} - 9,7 \cdot 10^{-8} + 6 \cdot 2[-47 \cdot 10^{-8} + 35,2 \cdot 10^{-8}] + \right. \\ \left. + (3 \cdot 6 - 2)(70,7 \cdot 10^{-8}) \right\} = \\ = 12,7 \text{ мм.}$$

Определяется предельно допустимый прогиб в середине пролёта по табл. Д.1 СП 20.13330.2016:

Плиты покрытий, открытых для обзора, при пролете  $l = 24 \text{ м} - f_{\text{ult}} = l/250 = 24000/250 = 96 \text{ мм.}$

Проверяется условие (5.1.43):

$$12,7 \text{ мм} < 96 \text{ мм.}$$

Условие (5.1.43) выполняется, следовательно, прогибы в допустимых пределах.

### Выводы по ручному расчету

Был выполнен ручной расчет по методике СП 63.13330.2018 «Железобетонные конструкции» большепролетной ж/б плиты покрытия типа «Чайка». Для этого ее сечение было приведено к типовому тавровому и посчитаны следующие характеристики:

Усилие в арматуре с первыми потерями – 1718,04 кН;

Усилие в арматуре со вторыми потерями – 1620,5 кН;

Максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки – 1165 кНм;

Максимальное поперечное усилие – 196,27 кН;

Максимальный изгибающий момент от обжатия – 43,4 кНм

При расчете по I группе предельных состояний было выявлено, что плита покрытия обладает достаточной прочностью на поперечное усилие и изгиб.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								96
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		



При расчете по II группе предельных состояний было выявлено, что в плите покрытия образуются трещины на стадии эксплуатации, а так же на стадии предварительного обжатия в средней части плиты. В опоре трещин не образуется.

Прогиб – 12,7 мм, допустимый.

Требуется более тщательный расчет на предмет возможных ошибок, возможно, принять меньше допусков.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
									97
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>			

## 5.2 Расчет методом конечных элементов

### 5.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов

Для нелинейного расчета приняты графики нелинейного деформирования материалов, указанные в п. 4.2.1 данной выпускной квалификационной работы.

### 5.2.2 Расчет модели из стержневых конечных элементов

Для первого расчета плиты покрытия (ПП) типа «Чайка» в ПК «Лира-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из стержневых конечных элементов (КЭ).

Длина РС составляет расстояние, равное пролету плиты перекрытия – 23740 мм. РС поделена на 10 равных частей. На концы ПП связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям X, Y и Z, на правую – только Y, Z.

#### Жесткости материалов

Учитывая меняющееся по длине плиты сечение, каждому стержневому КЭ присвоена своя жесткость (сечение). Каждое сечение назначалось средним на отрезке. Список присвоенных жесткостей представлен на рисунке 5.2.1.

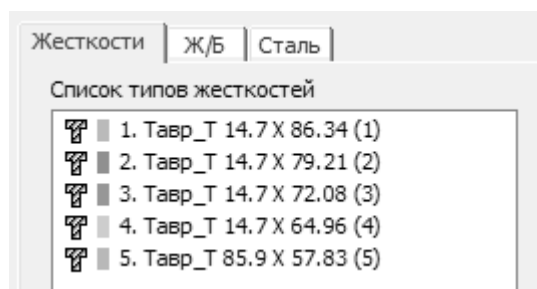


Рисунок 5.2.1 – список жесткостей для стержневой расчетной схемы литы покрытия типа «Чайка»

При этом для нелинейного расчета задавался учет нелинейности и параметры материала и арматуры, а так же расположение и количество арматуры в каждом сечении.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	

## Нагрузки

### Назначение собственного веса

На стержневую РС некорректно назначать собственный вес автоматически, поскольку у опор балка значительно расширяется и в целом имеет неравномерную по пролету высоту, соответственно собственный вес будет распределяться неравномерно. У опор нагрузка будет значительно больше, затем с уменьшением площади сечения ПП она резко уменьшается, после чего к середине пролета с увеличением высоты постепенно возрастает.

Чтобы определить нагрузку от собственного веса, можно воспользоваться формулой:

$$q = \rho \cdot A_{\text{сеч}},$$

где  $\rho$  – плотность бетона, принята  $25 \text{ кН/м}^3$ ;

$A_{\text{сеч}}$  – площадь сечения, определяется на пересечении участков жесткостей РС.

Таким образом, для каждого участка от опоры к середине пролета:

$$q_1 = 25 \cdot 0,915 = 22,88 \text{ кН/м};$$

$$q_{1-2} = 25 \cdot 0,286 = 7,15 \text{ кН/м};$$

$$q_{2-3} = 25 \cdot 0,297 = 7,43 \text{ кН/м};$$

$$q_{3-4} = 25 \cdot 0,308 = 7,68 \text{ кН/м};$$

$$q_{4-5} = 25 \cdot 0,317 = 7,93 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{сер.прол.}} = 25 \cdot 0,328 = 8,20 \text{ кН/м}.$$

Она назначается в виде неравномерно распределенной нагрузки на стержни на каждый участок.

Проверяется правильность наложения собственного веса с помощью суммирования нагрузок. Учитывается разница между реальным весом и расчетным, и корректируется нагрузка с учетом разницы. Таким образом:

$$q_1 = 24,15 \text{ кН/м};$$

$$q_{1-2} = 7,55 \text{ кН/м};$$

$$q_{2-3} = 7,86 \text{ кН/м};$$

$$q_{3-4} = 8,11 \text{ кН/м};$$

$$q_{4-5} = 8,37 \text{ кН/м};$$

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										99

$$q_{\text{сер.прол.}} = 8,66 \text{ кН/м.}$$

Вес плиты покрытия (бетон+арматура): 20,525 т

С учетом повышающего коэффициента 1,1: 22,921 т

Погрешность в весе: 0,04 % < 3 %.

Погрешность допустимая.

Без учета повышающего коэффициента для расчета по прогибам нагрузка равняется:

$$q_1 = 21,96 \text{ кН/м;}$$

$$q_{1-2} = 6,86 \text{ кН/м;}$$

$$q_{2-3} = 7,13 \text{ кН/м;}$$

$$q_{3-4} = 7,37 \text{ кН/м;}$$

$$q_{4-5} = 7,61 \text{ кН/м;}$$

$$q_{\text{сер.прол.}} = 7,87 \text{ кН/м.}$$

Вес плиты покрытия (бетон+арматура): 20,525 т

Погрешность в весе: 1,5 % < 3 %.

Погрешность допустимая.

#### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по всей длине стержневой РС.

Значение снеговой нагрузки берется из ручного расчета ПП типа «Чайка». Оно равно 5,23 кН/м. Значение снеговой нагрузки на стержень без повышающего коэффициента – 3,74 кН/м.

#### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения результатов расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка. Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>						100
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

### Назначение нагрузки от конструкции кровли

Основную нагрузку от всей конструкции кровли составляют утеплитель и бетонная стяжка. Поэтому значение нагрузки от конструкции кровли берется из ручного расчета ПП типа «Чайка». Оно равно  $q_{ут} + q_{ст} = 0,155 + 1,64 = 1,795$  кН/м. Без повышающих коэффициентов значение нагрузки от кровли – 1,62 кН/м.

### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов накладывается на концы ПП типа «Чайка» вдоль стержня по направлению действия обжатия. Значение усилия обжатия с полными потерями берется из ручного расчета ПП типа «Чайка». Нагрузка равна 1620,5 кН.

При наложении только нагрузки вдоль стержня, РС будет работать на сжатие. Но цель предварительного обжатия ПП состоит в том, чтобы сжать нижнюю часть ПП и тем самым предотвратить разрушение ПП. Таким образом, нужно показать выгиб РС с помощью изгибающего момента на концах РС. Он будет равен произведению усилия предварительного обжатия на эксцентриситет  $1620,5 \cdot 0,333 = 540$  кНм<sup>2</sup>.

### **5.2.3 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов**

Для второго расчета плиты покрытия (ПП) типа «Чайка» в ПК «Лири-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из пластинчатых конечных элементов (КЭ).

Пластинчатые КЭ располагаются в средней части сечения ПП. Поскольку напрягаемая арматура в ПП располагается на расстоянии 50 мм друг от друга, КЭ разделены сеткой соответствующего размера (50 мм), чтобы вписать в них арматуру. На опоре моделируются скаты в конструктивных целях. На опорах ПП связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям X, Y и Z, на правую – только Y, Z.

Напрягаемая арматура моделируется с помощью стержневых КЭ и располагается в местах, соответствующих чертежу ПП. Там, где в ряду 2 арматуры на одном уровне, ставится один стержень, но в жесткостях учитываются 2 стержня.

Ивл. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

## Жесткости

Учитывая меняющуюся по длине плиты ширину сечения, каждому пластинчатому КЭ присвоена своя соответствующая жесткость (толщина пластины). Список присвоенных жесткостей представлен на рисунке 5.2.2.

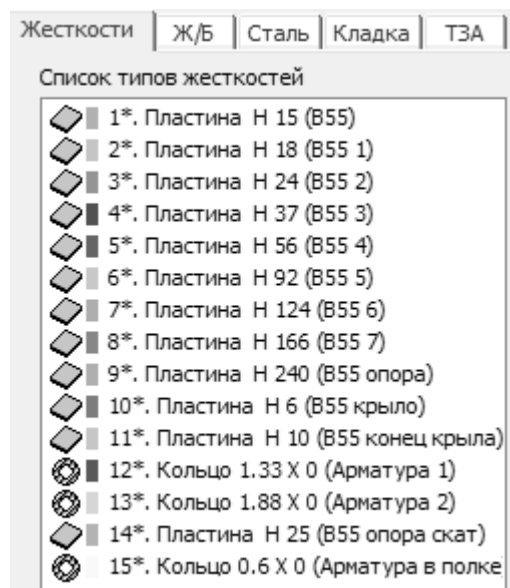


Рисунок 5.2.2 – Список жесткостей для пластинчатой расчетной схемы плиты покрытия типа «Чайка»

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетона и для напрягаемой арматуры, но в отличие от стержневой модели, расположение арматуры в характеристиках не задается.

## Нагрузки

### Назначение собственного веса

На пластинчатую РС собственный вес назначается автоматически.

Правильность назначения собственного веса на РС можно проверить с помощью функции «Просуммировать нагрузки» в ПК «Ли́ра-САПР». Расчетная нагрузка сравнивается с весом ПП по проекту. В случае погрешности более 3% корректируется плотность бетона в жесткостях.

Проводится проверка наложения нагрузки от собственного веса суммированием нагрузок в ПК «Ли́ра-САПР».

Вес из исходных данных (бетон + арматура): 20,837 т

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										102

С учетом повышающего коэффициента: 22,921 т

Расчетный вес: 22,3413 т

Погрешность: 2,5 % < 3 %

Для собственного веса в расчетной схеме для расчета по прогибам погрешность будет равняться данной.

Погрешность допустимая.

#### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по скатам ПП.

Значение снеговой нагрузки берется из ручного расчета ПП типа «Чайка». Нагрузка на плоскость равна 2,1 кН/м<sup>2</sup>. Значение снеговой нагрузки на плоскость без повышающего коэффициента – 1,5 кН/м<sup>2</sup>.

#### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка. Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

#### Назначение нагрузки от конструкции кровли

За основу значение нагрузки от конструкции кровли берется из моделирования стержневой РС ПП типа «Чайка». Оно равно 1,795 кН/м. В пересчете на плоскость оно равняется  $1,795 / 2,49 = 0,72$  кН/м<sup>2</sup>. Без повышающих коэффициентов значение нагрузки от кровли – 0,62 кН/м<sup>2</sup>.

#### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Для моделирования предварительного обжатия используется температурная нагрузка.

Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № подл.

						<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		103

Нагрузка с учетом температурной разности определяется по формуле:

$$P = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta t,$$

где  $E$  – модуль упругости для арматурных канатов;

$A$  – площадь сечения каната, в данном случае  $139 \text{ мм}^2$ ;

$\alpha$  – коэффициент температурного расширения, для стали равен  $0,000012$ ;

$\Delta t$  – температурная разность,  $^{\circ}\text{C}$ .

Вычисляется температурная разность:

$$\Delta t = P / (E \cdot A \cdot \alpha) = 135 / (1,95 \cdot 10^8 \cdot 139 \cdot 10^{-6} \cdot 0,000012) = - 415 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Нагрузка накладываается по всей длине стержня с отрицательным знаком, поскольку нужно отразить сжатие от температурной нагрузки.

### 5.2.4 Расчет модели из объемных конечных элементов

Для последнего расчета плиты покрытия (ПП) типа «Чайка» в ПК «Лира-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из объемных конечных элементов (КЭ).

Объемные КЭ моделируют ПП целиком. Поскольку напрягаемая арматура в ПП располагается на расстоянии  $50 \text{ мм}$  друг от друга, КЭ разделены сеткой соответствующего размера ( $50 \text{ мм}$ ), чтобы вписать в них арматуру. На опорах ПП связи устанавливаются следующим образом: на левую опору по осям  $X$ ,  $Y$  и  $Z$ , на правую – только  $Y$ ,  $Z$ .

Напрягаемая арматура моделируется с помощью стержневых КЭ и располагается в местах, соответствующих чертежу ПП.

### Жесткости

Объёмным КЭ назначается жесткость для бетона В55. Стержневым КЭ – для арматурных канатов. Список присвоенных жесткостей представлен на рисунке 5.2.3.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>									



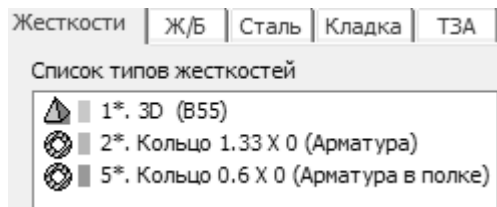


Рисунок 5.2.3– список жесткостей для объемной расчетной схемы литы покрытия типа «Чайка»

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетона и для напрягаемой арматуры. В «параметры материала» объемных КЭ задается график нелинейного деформирования бетона B55. В «параметры материала» стержневых КЭ задается график нелинейного деформирования арматурных канатов.

## Нагрузки

### Назначение собственного веса

На объемную РС собственный вес назначается автоматически.

Правильность назначения собственного веса на РС можно проверить с помощью функции «Просуммировать нагрузки» в ПК «Лира-САПР». Расчетная нагрузка сравнивается с весом ПП по проекту. В случае погрешности более 3% корректируется плотность бетона в жесткостях.

Так как автоматически заданного собственного веса было недостаточно, дополнительно с учетом разницы в собственном весе была наложена равномерно распределенная нагрузка по площади плиты покрытия  $0,34 \text{ кН/м}^2$ .

Проводится проверка наложения нагрузки от собственного веса.

Вес из исходных данных (бетон + арматура): 20,837 т

С учетом повышающего коэффициента: 22,921 т

Расчетный вес: 22,478 т

Погрешность:  $1,9 \% < 3 \%$

Для собственного веса в расчетной схеме для расчета по прогибам погрешность будет равняться данной.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Погрешность допустимая.

#### Назначение кратковременной снеговой нагрузки

Снеговая нагрузка назначается равномерно распределенной по скатам ПП.

Значение снеговой нагрузки берется из ручного расчета ПП типа «Чайка». Нагрузка на плоскость равна  $2,1 \text{ кН/м}^2$ . Значение снеговой нагрузки на стержень без повышающего коэффициента –  $1,5 \text{ кН/м}^2$ .

#### Назначение длительной снеговой нагрузки

Помимо кратковременной снеговой нагрузки для сравнения расчетов назначается и длительная снеговая нагрузка. Она вычисляется как половина нормативной без повышающего коэффициента:

$$1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

#### Назначение нагрузки от конструкции кровли

За основу значение нагрузки от конструкции кровли берется из моделирования стержневой РС ПП типа «Чайка». Оно равно  $1,795 \text{ кН/м}$ . В пересчете на плоскость оно равняется  $1,795 / 2,49 = 0,72 \text{ кН/м}^2$ . Без повышающих коэффициентов значение нагрузки от кровли –  $0,652 \text{ кН/м}^2$ .

#### Нагрузка от предварительного обжатия арматурных канатов

Для моделирования предварительного обжатия используется температурная нагрузка  $-415 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Нагрузка накладывается по всей длине стержня с отрицательным знаком, поскольку нужно отразить сжатие от температурной нагрузки.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
------	---------	------	--------	-------	------

## Выводы по расчету

Рассматриваются результаты расчетов на двух основных этапах – на этапе изготовления плиты покрытия и на этапе эксплуатации.

При изготовлении, т.е. при нагрузках от собственного веса и обжатия, наблюдается значительный выгиб плиты.

Изгибающий момент от внешних нагрузок – 1088 кНм в стержневой модели, ручной расчет – 1165 кНм.

Максимальное усилие в арматуре – 135 кН в стержневой модели; 132,5 кН – в плоской модели; 134 кН – в объемной модели; ручной расчет – 135 кН.

При эксплуатации наблюдается прогиб балки в середине пролета и сдвиг опоры по продольной оси плиты.

Максимальная поперечная нагрузка – 198 кН в стержневой модели; ручной расчет – 196,3 кН;

Напряжение в бетоне – 4,46 МПа в объемной модели и 2,11 МПа в плоской; ручной расчет – 4 МПа.

Выгиб от обжатия – 14 мм в стержневой модели; 3,07 мм в плоской модели; 8,19 мм объемной модели.

Прогиб в середине пролета – 10,4 мм в стержневой модели; 7,69 мм в плоской модели; 10,6 мм в объемной модели; ручной расчет – 12,7 мм.

Результаты некоторых величин довольно близки. Но в основном результаты разнятся с разной погрешностью. Это говорит о том, что необходимо проверять ручной расчет на наличие возможных ошибок, а так же возможно необходима корректировка нелинейно-деформируемых моделей.

Результаты расчетов: ручного и МКЭ отображены на листах 5,6 формата А1.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		Лист
								107

# 6 РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

## 6.1 Ручной расчет

### 6.1.1 Сбор нагрузок

#### Собственный вес:

На весь узел приходится вес с половины двух балок. На одну прокладку – с половины одной балки, вес которой 89,8 кН:

$$F_{\text{с.вес}} = \frac{m}{2} = \frac{89,8}{2} = 44,9 \text{ кН}$$

#### Нагрузки от мостовых кранов:

На крановый рельс от колес крана передаются вертикальные силы  $F_k$ , которые зависят от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на крановом мосту; горизонтальные поперечные  $T_k$ , возникающие при торможении тележки; горизонтальная продольная  $T_{кр}$ , возникающая при торможении крана за счет трения колес о рельсы.

С противоположной стороны крана на одно колесо будет передаваться давление  $F_{\text{min}}$ , которое находится по следующей формуле, получено из условия равновесия:

$$F_{\text{min}} = \frac{Q + G}{n_0} - F_{\text{max}}, \quad (6.1.1)$$

где  $Q$  – грузоподъемность крана, равная 10 т для крана мостового однобалочного опорного,

$G$  – вес крана с тележкой, равный 6,9 т,

$n_0$  – число колес на одной стороне крана, равное 2,

$F_{\text{max}}$  – наибольшее нормативное вертикальное давление одного колеса крана, равное 67,25 т.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист	
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР							108
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Таким образом,

$$F_{\min} = \frac{100 + 69}{2} - 67,25 = 17,25 \text{ кН.}$$

При совместной работе двух кранов, когда их тележки с грузом расположены в непосредственной близости от колонны, наибольшее давление  $D_{\max}$  будет передаваться на эту колонну. Соответственно, на соседнюю колонну будет передаваться давление  $D_{\min}$ . Эти давления определяются по линиям влияния опорных реакций:

$$D_{\max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\max} y_i, \quad (6.1.2)$$

$$D_{\min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{i,\min} y_i, \quad (6.1.3)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надёжности, равный 1,1,

$\psi$  – коэффициент сочетаний, равный при учете двух кранов с режимами работы А5 0,85,

$F_{i,\max}$  ( $F_{i,\min}$ ) – максимальное (минимальное) нормативное давление на колесо крана,

$y_i$  – ордината линии влияния опорной реакции колонн,

$n$  – число колес всех кранов, передающих нагрузку на рассматриваемую колонну.

Схема к определению  $D_{\max}$  и  $D_{\min}$  показана на рисунке 6.1.1 (п. 2.2.2 [9]).

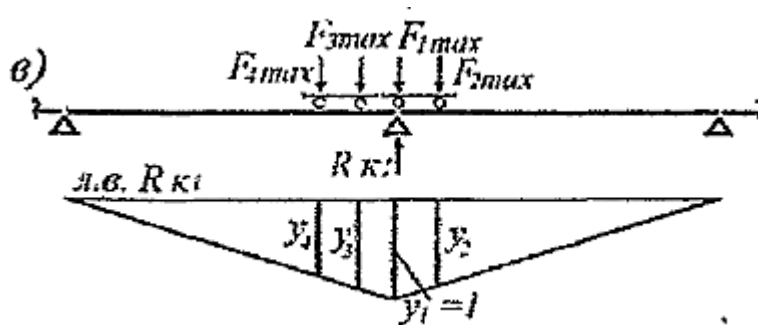


Рисунок 6.1.1 – Схема к определению  $D_{\max}$  и  $D_{\min}$

Инв. № подл.	Взам. инв. №				
	Подп. и дата				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Тогда

$$D_{\max} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 67,25 \cdot (1 + 0,68 + 0,926 + 0,606) = 201,97 \text{ кН,}$$

$$D_{\min} = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 17,25 \cdot (1 + 0,68 + 0,926 + 0,606) = 51,81 \text{ кН.}$$

Горизонтальная сила  $T_k$ :

Горизонтальная тормозная нагрузка определяется по формуле (6.1.4):

$$T_k = 2 \cdot 0,1 F_{\max}, \quad (6.1.4)$$

Тогда

$$T_k = 2 \cdot 0,1 \cdot 67,25 = 13,45 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка:

Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки  $\omega$  следует определять как сумму средней  $\omega_m$  и пульсационной  $\omega_p$  составляющих (п. 11.1.2 [6]):

$$\omega = \omega_m + \omega_p, \quad (6.1.5)$$

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли следует определять по формуле (п. 11.1.3 [6]):

$$\omega_m = \omega_0 k(z_e) c, \quad (6.1.6)$$

где  $\omega_0$  – нормативное значение ветрового давления (из п. 11.1.4 [6]  $\omega_0 = 0,3$  кПа);

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ , из п. 11.1.5 [6]  $z_e = h$ , т.к.  $h = 8,2 \text{ м} < 24 \text{ м} = d$ , тогда  $k(z_e) = 0,91$  из табл. 11.2 [6];

$c$  – аэродинамический коэффициент (п. 11.1.7 [6]).

Из прил. В.1.2 (табл. В.2) [6]  $c_e = 0,8$ ,  $c_j = -0,5$ .

Следовательно

$$\omega_m = 0,3 \cdot 0,91 \cdot 0,8 = 0,2084 \text{ кПа.}$$

Примечание 11.1.8 [6] гласит: при расчете одноэтажных железобетонных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету ме-

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

нее 1,5, размещаемых в местностях типа В (п. 11.1.6 [6]), пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле:

$$\omega_p = \omega_m \xi(z_e) V, \quad (6.1.7)$$

где  $\xi(z_e)$  – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 или формуле (11.6) для эквивалентной высоты  $z_e$  (п. 11.1.5 [6]). Из табл. 11.4 [6]  $\xi(z_e) = 0,79$ ;

$V$  – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (из п. 11.1.11 [6]  $V = 0,78$ ).

Тогда

$$\omega_p = 0,2084 \cdot 0,79 \cdot 0,78 = 0,1284 \text{ кПа},$$

следовательно

$$\omega = 0,2084 + 0,1284 = 0,34 \text{ кПа}.$$

Ветровая нагрузка, приложенная к одной точке, будет равняться:

$$F_B = \omega \cdot A = 0,34 \cdot (24 \cdot 8,2) = 66,9 \text{ кН}.$$

### 6.1.2 Проверка на прочность

Нормальные напряжения в резиновых опорных частях от расчётной вертикальной нагрузки определяется по формуле (п. 7.2.1 [10]):

$$\sigma_d = \frac{F_d}{A_p} \leq R_c, \quad (6.1.8)$$

где  $F_d$  – вертикальная реакция от расчётной вертикальной нагрузки. Она будет равняться:

$$F_d = \frac{2 \cdot F_{с.вес} \cdot 1,2 + D_{max} \cdot 1,2}{2} = \frac{2 \cdot 44,9 \cdot 1,2 + 201,97 \cdot 1,2}{2} = 175 \text{ кН};$$

$A_p$  – площадь резиновой (неопреновой) прокладки, равная  $A_p = 0,2 \cdot 0,45 = 0,09 \text{ м}^2$ .

$R_c$  – расчётное сопротивление резиновых опорных частей при осевом сжатии, принимается равным 15 МПа по п. 7.1.2 [4].

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					111
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

Тогда

$$\sigma_d = \frac{350 \cdot 10^{-3}}{0,09} = 1,94 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа.}$$

Резиновая прокладка выдержит нагрузку на осевое сжатие.

Касательные напряжения, возникающие в резине опорной части от расчётных нагрузок, должны удовлетворять условию (п. 7.2.2 [10]):

$$\tau_d = \tau_{v,d} + \tau_{h,d} + \tau_{\nu,d} \leq R_{сдв}, \quad (6.1.9)$$

где  $\tau_{v,d}$ ,  $\tau_{h,d}$  – касательные напряжения соответственно от расчётной вертикальной и горизонтальной нагрузок;

$\tau_{\nu,d}$  – касательные напряжения, возникающие в результате поворота верхней плоскости опорной части относительно нижней от расчётных нагрузок и воздействий, в данном случае отсутствует.

$R_{сдв}$  – расчётное сопротивление резины сдвигу при внецентренном сжатии опорных частей со сдвигом, принимается 5 МПа (по п. 7.1.1 [10]).

Касательные напряжения от расчётной вертикальной нагрузки определяется по формуле:

$$\tau_{v,d} = \frac{1,5F_d}{\beta A_p}, \quad (6.1.10)$$

где  $\beta$  – коэффициент формы резиновой опорной части, равный

$$\beta = \frac{ab}{2c_p(a + b)},$$

где  $a, b, c_p$  – соответственно длина, ширина и толщина резиновой опорной части,

тогда

$$\beta = \frac{450 \cdot 200}{2 \cdot 10 \cdot (450 + 200)} = 6,9.$$

Тогда

$$\tau_{v,d} = \frac{1,5 \cdot 175}{6,9 \cdot 0,09} = 0,423 \text{ МПа.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР					112
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		



Касательные напряжения от расчётной горизонтальной нагрузки определяется по формуле:

$$\tau_{h,d} = \frac{F_{h,d}}{A_p}, \quad (6.1.11)$$

где  $F_{h,d}$  – расчётное усилие от торможения, силы ветра, центробежной силы и поперечных ударов подвижной нагрузки, будет равна:

$$F_{h,d} = \frac{T_k \cdot 1,2 + 1,4 \cdot F_{в}/2}{2} = \frac{13,45 \cdot 1,2 + 1,4 \cdot 66,9/2}{2} = 31,5 \text{ кН.}$$

Следовательно

$$\tau_{h,d} = \frac{31,5 \cdot 10^{-3}}{0,09} = 0,35 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$\tau_d = 0,423 + 0,35 + 0 = 0,773 \text{ МПа} < 5 \text{ МПа.}$$

Резиновая прокладка выдержит нагрузку от касательных напряжений.

### 6.1.3 Деформации и перемещения

Деформация сжатия резиновых опорных частей определяется по формуле (п. 7.3.1 [10]):

$$\Delta = \frac{F_{v,n}h}{EA_p}, \quad (6.1.12)$$

где  $F_{v,n}$  – вертикальная опорная реакция от временной подвижной нормативной нагрузки;

$h$  – толщина резиновой прокладки, равна 10 мм;

$E$  – модуль упругости при сжатии резиновых опорных частей.

Модуль упругости при сжатии резиновых опорных частей определяется по формуле (п. 7.1.7 [10]):

$$E = 76,5G(\beta - 1,1), \quad (6.1.13)$$

где  $G$  – модуль сдвига резины при температуре  $-20$  °С из табл. 7 [10] равен 0,9 МПа.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
			<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>					113
			Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.		

Модуль упругости будет равен:

$$E = 76,5 \cdot 0,9 \cdot (6,9 - 1,1) = 399,3.$$

Деформация сжатия опорных частей по формуле (6.1.12) будет равняться:

$$\Delta = \frac{\frac{201,97}{2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-2}}{399,3 \cdot 0,09} = 6,7 \cdot 10^{-5} \text{ м} = 0,067 \text{ мм.}$$

Тангенс угла сдвига опорной части как следствие смещения опорного узла пролётногo строения относительно опоры при воздействии постоянных нагрузок и температуры принимается равным 0 (п. 7.3.2 [10]):

$$\text{tg}\gamma_{g,n} = 0.$$

Тангенс угла сдвига опорной части при действии на нее нормативной нагрузки определяется по формуле (п. 7.3.3 [10]):

$$\text{tg}\gamma_{v,n} = \frac{F_{h,d}}{A_p G'} \quad (6.1.14)$$

следовательно

$$\text{tg}\gamma_{v,n} = \frac{31,5 \cdot 10^{-3}}{0,09 \cdot 0,9} = 0,389.$$

Деформация сдвига опорных частей при действии горизонтальных нагрузок и воздействий в случае, когда суммарная толщина резины не превышает 0,2 длины меньшей стороны опорной части, не должна превышать  $\text{tg}\gamma = 0,7$  (п. 7.1.3 [10]).

Тангенс угла сдвига опорной части вычисляется по формуле:

$$\text{tg}\gamma = \text{tg}\gamma_{g,n} + \text{tg}\gamma_{v,n} = 0 + 0,389 = 0,389 < 0,7.$$

Деформация сдвига в допустимых пределах.

Отсутствие скольжения пролетных частей по опорным частям и опорных частей проверяют по формуле (п. 7.3.6 [10]):

$$\frac{F_{h,d}}{F_d \mu_p} \leq 0,9, \quad (6.1.15)$$

где  $\mu_p$  – коэффициент трения резины НО-68-1 по бетону и стали, принимаемый по формуле:

$$\mu_p = 0,1 + \frac{0,8}{\sigma_d} = 0,1 + \frac{0,8}{1,94} = 0,51.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Тогда

$$\frac{31,5 \cdot 10^{-3}}{0,175 \cdot 0,51} = 0,35 \leq 0,9.$$

Проскальзывания нет.

### 6.1.4 Расчет анкеровки опорных частей

Проверка возможности установки опорных частей без прикрепления к пролетному строению и опорам выполняется по формуле (п. 11.4 [10]):

$$k_n \cdot V_{xy} \leq \mu_n \cdot F_{\max(\min)}, \quad (6.1.16)$$

где  $k_n$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,5 для максимального и 1 для минимального значения опорной реакции;

$V_{xy}$  – равнодействующая горизонтальная сила, соответствующая опорной реакции;

$F_{\max(\min)}$  – максимальное или минимальное значение вертикальной опорной реакции;

$\mu_n$  – коэффициент трения, принимаемый равным 0,3 для контактной пары сталь–бетон.

При максимальном значении вертикальной опорной реакции (нагрузки от собственного веса балок и крановой максимальной):

$$1,5 \cdot 31,5 \leq 0,3 \cdot 175;$$

$$47,25 \text{ кН} < 52,5 \text{ кН},$$

При максимальном значении вертикальной опорной реакции анкеровка не требуется.

При минимальном значении вертикальной опорной реакции (только при ветровой нагрузке):

$$1 \cdot \frac{66,9 \cdot 1,4}{4} \leq 0,3 \cdot \frac{2 \cdot 44,9 \cdot 1,2 + 51,81 \cdot 1,2}{2};$$

$$23,42 \text{ кН} \leq 25,49 \text{ кН},$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								115
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		

При минимальном значении вертикальной опорной реакции анкеровка не требуется.

### **Вывод по ручному расчету**

Резиновая прокладка выдерживает нагрузку на осевое сжатие и касательное напряжение.

Нормальное напряжение в прокладке – 1,94 МПа.

Касательное напряжение – 0,773 МПа.

Деформация сдвига составляет  $\text{tg}\gamma = 0,389$ , что подразумевает сдвиг по оси X верхней грани прокладки на 3,89 мм относительно нижней, при этом проскальзывания прокладки не наблюдается.

Деформация сжатия составляет 0,067 мм.

Расчет показал, что анкеровка для узла не требуется.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
									116
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>			

## 6.2 Расчет методом конечных элементов

### 6.2.1 Допуски к расчету методом конечных элементов

#### График деформирования бетона В40

В качестве графика деформирования выбрана трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона.

Определяются параметры в приведенной диаграмме.

#### График деформирования бетона для расчета по прочности

Из п. 6.1.11 [1] расчетное значение сопротивления бетона  $R_b$  для класса бетона В40 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно 22 МПа (табл. 6.8).

Из п. 6.1.20 [1] при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{b1}$  принимаются:

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b, \quad (6.2.1)$$

тогда

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot 22 = 13,2 \text{ МПа.}$$

Значение относительной деформации  $\varepsilon_{b1}$  принимается:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}, \quad (6.2.2)$$

где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии. Его значение принимается для класса бетона В40 согласно таблице 6.11 (п. 6.1.15 [1]) –  $3,9 \cdot 10^7$  кН/м<sup>2</sup>.

Тогда

$$\varepsilon_{b1} = \frac{13,2 \cdot 10^3}{3,6 \cdot 10^7} = 0,000367.$$

Из п. 6.1.14 [1] значение предельных относительных деформаций тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки принимается согласно таблице 6.10 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды. По табл. 4.1 [3] относительная среднемесячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца в г. Челябинск равна 69%.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист

Тогда согласно табл. 6.10 [1]:

$$\varepsilon_{b0} = 0,0034;$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,0048.$$

Диаграмма сжатия бетона располагается в III четверти графика.

Диаграмма растяжения бетона будет выглядеть аналогично, но располагаться в I четверти графика.

Из п. 6.1.11 [1] расчетное значение сопротивления бетона  $R_{bt}$  для класса бетона В40 по прочности на сжатие для предельных состояний первой группы равно 1,4 МПа (табл. 6.8).

Из п. 6.1.20 [1] при трехлинейной диаграмме значение напряжений  $\sigma_{bt1}$  принимаются:

$$\sigma_{bt1} = 0,6 \cdot 1,4 = 0,84 \text{ МПа.}$$

Из п. 6.1.22 [1] значение относительной деформации  $\varepsilon_{bt1}$  принимается:

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{E_{bt}}, \quad (6.2.3)$$

где  $E_{bt}$  – начальный модуль упругости бетона при растяжении. Его значение определяется по п. 6.1.15 [1]:

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (6.2.4)$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно табл 6.12 [1]. Для бетона класса В40 при относительной влажности воздуха окружающей среды 69%  $\varphi_{b,cr} = 1,9$ .

Начальный модуль упругости бетона при растяжении равен:

$$E_{bt} = \frac{3,9 \cdot 10^7}{1 + 1,9} = 1,24 \cdot 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Тогда

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{0,84 \cdot 10^3}{1,24 \cdot 10^7} = 0,678 \cdot 10^{-4} = 0,0000678.$$

Значения  $\varepsilon_{b0}$  и  $\varepsilon_{b2}$  определяются по табл. 6.10 [1] для растяжения аналогично как и для сжатия:

$$\varepsilon_{bt0} = 0,00024;$$

$$\varepsilon_{bt2} = 0,00031.$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Данные значения заносятся в параметры материала (раствора) в ПК «Лири-САПР». Параметры материала бетона В40 представлены рисунком 6.2.1.

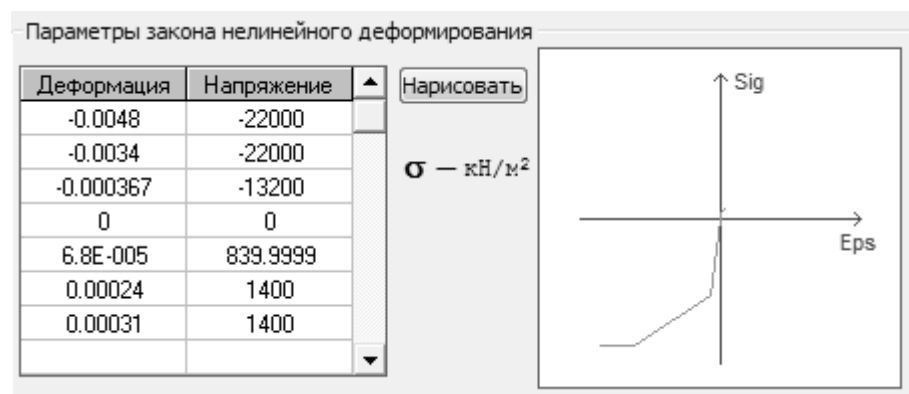


Рисунок 6.2.1 – Закон нелинейного деформирования материалов для раствора (бетона В40)

**Свойства неопреновой прокладки** принимаются упругими. Задаются: модуль упругости  $E = 399300 \text{ кН/м}^2$ ; коэффициент Пуассона – 0,5.

### 6.2.2 Расчет модели из пластинчатых конечных элементов

Для второго расчета узла в ПК «Лири-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из пластинчатых конечных элементов (КЭ).

Пластинчатые КЭ моделируют консоль, края двух опирающихся балок, неопреновую прокладку и раствор, которым заливаются отверстия в балках. На расстоянии 800 мм от края каждой балки моделируется оставшаяся ее часть стержневым КЭ, прикрепленным к пластинчатой части абсолютно жестким телом. На опоре консоли устанавливаются связи по осям X, Z, Uy. Анкер моделируется стержневым КЭ.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	

## Жесткости

Пластинчатым КЭ присваивается жесткость (толщина пластины 500 мм).

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетонных элементов. Для остальных задаются упругие свойства.

## Нагрузки

### Назначение собственного веса

На пластинчатую РС собственный вес назначается в виде равномерно распределенной нагрузки 7,64 кН/м из ручного расчета.

### Назначение крановой нагрузки

Крановая нагрузка накладывается вертикальной на узлы, соответствующие местам опоры колес крана по ручному расчету.

### Назначение тормозной нагрузки

Тормозная нагрузка накладывается на те же узлы, что и крановая, но горизонтально вправо/влево по ручному расчету.

### Назначение ветровой нагрузки

Кратковременная ветровая нагрузка назначается горизонтально на самый правый/левый узел каждой из балок по ручному расчету.

## 6.2.3 Расчет модели из объемных конечных элементов

Для второго расчета узла в ПК «Лира-САПР» моделируется расчетная схема (РС) из объемных конечных элементов (КЭ).

Объемные КЭ моделируют консоль, края двух опирающихся балок, неопределенную прокладку и раствор, которым заливаются отверстия в балках. На расстоянии 800 мм от края каждой балки моделируется оставшаяся ее часть стержневым

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										120



КЭ, прикрепленным к объемной части абсолютно жестким телом. На опоре консоли устанавливаются связи по осям X, Z, Uy. Анкер моделируется стержневым КЭ.

### Жесткости

Объемным КЭ присваивается жесткость.

При этом для нелинейного расчета ставится «учет нелинейности» и задаются параметры материала для бетонных элементов. Для остальных задаются упругие свойства.

### Нагрузки

#### Назначение собственного веса

На пластинчатую РС собственный вес назначается автоматически, на стержневую часть накладываемая нагрузка 7,64 кН/м из ручного расчета.

#### Назначение крановой нагрузки

Крановая нагрузка накладываемая равномерно распределенной вертикально на площади, соответствующие местам опоры колес крана по ручному расчету.

Для определения площади наложения нагрузки, используется п. 8.2.2 [11].

На рисунке 6.2.2 представлена схема распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки.

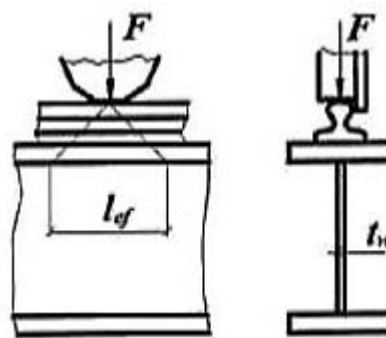


Рисунок 6.2.2 – Схема распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Условная длина распределения нагрузки определяется по формуле (6.2.1):

$$l_{ef} = b + 2h, \quad (6.2.1)$$

где  $b$  – ширина рельса, по [12] равен 114 мм.

$h$  – размер, равный расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, равен 140 мм.

Тогда

$$l_{ef} = 114 + 2 \cdot 140 = 394 \text{ мм.}$$

Площадь распределения нагрузки равна

$$S = b \cdot l_{ef} = 114 \cdot 394 = 44914 \text{ мм}^2 = 0,045 \text{ м}^2.$$

#### Назначение тормозной нагрузки

Тормозная нагрузка накладывается на те же площади, что и крановая, но горизонтально вправо/влево по ручному расчету.

#### Назначение ветровой нагрузки

Кратковременная ветровая нагрузка назначается горизонтально на самый правый/левый узел каждой из балок по ручному расчету.

#### **Выводы по расчету**

Ручной расчет показал, что резиновая прокладка выдерживает нагрузку на осевое сжатие и касательное напряжение.

Деформация сдвига составляет  $\text{tg} \gamma = 0,389$ , что подразумевает сдвиг по оси  $X$  верхней грани прокладки на 3,89 мм относительно нижней, при этом проскальзывания прокладки не наблюдается.

Деформация сжатия составляет 0,067 мм, что входит в допустимые пределы.

Расчет показал, что анкеровка для узла не требуется.

Рассматриваются результаты расчетов на двух основных этапах – на этапе монтажа узла и на этапе эксплуатации (т.е. минимальная и максимальная нагрузка).

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист	
								122
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР		

При монтаже узла, т.е. при нагрузках от собственного веса подкрановых балок, наблюдается незначительный сдвиг по оси X подкрановых балок в сторону центров их пролетов.

Наиболее неблагоприятное воздействие при эксплуатации на расчетные схемы оказывает максимальная нагрузка от тележки крана и тормозная нагрузка от крана влево.

При этом существенное отличие в схемах не позволяет полноценно сравнивать результаты – в плоской схеме неопренивая прокладка «жестко» прикреплена к бетонным элементам, а в объемной схеме ее отделяют от бетона элементы сцепления. Разумеется, это отразилось и на результатах расчета. Достаточно того, что при эксплуатации левая подкрановая балка в плоской схеме сдвигается на 344 мм, а в объемной – на 187 мм.

Расчету узла еще требуется дополнительные исследования, создание различных вариантов нелинейно-деформируемых моделей, возможно, проверка ручного расчета.

Инд. № подл.	Подп. и дата					Взам. инв. №
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b> Лист 123

## ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

В ходе выполнения выпускной квалификационной работы (ВКР) было выполнено следующее:

1. Произведены расчеты плиты покрытия нетипового сечения «Чайка» производства Eurocomp Ural по методике СП 63.133300.2018, а так же методом конечных элементов (МКЭ) в ПК «Лира-САПР».

Рассматривались результаты расчетов на двух основных этапах – на этапе изготовления плиты покрытия и на этапе эксплуатации.

При изготовлении, т.е. при нагрузках от собственного веса и обжатия, наблюдается значительный выгиб плиты. При эксплуатации наблюдается прогиб до 12,7 мм (ручной расчет), значение которого входит в допустимые (см. п. 4.1.3).

Результаты некоторых величин довольно близки. Но в основном результаты разнятся с разной погрешностью. Это говорит о том, что необходимо проверять ручной расчет на наличие возможных ошибок, а так же возможно необходима корректировка нелинейно-деформируемых моделей.

Результаты расчетов: ручного и МКЭ отображены на листах 5,6 формата А1.

2. Произведен расчеты узла опирания железобетонных подкрановых балок на неопределенную прокладку с анкерными стержнями по методике расчета опор мостовых конструкций ОДМ 218.2.002-2008, а так же методом конечных элементов (МКЭ) в ПК «Лира-САПР».

Рассматривались результаты расчетов на двух основных этапах – на этапе монтажа узла и на этапе эксплуатации (т.е. минимальная и максимальная нагрузка).

При монтаже узла, т.е. при нагрузках от собственного веса подкрановых балок, наблюдается незначительный сдвиг по оси X подкрановых балок в сторону центров их пролетов.

Наиболее неблагоприятное воздействие при эксплуатации на расчетные схемы оказывает максимальная нагрузка от тележки крана и тормозная нагрузка от крана влево.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР	Лист
										124

Существенное отличие в схемах не позволяет полноценно сравнивать результаты – в плоской схеме неопреновая прокладка «жестко» прикреплена к бетонным элементам, а в объемной схеме ее отделяют от бетона элементы сцепления.

Расчету узла еще требуется дополнительные исследования, создание различных вариантов нелинейно-деформируемых моделей (НДМ), возможно, проверка ручного расчета.

Результаты расчетов: ручного и МКЭ узла отображены на листе 7 формата А1.

В целом, данное исследование еще требует продолжения, а именно проверок ручного расчета и корректировок НДМ для расчета МКЭ с помощью ПК «Лира-САПР». Предполагаю, что выбирая из данных четырех вариантов расчета, проектировщик отдаст предпочтение одному из вариантов расчета МКЭ, а именно НДМ из плоских КЭ. На то есть несколько причин:

- в отличие от ручного расчета, расчет в ПК гораздо быстрее и эффективнее, исключает ошибки по причине «человеческого фактора»;

- в отличие от НДМ из стержневых КЭ, в плоской модели не нужно принимать слишком много допущений, поскольку первая так или иначе предполагает типовой вариант сечения. В плоской модели гораздо проще осуществить задумку. Вопрос уже в том, сколько допущений для плоской модели примет проектировщик. Например, в плоской НДМ данной ВКР принято больше допущений, чем в работе Карякина А.А. кафедры СКис ЮУрГУ в г. Челябинск, что повлекло возможные расхождения в результатах расчетов;

- в отличие от НДМ из объемных КЭ, моделирование НДМ из плоских КЭ позволяет значительно сэкономить время, что является важным фактором на производстве, несмотря на то, что расчет НДМ из объемных КЭ может дать более точный результат.

Таким образом, при выполнении данной ВКР достигнуты все поставленные цели.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Лист
<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>									

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003;
- 2 ГОСТ Р 53772-2010 «Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные». Технические условия (с Изменением N 1);
- 3 СП 131.13330.2016 «Строительная климатология». Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*;
- 4 Методическое пособие к СП 63.13330 по расчёту предварительно напряжённых железобетонных конструкций;
- 5 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*;
- 6 ГОСТ 15588-86 от 1986-07-01 Плиты пенополистирольные. Технические условия;
- 7 459-18-АР Проектная документация. Производственно-складское здание. г. Челябинск, поселок Водрем 40, дом 25;
- 8 459-18-КР Проектная документация. Производственно-складское здание. г. Челябинск, поселок Водрем 40, дом 25;
- 9 Горев В.В. «Металлические конструкции. Том 2» 2004;
- 10 ОДМ 218.2.002-2008 «Рекомендации по проектированию и установке полимерных опорных частей мостов;
- 11 СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*» (с Поправкой, с Изменениями N 1, 2);
- 12 ГОСТ 7173-54 «Рельсы железнодорожные типа Р43 для путей промышленного транспорта. Конструкция и размеры».

Взам. инв. №		Подп. и дата		Инв. № подл.			Лист
						<b>ФТТ-408.08.03.01.2020.252.ПЗ ВКР</b>	126
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		