

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

*Пособие к выполнению 2-го
курсового проекта по курсу
"Железобетонные конструкции" для студентов
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

ЧАСТЬ 1

Брест 2014

УДК 624.012 (07)

ББК 38.626.2.я73

Ш18

Рецензенты: зав.НИЛ металлических конструкций
и арматурных изделий в конструктивных системах
зданий и сооружений РУП «Институт БелНИИС»
к.т.н. **Щербач А.В.**

начальник отдела исследований и испытаний строительных
конструкций Республиканского научно-исследовательского и
опытно-конструкторского предприятия «Научно-технический
центр» г. Брест, к.т.н. **Лебель А.В.**

Шалобыта Н.Н., Малиновский В.Н.

Ш 18 Расчет и конструирование предварительно напряженных железобетонных ферм:
пособие к выполнению II-го курсового проекта по курсу "Железобетонные
конструкции" специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения. –
Брест: Из-во БрГТУ, 2014. – С. 104.

ISBN 978-985-493-283-5

Пособие содержит примеры расчета и конструирования предварительно напряженных железобетонных несущих конструкций покрытий ОПЗ, подлежащих расчету во II курсовом проекте и в дипломном проектировании. При подготовке примеров приведены рекомендации по расчету и конструированию предварительно напряженных железобетонных сегментной и безраскосной ферм, двухшарнирной арки с затяжкой и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01 и ТКП EN 1992-1.

Пособие предназначено для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом и дипломном проектировании студентами других специальностей строительного факультета. Издастся в 2-х частях. Часть 1.

Ил. 13, список литературы: источников 7.

УДК 624.012 (07)

ББК 38.53.я73

ISBN 978-985-493-283-5

© Шалобыта Н.Н., 2014

© Малиновский В.Н., 2014

© Издательство БрГТУ, 2014

Оглавление

Введение	5
1. Общие указания по расчёту и конструированию	6
2. Расчёт и конструирование сегментной раскосной фермы	11
2.1. Исходные данные.....	11
2.2. Подсчёт нагрузок на ферму. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов	12
2.3. Определение усилий в элементах фермы.....	13
2.3.1. Этапы формирования расчетной схемы фермы:	14
2.4. Расчёт элементов фермы.....	21
2.4.1. Расчёт нижнего пояса фермы	21
2.4.1.1. Расчет по предельным состояниям первой группы	21
2.4.1.2. Расчет по предельным состояниям второй группы	21
А. Подсчёт потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.....	21
Б. Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси элемента.....	24
2.4.2 Расчёт верхнего пояса фермы.....	25
2.4.3 Расчёт элементов решётки.....	26
2.4.3.1. Расчет по предельным состояниям первой и второй групп растянутых элементов фермы	26
2.4.3.2. Расчет по предельным состояниям первой группы сжатых элементов фермы	28
2.5. Проектирование опорного узла фермы.	30
2.5.1 Конструирование опорного узла.....	30
2.5.2 Расчёт опорного узла.....	34
2.5.3 Расчёт промежуточного узла.....	35
3. Расчёт и конструирование безраскосной фермы.....	37
3.1. Исходные данные.....	37
3.2. Подсчёт нагрузок на ферму. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов	38
3.3. Определение усилий в элементах фермы.....	39
3.4. Расчёт элементов фермы.....	42
3.4.1. Расчёт верхнего пояса фермы.....	42
3.4.2. Расчёт нижнего пояса фермы	47

3.4.2.1. Расчет по предельным состояниям первой группы	47
3.4.2.2. Расчет по предельным состояниям второй группы	49
А. Подсчёт потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.....	49
Б. Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента	52
В. Расчёт по раскрытию нормальных трещин.....	53
3.4.3.Расчёт стоек фермы	54
4 Расчет и конструирование арки.....	60
4.1 Исходные данные.....	60
4.2 Подсчёт нагрузок на арку. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов	60
4.3 Геометрические характеристики арки.....	62
4.4 Определение усилий в элементах арки	64
4.5 Расчет элементов арки.....	68
4.5.1 Расчёт верхнего пояса арки	68
4.5.1.1 Расчет первого звена арки	68
4.5.1.2 Расчёт по первому сочетанию усилий.....	68
4.5.1.3 Расчёт второго звена арки.....	73
4.5.1.3 Расчёт третьего звена арки	77
4.5.1.5 Расчёт арки из плоскости изгиба	80
4.5.1.6 Расчёт на действие поперечной силы.....	81
4.5.2 Расчёт подвески	82
4.5.3 Расчёт затяжки арки	82
4.5.3.1 Расчёт по предельным состояниям первой группы	82
4.5.3.2 Расчёт по предельным состояниям второй группы	82
Литература.....	87
Приложение 1	88
Приложение 2	90
Приложение 3	96
Приложение 4	97

Введение

В строительстве с целью индустриализации выполнения работ по возведению промышленных сооружений каркасного типа широкое применение получили одноэтажные рамные конструкции, изготавливаемые из сборных железобетонных элементов. В сборных П-образных рамах сравнительно просто выполняется заделка колонн в фундаментах стаканного типа и намного сложнее жесткое сопряжение колонны и ригеля. Поэтому в строительной практике часто применяют рамные конструкции одноэтажных промышленных зданий, у которых ригель соединен с колонной шарнирно. В ригелях принятой конструкции продольные сжимающие силы оказываются незначительными, ими, как правило, пренебрегают и рассчитывают ригель как самостоятельный элемент, производя его статический расчет по схеме однопролетной свободно опертой балки. В качестве ригеля используют балки таврового (двутаврового) сечения, фермы или арки с затяжкой.

При пролетах 18 и 24 м железобетонные фермы экономичнее железобетонных балок по расходу стали и бетона. По сравнению со стальными фермами железобетонные имеют расход стали в 2 раза меньше, однако трудоемкость изготовления и стоимость железобетонных ферм больше, чем стальных. При пролетах 30 м и более железобетонные фермы применяются, когда технико-экономический расчет подтверждает целесообразность этого. Очертание верхнего и нижнего поясов существенно влияет на статическую работу фермы. В сегментных и арочных фермах усилия в верхнем и нижнем поясах почти одинаковы, а решетка фермы мало загружена, что предопределяет экономическую целесообразность их применения.

Применение безраскосных ферм позволяет использовать межферменное пространство для прокладки технологических коммуникаций. Безраскосная ферма менее трудоемка в изготовлении по сравнению с раскосной из-за сложности конструкции узлов, но имеет больший расход бетона.

Наиболее распространены в качестве основных элементов покрытий при пролётах более 24 м сборные двухшарнирные арки с затяжкой, являющиеся статически неопределимой системой с одной неизвестной, обычно распором. Проектируются двухшарнирные арки пологими со стрелой подъёма $1/5+1/9$ пролёта, чаще параболического очертания, при котором ось арки близка к кривой давления, и, следовательно, изгибающие моменты в сечениях арки минимальны.

Данные методические указания предназначены в помощь студентам, выполняющим второй курсовой проект по курсу «Железобетонные конструкции», одним из разделов которого является расчет предварительно напряженного элемента, а также могут быть полезны в дипломном проектировании. Указания содержат рекомендации по определению армирования в элементах ферм и арок с последующей проверкой по предельным состояниям первой и второй групп на воздействие внешних расчетных нагрузок и усилий предварительного обжатия.

1. Общие указания по расчёту и конструированию

Железобетонные предварительно напряженные стропильные фермы нашли широкое применение в качестве ригелей покрытий промышленных зданий при пролетах 18, 24, и 30 м при шаге колонн 6 и 12 м. Фермы устанавливают на колонны или крепят к подстропильным фермам с помощью анкерных болтов или сварки закладных опорных элементов. По фермам укладывают плиты покрытий или другие конструктивные элементы кровли.

Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Для одноэтажных промышленных зданий со скатной кровлей наиболее предпочтительными по экономическим показателям и схеме статической работы являются сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания фермы и безраскосные фермы арочного очертания.

Фермы полетом 18 и 24 м изготавливаются цельными, пролетом 30 м – цельными или из двух полуферм. Решетку полуферм следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса составных ферм для удобства монтажа был выносным, т.е. располагался между узлами. Способы бетонирования ферм и натяжения арматуры определяются условиями изготовления.

Высоту фермы в середине пролёта назначают равной $1/7+1/9$ пролёта. Во избежание воздействия внеузловой нагрузки при применении панелей покрытия шириной 3 м длину панели верхнего пояса принимают равной 3 м. Ширина сечений всех элементов фермы принимается одинаковой и равной **240+280 мм** – раскосных ферм и **200+350 мм** – безраскосных ферм, что достаточно для опирания плит покрытия пролётом 6 и 12 м. Высота поперечных сечений верхних и нижних поясов принимается равной **180+460 мм** и диктуется условиями прочности и размещения напрягаемой арматуры. Высота поперечного сечения стоек соответственно стоек (раскосов) и поясов. В целях унификации размеры поперечных сечений элементов типовых ферм пролётами 18 и 24 м определяются в зависимости от типов опалубки, зависящих от нагрузки на покрытие и шага ферм. Типы опалубки и унифицированные размеры сечений элементов раскосных и безраскосных ферм в курсовом проекте следует назначать используя рекомендации таблиц 1–4.

Верхний пояс, стойки и раскосы ферм армируют пространственными сварными каркасами. Продольные стержни каркаса верхнего пояса выполняют из стали классов S400 и S500, стоек и раскосов – из стали классов S400, S240. Поперечные стержни, в большинстве случаев, принимают из стали классов S500 и S240.

Нижний растянутый пояс и наиболее нагруженные растянутые раскосы проектируют предварительно напряженными с натяжением арматуры, как правило, на упоры. В качестве напрягаемой арматуры может применяться канатная, стержневая и проволочная арматура. Монтажную арматуру нижнего пояса проектируют в виде пространственного каркаса, составленного из двух половинок. Продольную и поперечную арматуру каркаса нижнего пояса выполняют из арматуры класса S240 или S500.

При армировании сечений элементов ферм необходимо иметь в виду, что диаметр продольных стержней должен быть не менее 12 мм, а расстояние между осями стержней – не более 400 мм. Как правило, наименьший расход арматурной стали получается при несимметричном армировании. На практике армирование внецентренно сжатых элементов (содержание арматуры в сечении) составляет $0.005 \div 0.012$, а максимально предельным считается **0.05**.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки. Узел фермы, включающий уширение, армируют окаймляющими стержнями диаметром **10+18 мм** и вертикальными поперечными стержнями диаметром **6+10 мм** с шагом **100+150 мм**, объединенных в сварные боковые каркасы. Анкеровка продольной арматуры растянутого элемента решетки в бетоне узла обеспечивается периодическим профилем поверхности стержней и анкеров в виде коротышей, петель, высаженных головок и поперечных стержней.

Опорный узел фермы для обеспечения надёжной работы под нагрузкой дополнительно армируют продольной и поперечной арматурой, которые объединяются в боковые обхватывающие каркасы. С целью обеспечения надёжной анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры на опорном участке узла устраивают пространственную обойму, состоящую из листа и стержней опорной закладной детали, гребёнок и сеток косвенной арматуры. В месте сопряжения опорного узла и нижнего пояса возникает концентрация напряжений. Для ограничения ширины раскрытия трещин в месте сопряжения устанавливают гнутую сетку.

Нагрузки всех видов передаются на пояс фермы в виде сосредоточенных сил в местах опирания рёбер плит покрытия, стоек фонаря, мест крепления связей и мест крепления различных грузов. При составлении расчётной схемы ферм делаются следующие допущения:

- каждый стержень фермы заменяется его геометрической осью;
- стержни, образующие узел, сходятся в одной точке – в центре узла, взаимное соединение стержней шарнирное;
- все нагрузки, приложенные в плоскости фермы, сосредотачиваются в узлах.

Статический расчёт фермы выполняется одним из методов строительной механики. Усилия в элементах ферм, как правило, определяются для нескольких схем загрузки снеговой нагрузкой в зависимости от профиля и месторасположения фермы в покрытии здания*.

В курсовом проекте расчет элементов фермы по несущей способности сводится к подбору сечения арматуры. Подбор сечения бетона не производится, так как в целях унификации размеры элементов целесообразно принимать по типовым решениям.

Узлы ферм рассчитываются по несущей способности. При этом, если нижний пояс фермы армируется самоанкеривающейся арматурой, натягиваемой на опоры, то в опорном узле расчету на прочность подлежит поперечная арматура из условия обеспечения надежности заанкеривания продольной арматуры и прочности

* В курсовом проекте с целью уменьшения объема вычислений допускается рассматривать загрузку снегом по одной схеме – равномерное загрузку по всему пролету

по наклонному сечению. Остальную арматуру в опорном узле устанавливают по конструктивным соображениям.

В промежуточных узлах раскосных ферм, где анкеровка растянутых элементов решетки осуществляется за счет сцепления арматуры с бетоном, расчету подлежат поперечная арматура промежуточных узлов и стержни, окаймляющие узел. Помимо требований расчета армирование промежуточных узлов должно удовлетворять и конструктивным требованиям.

При пролётах 30 м и более в качестве стропильных конструкций покрытий при шаге колонн 12 м и 6 м применяются арки, так как по расходу материала и по трудоемкости изготовления становятся экономичнее ферм. Несмотря на то, что в практике строительства распространены различные по статической схеме работы железобетонные арки (двухшарнирные, трёхшарнирные и безшарнирные), наибольшее применение для покрытий одноэтажных промышленных зданий получили пологие сборные двухшарнирные арки с затяжками, которые являются один раз статически неопределимыми системами, малочувствительными к осадкам опор.

Двухшарнирные арки проектируют пологими со стрелой подъёма $1/5 \div 1/9$ пролёта L , чаще параболического очертания, при котором ось арки близка к кривой давления, и, следовательно, изгибающие моменты в сечениях арки минимальны. На практике для типизации конструкций, унификации блоков сборных арок и упрощения производства работ очертания осей пологих двухшарнирных арок принимают по дуге окружности.

Сечение сборных арок принимают прямоугольным или двутавровым. Высота сечения $h = (1/30 \div 1/40)$ пролёта L , ширина $b = (0.4 \div 0.5) h$, а размер стенки двутаврового сечения арки $b_w = 80 \div 100$ мм. Сборные блоки арки проектируют длиной по 6 м и соединяются при сборке путем ванной сварки выпусков рабочей арматуры с заделкой швов бетоном, или соединении блоков возможно также сваркой установленных в торцах закладных деталей.

Затяжки арок проектируют стальными или железобетонными. Стальные затяжки могут быть гибкими из стержней большого диаметра или жёсткими, из профильной стали. Концы таких затяжек приваривают к закладным деталям опорного узла, заделывают в опорный узел или выводят за торец опорного узла и закрепляют гайками. Железобетонная затяжка проектируется предварительно напряженной с натяжением арматуры, как правило, на упоры и является более эффективной, как по технологии изготовления, так и восприятию усилий. Железобетонные предварительно напряженные затяжки мало податливы, поэтому изгибающие моменты в арках от смещения опор на 30-45% меньше по сравнению со стальными затяжками. Размеры поперечного сечения железобетонной предварительно напряженной затяжки принимают 300÷500 мм и изготавливают их в виде цельного элемента с опорными блоками, что значительно повышает надёжность опорных узлов и обеспечивает требования по анкеровке растянутой арматуры затяжек в бетоне опорных узлов.

Арки армируют пространственными сварными каркасами. Продольные стержни каркаса выполняют из стали классов S400 и S500, поперечные – из стали классов S240 и S500. В качестве напрягаемой арматуры железобетонной

затяжки применяться высокопрочная стержневая или канатная арматура, а также высокопрочная проволочная с рассредоточением по сечению проволок.

Для уменьшения провисания затяжек в арках предусматривают металлические или железобетонные подвески через 3÷6 м по длине арки. Подвески крепят к арке и затяжке с применением сварки стальных закладных деталей.

Расчитывают арки на нагрузку от собственного веса, веса покрытия, нагрузку от снега и при необходимости от подвесного оборудования и опирания фонарей. При этом в расчётах учитывают сплошное равномерное распределённое постоянной нагрузки (от собственного веса арки и веса покрытия) и несколько схем загрузки снеговой нагрузкой: постоянная равномерно распределённая по всему пролету и односторонняя нагрузка на половине пролета. Нагрузки от подвесного оборудования и фонарей принимают в виде сосредоточенных сил в местах их крепления.

Статический расчёт арки выполняется методами строительной механики. В курсовом проекте расчет элементов арки по несущей способности сводится к подбору сечения арматуры. Подбор сечения бетона не производится, так как в целях унификации размеры элементов целесообразно принимать по типовым решениям.

Таблица 1 – Типы опалубки раскосных ферм

Пролёт и шаг ферм, м	Расчётная нагрузка, кН/м		Класс бетона	Тип опалубки
	полная	в том числе снеговая		
18×6	≤3.0	≤1.0	$C^{20} /_{25} ÷ C^{40} /_{50}$	1
	4.0	2.1		2
	5.0	1.0		1
		1.4+2.8		2
	6.0	1.4+2.8		2
7.0	2.1+2.8	2		
24×6	≤3.0	≤1.0	$C^{20} /_{25} ÷ C^{40} /_{50}$	1
	4.0	1.0		1
		1.4+2.1		2
	5.0	1.0		1
		1.4+2.8		2
	6.0	1.4+2.8		2
7.0	2.1+2.8	2		
18×12	≤3.0	1.0	$C^{20} /_{25} ÷ C^{40} /_{50}$	1
	4.0	1.0+2.1		2
		1.0		3
	5.0	1.4+2.8		2
		1.4+2.8	3	
7.0	2.1+2.8	$C^{30} /_{37} ÷ C^{40} /_{50}$	4	
24×12	≤3.0	1.0	$C^{20} /_{25} ÷ C^{40} /_{50}$	1
	4.0	1.0		1
		1.4+2.1		2
	5.0	1.0		3
		1.4+2.8		2
	6.0	1.4+2.8	3	
7.0	2.1+2.8	$C^{30} /_{37} ÷ C^{40} /_{50}$	4	

Таблица 2 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов раскосных ферм

Пролёт, м	Тип опалубки	Размеры сечений $b \times h$ (мм)			Масса фермы (т)
		Верхний пояс	Нижний пояс	Стойки и раскосы	
18	1	200×180	200×180	120×150	4.5
	2	250×180	250×200	120×150	6.0
	3	250×250	250×300	150×150	7.8
	4	300×250	300×320	150×150	9.4
24	1	250×200	250×220	150×150	9.2
	2	250×280	250×300	150×150	11.2
	3	300×300	300×360	150×200	14.9
	4	350×350	350×380	150×200	18.6

Примечание: h – размер в плоскости фермы, b – то же из плоскости фермы

Таблица 3 – Типы опалубки безраскосных ферм

Пролёт и шаг ферм, м $L \times B$	Расчётная нагрузка, кН/м^2		Класс бетона	Тип опалубки
	полная	в том числе снеговая		
18×6	≤3.0	≤1.0	$C^{20} /_{25} + C^{40} /_{50}$	1
	4.0	1.4		1
	5.0	2.1		2
	6.0	3.5		2
24×6	≤3.0	≤0.7	$C^{20} /_{25} + C^{40} /_{50}$	1
	4.0	2.1		1
	5.0	2.1		2
	6.0	2.1		2
18×12	≤3.0	1.0	$C^{20} /_{25} + C^{40} /_{50}$	3
	4.0			3
	5.0	1.4	$C^{20} /_{25} + C^{30} /_{37}$	4
		2.1		$C^{35} /_{45} + C^{40} /_{50}$
	6.0	2.1	$C^{20} /_{25} + C^{40} /_{50}$	4
	7.0	2.1	$C^{30} /_{37} + C^{40} /_{50}$	4
24×12	≤3.0	≤0.7	$C^{20} /_{25} + C^{40} /_{50}$	4
	4.0	1.4		4
	5.0	2.1		4
	6.0	2.1		5
	7.0	2.1		5

Таблица 4 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов безраскосных ферм

Пролёт, м	Тип опалубки	Размеры сечений, b × h (мм)			Масса фермы, т
		Верхний пояс	Нижний пояс	Стойки и раскосы	
18	1	240×200	240×220	240×250	6.5
	2	240×250	240×280	240×250	8.2
	3	280×250	280×280	280×250	9.2
	4	280×300	280×340	280×300	10.5
24	1	240×200	240×220	240×250	9.2
	2	240×250	240×280	240×250	10.5
	3	240×300	240×340	240×250	11.7
	4	280×300	280×340	280×300	14.2
	5	280×420	280×460	280×350	18.2

Примечание: *h* – размер в плоскости фермы, *b* – то же из плоскости фермы

Таблица 5 – Унифицированные размеры поперечных сечений элементов арок

Тип ригеля	Пролёт <i>L</i> , м	Шаг <i>f_p</i> , м	Высота, мм		Размеры сечения, мм			Масса, кН	Допускаемая нагрузка, кН/м ²
			на опоре, <i>h_o</i>	в коньке, <i>h_k</i>	верхней полки (пояса) <i>b_f' × h_f'</i>	нижней полки (пояса, затяжки) <i>b_f × h_f</i>	ребра (решетки), <i>b_w</i>		
Арки	24	6, 12	800	3450	300×600	300×300	80	170	≤6.0
	30	6, 12	800	4350	400×800	400×400	80	280	≤6.0
	36	6, 12	800	4700	500×1000	440×440	100	400	≤6.0

2. Расчёт и конструирование сегментной раскосной фермы

2.1. Исходные данные

Требуется рассчитать и законструировать сегментную предварительно напряжённую железобетонную ферму пролетом 24 м при шаге ферм 12 м под покрытие из крупнопенельных плит размером 3×12 м. Ферма изготавливается с монолитными поясами и закладной решеткой и предназначена для здания, возводимого в г. Бресте. Конструкция фермы предусматривает узловую передачу усилий. Натяжение арматуры производится на упоры стенда.

Все элементы фермы изготавливаются из тяжёлого бетона класса $C^{30/37}$, с расчетными характеристиками:

$$f_{ck} = 30 \text{ МПа}, f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ МПа}, f_{ctm} = 2.9 \text{ МПа},$$

$$f_{ctd} = \frac{0.21 \cdot f_{ctk}^2}{\gamma_c} = \frac{0.21 \cdot 30^2}{1.5} = 1.35 \text{ МПа}, E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \cdot 0.9 = 33.3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

(таблицы 2-1 и 2-2 Приложение 2).

В расчётное сопротивление бетона f_{cd} следует вводить коэффициент $\alpha = 1$, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ её приложения.

Применяемая арматура:

- напрягаемая – класса Y 1860С диаметром 5 мм со следующими характеристиками:

$$f_{p0.1k} = \frac{F_{p0.1k}}{A_{sp}} = \frac{31.4 \cdot 10^3}{19.63} = 1600 \text{ МПа}, f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1600}{1.25} = 1280 \text{ МПа},$$

$$E_{sp} = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа (таблица 2-4 Приложение 2).}$$

- ненапрягаемая – класса S500:

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}, f_{ywd} = 313 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$E_{sp} = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа (таблица 2-3 Приложение 2).}$$

2.2. Подсчёт нагрузок на ферму. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов

Номинальный пролёт фермы $l = 24 \text{ м}$, конструктивный размер $L = 23.94 \text{ м}$ расчётный пролёт $l_{off} = 24 - 2 \cdot 0.175 = 23.65 \text{ м}$. Расстояние между фермами вдоль здания $B = 12 \text{ м}$. Расстояние между узлами по верхнему поясу назначаем $l_1 = 3 \text{ м}$. Геометрическая схема фермы представлена на рисунке 1.

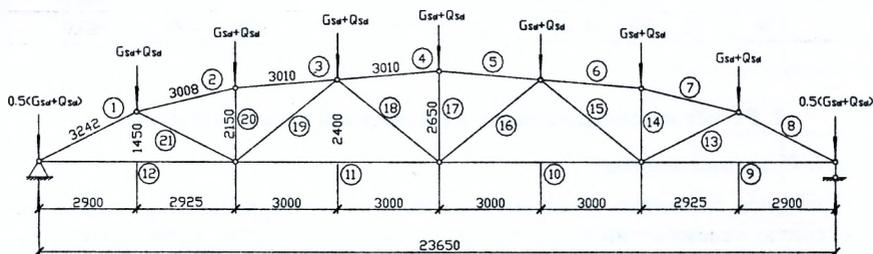


Рисунок 1 – Расчётная схема фермы и схема загрузки нагрузкой

При собственной массе фермы 149 кН , нагрузка на 1 метр длины фермы составит: $g_{sk,p} = \frac{149}{23.94} = 6.22 \text{ кН/м}^2$, на 1 м^2 покрытия – $g_{sk,p} = \frac{149}{23.94 \cdot 12} = 0.52 \text{ кН/м}^2$.

Состав и величины нагрузок на ферму от покрытия приведены в таблице 6.

Интенсивность снеговой нагрузки принимается в соответствии с требованиями норм [1, 3]. Нормативная снеговая нагрузка: $q_{sk}^s = 1.2 \text{ кН/м}^2$. Рассматриваем схему равномерного распределения снеговой нагрузки по всему пролёту.

При сетке колонн $L \times B = 24 \times 12 \text{ м}$ расчётной равномерно распределенной нагрузке на покрытие ($g_{sd} + q_{sd}$) = $3.14 + 0.52 \cdot 1.35 + 1.2 \cdot 1.5 = 5.64 \text{ кН/м}^2$, в том числе снеговой – $1.2 \cdot 1.5 = 1.8 \text{ кН/м}^2$, согласно табл. 1 принимается 3-й тип опалубки.

Таблица 6 – Подсчет нагрузок на 1 м² покрытия

Наименование воздействия (нагрузки)	Нормативное значение, кН/м ²	Коэффициент безопасности γ_F	Расчётное значение, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
Гидроизоляционный слой – 2 слоя битумно-полимерного материала	0.15	1.35	0.20
Утеплитель – жёсткие минераловатные плиты $\rho = 4 \text{ кН/м}^3$ $\delta = 100 \text{ мм}$	0.4	1.35	0.54
Пароизоляция – 1 слой битумно-полимерного материала	0.07	1.35	0.10
Железобетонная ребристая плита покрытия 3.0x12	1.7	1.35	2.3
Итого: g	$g_{sk} = 2.32$	–	$g_{sd} = 3.14$

По рекомендациям таблицы 2 принимаются следующие размеры поперечных сечений элементов:

- нижний пояс – $b \times h = 300 \times 360 \text{ мм}$, – верхний пояс – $b \times h = 300 \times 300 \text{ мм}$,
- раскосы и стойки – $b \times h = 150 \times 200 \text{ мм}$.

Узловая постоянная нагрузка на ферму составит:

– нормативное значение

$$G_{sk} = g_{sk} \cdot B \cdot l_1 + g_{sk} \cdot l_1 = 2.32 \cdot 12 \cdot 3 + 6.22 \cdot 3 = 102.2 \text{ кН.}$$

– расчётное значение

$$G_{sd} = g_{sd} \cdot B \cdot l_1 + g_{sk} \cdot l_1 \cdot \gamma_F = 3.14 \cdot 12 \cdot 3 + 6.22 \cdot 3 \cdot 1.35 = 138.3 \text{ кН.}$$

Узловая временная (снеговая) нагрузка на ферму:

– нормативное значение

$$Q_{sk} = q_{sk}^s \cdot B \cdot l_1 = 1.2 \cdot 12 \cdot 3 = 43.2 \text{ кН}$$

– расчётное значение

$$Q_{sk} = q_{sk}^s \cdot B \cdot l_1 \cdot \gamma_F = 1.2 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1.5 = 64.8 \text{ кН.}$$

2.3. Определение усилий в элементах фермы

Значение узловых нагрузок для определения расчётных сочетаний усилий:

а) при расчете по предельным состояниям первой группы:

– первое основное сочетание:

$$\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0 = 138.3 + 0.7 \cdot 64.9 = 183.7 \text{ кН,}$$

– второе основное сочетание:

$$\sum \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0 = 0.85 \cdot 138.3 + 64.8 = 182.4 \text{ кН}$$

К дальнейшим расчетам принимаем первое основное сочетание нагрузок.

б) при расчете по предельным состояниям второй группы:

– нормативное (редкое) сочетание: $G_{sk} + Q_{sk} = 102.2 + 43.2 = 154.4 \text{ кН}$,

– частое сочетание: $G_{sk} + \psi_2 \cdot Q_{sk} = 102.2 + 0.5 \cdot 43.2 = 123.8 \text{ кН}$.

– практически постоянное сочетание: $G_{sk} + \psi_2 \cdot Q_{sk} = 102.2 + 0.3 \cdot 43.2 = 115.2 \text{ кН}$.

Усилия в элементах фермы определены с помощью программы “ЛИРА”, имеющейся на кафедре СК.

2.3.1. Этапы формирования расчетной схемы фермы:

1) Запуск программы → LIRA.EXE

Файл → Новый.

2) Признак схемы (кнопка на панели инструментов)

В диалоговом окне укажите признак схемы по степеням свободы, а также задайте (для новой задачи) или измените (для существующей задачи) имя и шифр задачи, используемые расчетным процессором для формирования имен файлов результатов.

Признак схемы сегментной фермы – две степени свободы в узле (два перемещения) XOZ (рисунок 2).

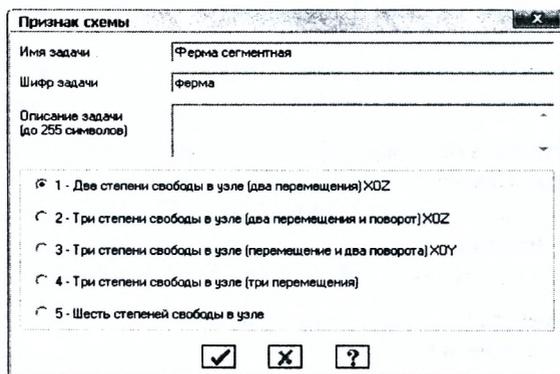


Рисунок 2 – Задание признака схемы фермы

В процессе формирования расчетной схемы фермы необходимо следить за системой координат. Выбираем изометрическую систему (стоит по умолчанию) (кнопка ) или проекцию на XOZ (кнопка ) .

3) Добавить узел (кнопка на панели инструментов)

Диалоговое окно (рисунок 3) предназначено для добавления узлов в расчетную схему и содержит 6 закладок. Выбираем закладку «по координатам».

Закладка «по координатам» – задает значения координат нового узла в соответствующих полях ввода (в метрах);

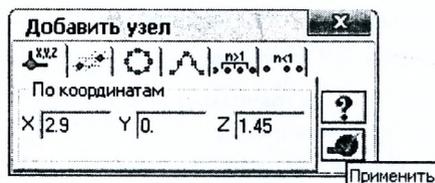


Рисунок 3 – Задание узлов фермы

Узлы фермы необходимо задавать в следующем порядке (рисунок 4):

- узлы верхнего пояса;
- узлы нижнего пояса.

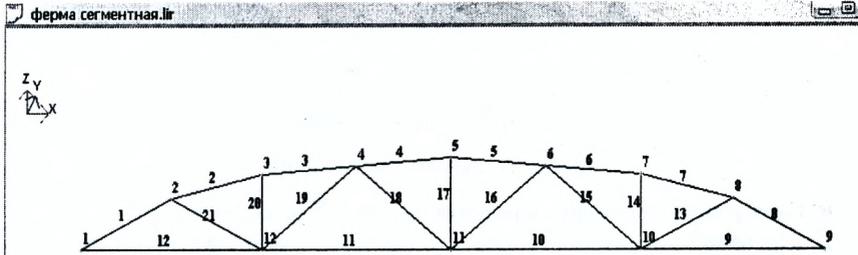


Рисунок 4 – Нумерация узлов и стержней схемы фермы

4) Добавить элемент (кнопка на панели инструментов)

Диалоговое окно (рисунок 5) предназначено для добавления элементов в расчетную схему и содержит 6 закладок. Выбираем закладку «добавить стержень». Закладка «добавить стержень», указав узлы курсором – устанавливает стержень между двумя существующими узлами.

При дальнейшей работе с элементами схемы фермы, их необходимо выделять. Для этого используем команды: «Отметка узлов» (кнопка ) и «Отметка элементов» (кнопка ) или через меню Выбор → «Отметка узлов», «Отметка элементов».

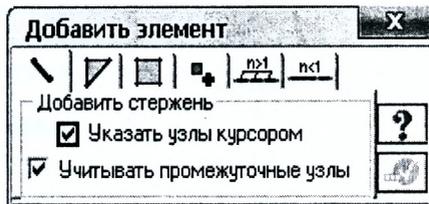


Рисунок 5 – Задание стержней фермы

5) Связи (кнопка на панели инструментов)

В диалоговом окне указываются направления, по которым требуется запретить перемещения узлов – X, Y, Z, UX, UY, UZ. Наличие необходимых связей фиксируется с помощью установки соответствующих флажков. Затем следует выполнить команду «Применить» для отмеченных узлов схемы. Удаление связей производится аналогично. Если в каком-либо узле задана локальная система координат узла, то связи будут наложены по направлениям осей локальной системы координат.

Для шарнирно неподвижной опоры (левая, рисунок 1) – запрещаем перемещения по X и Z, для шарнирно подвижной (правая, рисунок 1) – по Z (рис. 6).



Рисунок 6 – Задание связей фермы

б) Смена типа конечного элемента (кнопка  на панели инструментов)

Диалоговое окно предназначено для изменения типа уже заданных конечных элементов в соответствии с нумерацией типов в библиотеке конечных элементов. Окно содержит поле списка назначенных (уже задействованных в созданной схеме) типов, а также поле списка с 6-ю закладками для выбора нового типа из библиотеки в соответствии с количеством узлов в элементе.

Процедура смены типа производится следующим образом:

- открыть список назначенных типов, выбрать тип, подлежащий замене, и отметить его курсором;
- выполнить команду «Отметить», при этом на схеме будут выделены все элементы заменяемого типа;
- при помощи одной из закладок для выбора нового типа вызвать в поле списка перечень элементов из библиотеки и отметить требуемый новый тип;
- выполнить команду «Применить».

Для сегментной фермы применяем тип 1 – КЭ плоской фермы (рисунок 7).

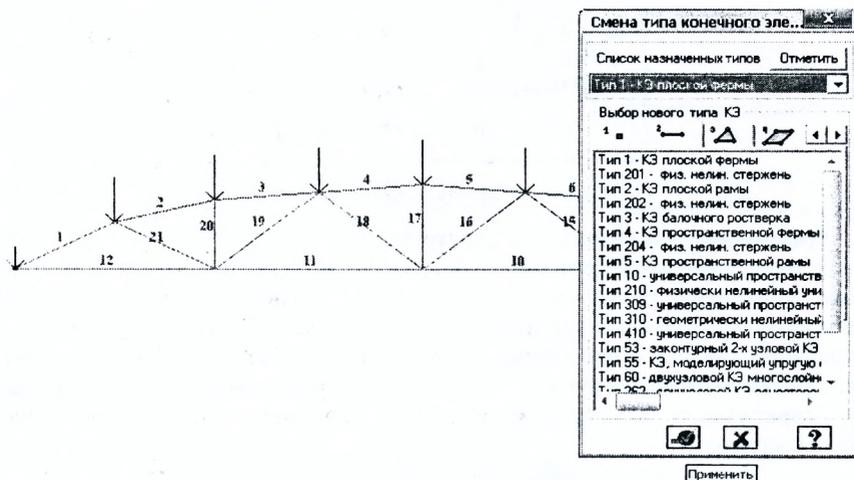


Рисунок 7 – Смена типа конечного элемента

7) Жесткости элементов (кнопка на панели инструментов)

Диалоговое окно «Жесткости» (рисунок 8) элементов предназначено для выбора требуемых типов (параметров) жесткости из библиотеки жесткостных характеристик и присвоения их конечным элементам схемы. Окно содержит поле для создания списка типов жесткости.

Здесь же находится поле установки текущего типа жесткости, к которому относятся кнопки:

- Отметить – для отметки элементов схемы, имеющих текущий тип жесткости;
- Назначить – для присвоения отмеченным элементам текущего типа жесткости;
- Отменить – для удаления типа жесткости с отмеченных элементов.

Щелчок на кнопку «Установить как текущий тип» назначает текущим отмеченный в списке типов жесткостей тип жесткости. При этом выбранный тип записывается в окне редактирования Текущий тип жесткости. Можно назначить текущий тип жесткости двойным щелчком на строке списка.

При нажатии кнопки «Добавить» диалоговое окно расширяется и в нем появляется библиотека жесткостных характеристик. В ней содержится три каталога:

- диалоговые окна для задания параметров стандартных типов сечений стержней из железобетона;
- диалоговые окна для задания характеристик из базы типовых сечений стального проката;
- диалоговые окна для задания параметров пластин и объемных элементов, а также численных жесткостных параметров, соответствующих некоторым типам конечных элементов.

Двойной щелчок на выбранном элементе графического списка открывает соответствующее диалоговое окно для задания жесткостных характеристик.

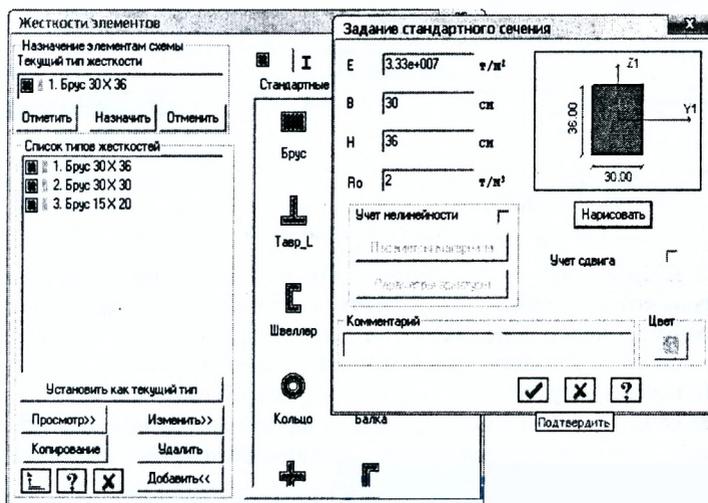


Рисунок 8 – Выбор жесткости конечного элемента

8) Выбор загрузки (кнопка на панели инструментов)

В диалоговом окне задается номер текущего (активного) загрузки (рис. 9).



Рисунок 9 – Выбор номера текущего загрузки

9) Нагрузка на узлы и элементы (кнопка на панели инструментов)

Диалоговое окно (рисунок 10) содержит закладки для задания нагрузок на узлы, стержни, пластины, объемные элементы. По умолчанию принимается, что нагрузки принадлежат одному и тому же текущему загрузению, номер которого был задан заранее (рисунок 9). Окно содержит также закладку для корректировки или удаления нагрузок текущего загрузки. Для задания сосредоточенной нагрузки применяют команду – .

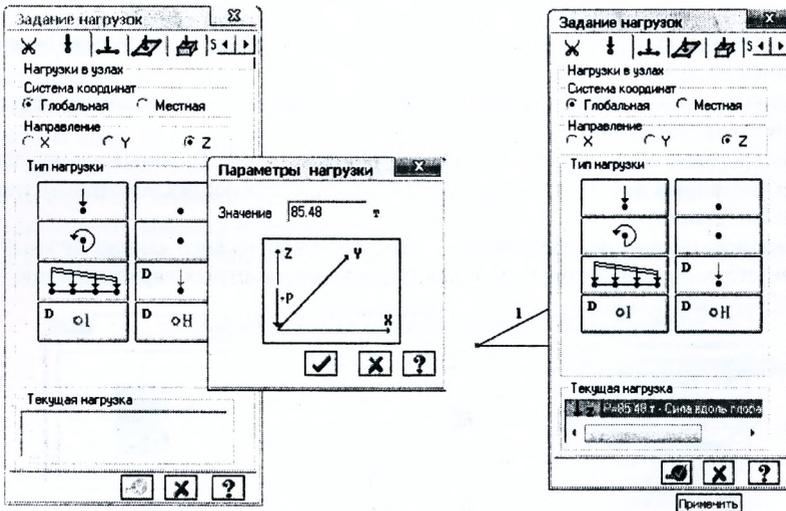


Рисунок 10 – Задание нагрузок

После задания нагрузок для первого загрузки и перед заданием нагрузок для следующего загрузки (рис. 9) необходимо выполнить сохранение данных.

Выполняется четыре загрузки: от единичной нагрузки, от нагрузок по основному, частному и практически постоянному сочетанию.

После задания нагрузок для всех четырех загрузений, выполняется расчет с помощью команды «Выполнить расчет» на панели инструментов – . Произведя расчет, вызываем команду «Визуализация результатов расчета» на панели инструментов –  и запускаем команду «Интерактивные таблицы» –  (рисунок 11), после чего формируем таблицу усилий в стержнях (рисунок 12).

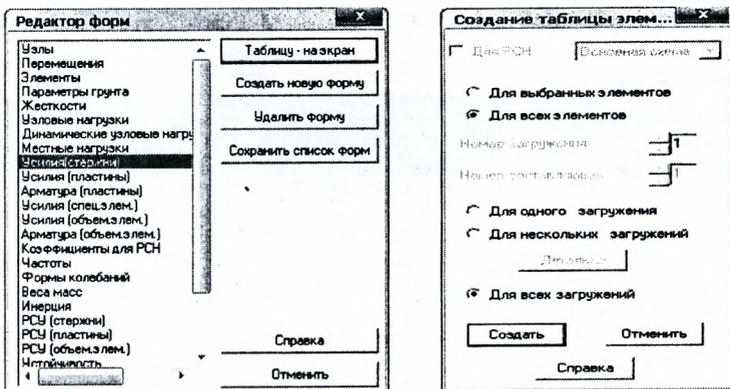


Рисунок 11 – Получение таблиц усилий

В курсовом проекте для сегментной фермы выбрать только одно нагружение с величиной сосредоточенной нагрузки равной 1 кН. В дальнейшем для получения усилий в стержнях фермы необходимо перемножить усилие от единичной нагрузки на величину заданной нагрузки. Полученные результаты расчета можно сохранить в Excel, для этого выбираем: **Файл** → **Сохранить файл для Excel**. По результатам статического расчёта составлена таблица 7.

Таблица 7 – Усилия в элементах фермы

Элементы фермы	Номера стержней	Расчётные усилия от узловой нагрузки, кН			
		единичной	основного сочетания	частого сочетания	практически постоянного сочетания
Верхний пояс	1	-7.826	-1437.64	-968.86	-901.56
	2	-8.351	-1534.08	-1033.85	-962.04
	3	-8.150	-1497.15	-1008.97	-938.88
	4	-8.884	-1631.99	-1099.84	-1023.44
	5	-8.884	-1631.99	-1099.84	-1023.44
	6	-8.150	-1497.15	-1008.97	-938.88
	7	-8.351	-1534.08	-1033.85	-962.04
	8	-7.826	-1437.64	-968.86	-901.56
Нижний пояс	9	7.000	1285.90	866.60	806.40
	10	9.151	1681.04	1132.89	1054.20
	11	9.151	1681.04	1132.89	1054.20
	12	7.000	1285.90	866.6	806.40
Раскосы	13	1.252	229.99	155.00	144.23
	15	-1.318	-242.12	-163.17	-151.83
	16	-0.381	-69.99	-47.17	-43.89
	18	-0.381	-69.99	-47.17	-43.89
	19	-1.318	-242.12	-163.17	-151.83
Стойки	21	1.252	229.99	155.00	144.23
	14	0.267	49.05	33.05	30.76
	17	0.476	87.44	58.93	54.84
	20	0.267	49.05	33.05	30.76

Таблица усилий (стержни)

Вой Редактировать Опции

Таблица усилий (стержни)												
Э элемент	Э сечен	Усилия								Тол элек	В шагн	Босчан
		N (т)	Nx (т*м)	Ny (т*м)	Qx (т)	Qy (т*м)	Sx (т)	Sy (т*м)	Nz (т*м)			
1	1	-7.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
1	2	-7.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
2	1	-8.351	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
2	2	-8.351	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
3	1	-8.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
3	2	-8.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
4	1	-8.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
4	2	-8.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
5	1	-8.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
5	2	-8.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
6	1	-8.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
6	2	-8.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
7	1	-8.351	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
7	2	-8.351	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
8	1	-7.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
8	2	-7.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
9	1	7.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
9	2	7.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
10	1	9.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
10	2	9.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
11	1	9.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
11	2	9.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
12	1	7.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
12	2	7.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
13	1	1.252	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
13	2	1.252	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
14	1	0.267	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
14	2	0.267	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
15	1	-1.318	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
15	2	-1.318	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
16	1	-0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
16	2	-0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
17	1	0.476	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
17	2	0.476	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
18	1	-0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
18	2	-0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
19	1	-1.318	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
19	2	-1.318	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
20	1	0.267	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
20	2	0.267	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-
21	1	1.252	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	1	-

Рисунок 12 – Таблицы усилий в ПК «LIRA»

2.4. Расчёт элементов фермы

2.4.1. Расчёт нижнего пояса фермы

2.4.1.1. Расчет по предельным состояниям первой группы.

Максимальное расчётное усилие принимаем по стержню № 10 (11):

$$N_{sd} = 1681.04 \text{ кН.}$$

Площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{N_{sd}}{f_{pd}} = \frac{1681.04 \cdot 10}{1280} = 13.13 \text{ см}^2.$$

Принимаем 80Ø5Y1860C, $A_{sp} = 15.7 \text{ см}^2$, размещение арматуры в сечении приведено на рисунке 13.

2.4.1.2. Расчет по предельным состояниям второй группы.

А. Подсчёт потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

Предварительное напряжение $\sigma_{0,max}$ следует назначать с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения p таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{0,max} + p \leq k_p \cdot f_{pk},$$

$$\sigma_{0,max} - p \leq 0.3 \cdot f_{pk}.$$

где $p = 0.05 \cdot \sigma_{0,max}$ – при механическом способе натяжения арматуры*;

$k_p = 0.8$ – для проволочной арматуры**;

Тогда

$$\sigma_{0,max} + 0.05 \cdot \sigma_{0,max} = 1.05 \cdot \sigma_{0,max} \leq 0.8 \cdot f_{pk} = 0.8 \cdot 1860 = 1488 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{0,max} - 0.05 \cdot \sigma_{0,max} = 0.95 \cdot \sigma_{0,max} \geq 0.3 \cdot f_{pk} = 0.3 \cdot 1860 = 558 \text{ МПа}$$

Исходя из данных условий $\sigma_{0,max}$ находится в пределах:

$$587 \text{ МПа} \leq \sigma_{0,max} \leq 1417 \text{ МПа. Принимаем } \sigma_{0,max} = 1100 \text{ МПа.}$$

Первые потери:

– потери от релаксации напряжений арматуры:

$$\Delta P_{br} = \left(0.22 \cdot \frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}} - 0.1 \right) \cdot \sigma_{0,max} \cdot A_{sp} = \left(0.22 \cdot \frac{1100}{1860} - 0.1 \right) \cdot 1100 \cdot \frac{15.70}{10} = 52 \text{ кН}$$

– потери от температурного перепада:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1.25 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} = 1.25 \cdot 65 \cdot \frac{15.70}{10} = 127.6 \text{ кН,***}$$

где ΔT – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. При отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65^\circ \text{C}$.

* $p = 30 + \frac{300}{l}$ – при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения.

$k_p = 0.9$ – для стержневой арматуры

– потери от деформации анкеров при натяжении на упоры

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_{sp} = \frac{2}{25000} \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 15.7 \cdot 10^{-1} = 25.1 \text{ кН},$$

где $\Delta l = 25000 \text{ мм}$ – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы),

Δl – смещение проволоки в инвентарных зажимах; определяется как

$$\Delta l = 1.25 + 0.15 \cdot \varnothing = 1.25 + 0.15 \cdot 5 = 2 \text{ мм},$$

здесь \varnothing – диаметр натягиваемой проволоки.

– потери, вызванные упругой деформацией бетона

$$\Delta P_c = \alpha_{sp} \cdot \rho_{sp} \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0c},$$

где $\rho_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{1570}{300 \cdot 360} = 0.0145,$

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{33.3 \cdot 10^3} = 6.01.$$

z_{cp} – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения (для случая центрального растяжения $z_{cp} = 0$).

P_{0c} – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

$$P_{0c} = P_0 - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A = 1727 - 52 - 127.6 - 25.1 = 1522.3 \text{ кН},$$

$$P_0 = \sigma_{0, \max} \cdot A_{sp} = 1100 \cdot \frac{15.7}{10} = 1727 \text{ кН} - \text{начальное значение усилия предвари-}$$

тельного напряжения (без учёта потерь).

С учётом этого $\Delta P_c = 6.01 \cdot 0.0145 \cdot (1 + 0) \cdot 1522.3 = 132.7 \text{ кН}$. Усилие предварительного обжатия $P_{m,0}$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_c = 1727 - 52 - 127.6 - 25.1 - 132.7 = 1389.6 \text{ кН}.$$

при этом должно выполняться условие 9.2.1 [1]: $P_{m,0} \leq 0.75 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp}$.

$$1389.6 \text{ кН} < 0.75 \cdot 1860 \cdot \frac{15.70}{10} = 2190.15 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Вторые потери:

– реологические потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре

$$\Delta P_r(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{sp}, \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\sigma(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_{sp} \cdot \frac{A_{sp}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi(t, t_0))},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений.

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени t . Согласно [1] t принимается равным 50 лет или 18250 сут,

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a} = -3.71 \cdot 10^{-4} - 0.432 \cdot 10^{-4} = -4.142 \cdot 10^{-4}.$$

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ – относительная деформация физической части усадки, обусловленной испарением из бетона влаги; при относительной влажности $RH = 60\%$ и марке бетона по удобоукладываемости П1 по таблице 6.3 [1].

$$\varepsilon_{cs,d} = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cs,d,\infty} = 0.013 \cdot (-3.71 \cdot 10^{-4}) = -0.048 \cdot 10^{-4};$$

$$\beta_{ds} = \left[\frac{(t - t_s) / t_1}{350 \cdot (h_0 - h_1)^2 + (t - t_s) / t_1} \right] = \left[\frac{(18250 - 28) / 1}{350 \cdot (164 - 100)^2 + (18250 - 28) / 1} \right] = 0.013$$

$$\varepsilon_{cs,d,\infty} = -5.3 \cdot 10^{-4} \cdot 0.7 = -3.71 \cdot 10^{-4}$$

$\varepsilon_{cs,a}$ – относительная деформация химической части усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a,\infty} = 0.865 \cdot (-0.5 \cdot 10^{-4}) = -0.432 \cdot 10^{-4},$$

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = -0.5 \cdot 10^{-4},$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 0.865.$$

$\Phi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до 100 суток, принимаем по рисунку 6.1 [1].

$$\text{При } h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 300 \cdot 360}{2 \cdot 300 + 2 \cdot 360} = 164 \text{ мм, относительной влажности } RH = 60\%$$

и марке бетона по удобоукладываемости П1 – $\Phi(t, t_0) = 2.3 \cdot 0.8 = 1.84$,

здесь u – периметр поперечного сечения нижнего пояса;

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянного сочетания нагрузок

$$\sigma_{cp} = -\frac{N_{sd}}{A_c} = -\frac{1054.20 \cdot 10^3}{300 \cdot 360} = -9.8 \text{ МПа,}$$

$\sigma_{cp,0}$ – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь)

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} = \frac{1389.6}{300 \cdot 360} = 12.9 \text{ МПа,}$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменения напряжений в напрягаемой арматуре, вызванные релаксацией арматурной стали.

$$\Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot \sigma_{pm,0},$$

$\rho_{1000} = 2.5\%$ – для второго класса релаксации;

$$\mu = \frac{\sigma_{pm,0}}{f_{pk}} = \frac{P_{m,0}/A_c}{f_{pk}} = \frac{1389.6 \cdot 10^3 / 1570}{1860} = 0.48;$$

t – время после натяжения в часах, для срока эксплуатации конструкции 50 лет – $t = 438000$ ч.

$$\text{Тогда } \Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot 0.025 \cdot e^{9.1 \cdot 0.48} \cdot \left(\frac{438000}{1000} \right)^{0.75(1-0.48)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 885.1 = 1.15 \text{ МПа.}$$

$$\text{Момент инерции сечения } I_c = \frac{300 \cdot 360^3}{12} = 1166.4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+pr} = \frac{4.142 \cdot 10^{-4} \cdot 1.95 \cdot 10^5 + 1.15 + 6.01 \cdot 1.84 \cdot (-9.8 + 12.9)}{1 + 6.01 \cdot \frac{1570}{300 \cdot 360} \cdot \left(1 + \frac{300 \cdot 360}{1166.4 \cdot 10^6} \cdot 0^2 \right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot 1.84) = 97.3 \text{ МПа};$$

$$\text{Тогда: } \Delta P_i(t) = \frac{97.3 \cdot 15.7}{10} = 152.8 \text{ кН.}$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ с учетом всех потерь:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_i(t) = 1389.6 - 97.3 = 1292.3 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m,t}$ должно удовлетворять условиям:

$$P_{m,t} \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp} \text{ и } P_{m,t} \leq P_0 - 100 \cdot A_{sp},$$

$$P_{m,t} = 1292.3 \leq 0.65 \cdot 1860 \cdot \frac{15.7}{10} = 1898.1 \text{ кН,}$$

$$P_{m,t} = 1292.3 \leq 1727 - 100 \cdot \frac{15.7}{10} = 1570 \text{ кН.}$$

Условия выполняются.

Б. Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси элемента

Согласно [1] выполняется расчёт по образованию трещин на действие частотного сочетания нагрузок.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси, следует производить из условия:

$$N_{Sd} \leq N_{cr}.$$

где N_{Sd} – продольное растягивающее усилие, определенное от частотного сочетания нагрузок;

N_{cr} – усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

$N_{Sd} = 1132.89 \text{ кН} < N_{cr} = f_{cm} \cdot A_c + r_{inf} \cdot P_{m,t} = 2.9 \cdot 300 \cdot 360 \cdot 10^{-3} + 0.9 \cdot 1292 = 1476 \text{ кН.}$
 где r_{inf} – коэффициент, определяющий понижение значения предварительного обжатия бетона, $r_{inf} = 0.9$.

Условие выполняется, т.е. трещины не образуются.

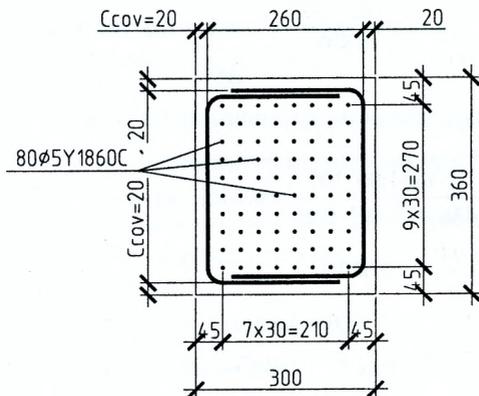


Рисунок 13 – Схема армирования нижнего пояса фермы

2.4.2 Расчёт верхнего пояса фермы

Расчёт ведём по максимальному расчётному усилию $N_{sd} = 1631.99 \text{ кН}$ (для стержней 4, 5). Остальные элементы верхнего пояса из соображений унификации армируем по данному усилию. Длина панели верхнего пояса фермы (стержней 4,5, рис. 1) – $l = 3010 \text{ мм}$, расчётная длина $l_0 = 0.9 \cdot l = 0.9 \cdot 3010 = 2710 \text{ мм}$ (таблица 7.3 [2]). Так как гибкость элемента $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{2710}{300} = 9.03 < 24$, расчёт сжатого пояса с симметричным армированием разрешается производить из условия 7.22 [1].

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}) \quad (1)$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h} \right) - 0.02 \cdot \frac{l_0}{h} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h};$$

здесь $e_{tot} = e_0 + e_a$.

$$\text{Величина случайного эксцентриситета: } e_a = \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{2710}{600} = 4.52 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$. Тогда: $e_{tot} = 0 + 20 = 20 \text{ мм}$.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{300} \right) - 0.02 \cdot \frac{2710}{300} = 0.807 \leq 1 - \frac{2 \cdot 20}{300} = 0.867.$$

Исходя из условия (1) необходимое сечение арматуры:

$$A_{s, \text{тор}} = \frac{\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{1631.99}{0.807} - 1 \cdot 20 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 10^3 \right) \cdot 10}{435} = 5.11 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет:

$$\rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1631.99 \cdot 10^3}{436 \cdot 10^6 \cdot 0.3 \cdot 0.26} = 0.24\%, \text{ но не менее}$$

$$\rho_{\lambda} = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 9.03}{440} = 0.082\%.$$

$$A_{s, \text{тор, min}} = 2 \cdot 0.0024 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 100 = 4.32 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\phi 14 S500$ с $A_{s, \text{тор}} = 6.16 \text{ см}^2$.

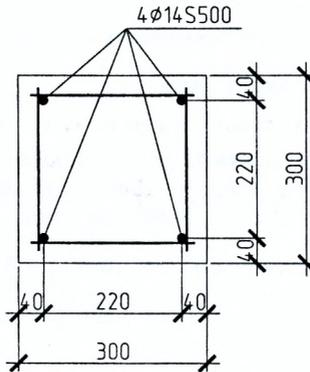


Рисунок 14 – Схема армирования верхнего пояса фермы

2.4.3 Расчёт элементов решётки

2.4.3.1. Расчет по предельным состояниям первой и второй групп растянутых элементов фермы

Рассматриваем раскосы 13 и 21, которые подвергаются растяжению с максимальным усилием $N_{Sd} = 229.99 \text{ кН}$ при основном сочетании нагрузок и

$N_{Sd} = 144.23 \text{ кН}$ при практически постоянном сочетании.

Требуемое количество арматуры из условия прочности центрально растянутого элемента:

$$A_{st} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{229.99 \cdot 10}{435} = 5.29 \text{ см}^2 > A_{st, \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot h =$$

$$= 0.00173 \cdot 0.15 \cdot 0.2 \cdot 100 = 0.52 \text{ см}^2.$$

где $\rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yd}} = 26 \cdot \frac{2.9 \cdot 10}{435 \cdot 10^6} = 0.173\%$.

Принимаем $4\varnothing 14 S500$ с $A_{s, \text{tot}} = 6.16 \text{ см}^2$.

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c = 2.9 \cdot 200 \cdot \frac{150}{100} = 87 \text{ кН}.$$

Так как $N_{cr} = 87 \text{ кН} < N_{sd} = 144.23 \text{ кН}$ в сечении нормальные трещины образуются и необходим расчет их раскрытия от действия практически постоянного сочетания нагрузок.

Для класса по условиям эксплуатации ХС1, предельно допускаемая ширина раскрытия трещин $w_{k, \text{lim}} = 0.4 \text{ мм}$ (табл. 5.1 [2]).

Расчётная ширина раскрытия трещин:

$$w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm},$$

где $\beta = 1.7$ – коэффициент, учитывающий отношение расчётной ширины раскрытия трещин к средней (п. 8.2.1.8 [2]).

$$S_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} - \text{среднее расстояние между трещинами, мм.}$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{sd}} \right) \right) = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{N_{cr}}{N_{sd}} \right) \right) - \text{средние относительные}$$

деформации арматуры,

здесь k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном ($k_1 = 0.8$ для стержней периодического профиля)*;

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента ($k_2 = 1$ при осевом растяжении)**;

$$\rho_{eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} - \text{эффективный коэффициент армирования;}$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь сечения арматуры см. п. 8.2.1.9 [2];

$\beta_1 = 1$ – для стержней периодического профиля*;

β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки ($\beta_2 = 0.5$ при действии длительно действующих нагрузок)**.

Определяем следующие величины:

– эффективная высота растянутой зоны (рис. 8.2 в [2]):

$$h_{c,eff} = 2.5 \cdot (h - d) = 2.5 \cdot 2.5 \cdot 35 = 87.5 \text{ мм.}$$

– эффективная площадь растянутой зоны сечения:

$$A_{c,eff} = 2 \cdot b \cdot h_{c,eff} = 2 \cdot 150 \cdot 87.5 = 26250 \text{ мм}^2.$$

* $k_1 = 1.6$ – для гладких стержней

** для других видов напряженно-деформированного состояния см. п. 8.2.1.9 [2].

* $\beta_1 = 0.5$ – для гладкой стержневой арматуры;

** $\beta_2 = 1.0$ – для кратковременных нагрузок.

$$\text{Тогда } \rho_{\text{eff}} = \frac{616}{26250} = 0.023 \text{ и } S_{\text{rm}} = 50 + 0.25 \cdot 0.8 \cdot 1 \cdot \frac{14}{0.023} = 171.7 \text{ мм.}$$

Напряжение в арматуре в сечении с трещиной при действии практически постоянного сочетания нагрузок:

$$\sigma_s = \frac{N_{\text{sd}}}{A_s} = \frac{144.23 \cdot 10}{6.16} = 234.1 \text{ МПа,}$$

$$\varepsilon_{\text{sm}} = \frac{234.1}{2 \cdot 10^5} \cdot \left(1 - 1 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{87}{144.23} \right)^2 \right) = 9.6 \cdot 10^{-4}.$$

Расчётная ширина раскрытия трещин:

$w_k = 1.7 \cdot 171.7 \cdot 9.6 \cdot 10^{-4} = 0.28 \text{ мм} < w_{k,\text{lim}} = 0.4 \text{ мм}$, т.е. не превышает допустимую.

Для сжатых раскосов, для которых усилие сжатия мала (стержни 16, 18 табл.7), принимаем конструктивное армирование $4\phi 12S500$ с $A_{s,\text{кон}} = 4.52 \text{ см}^2$.

Несущая способность $N_{\text{Rd}} = f_{\text{yd}} \cdot A_{st} = 435 \cdot \frac{4.52}{10} = 196.62 \text{ кН}$.

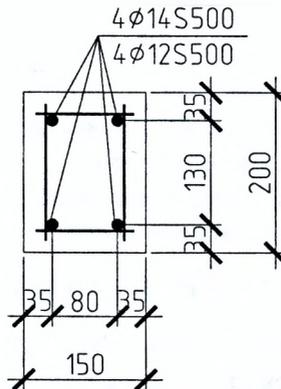


Рисунок 15 – Схема армирования растянутых раскосов фермы

2.4.3.2. Расчет по предельным состояниям первой группы сжатых элементов фермы

Наиболее нагруженные сжатые раскосы 15 и 19 $N_{\text{sd}} = 242.12 \text{ кН}$. Геометрическая длина панели $l = 3842 \text{ мм}$ (определяется по геометрическим данным рисунка 1), расчётная длина $l_0 = 0.8 \cdot 3842 = 3074 \text{ мм}$, размеры сечения $b \times h = 150 \times 200 \text{ мм}$.

Так как гибкость элемента $\lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{3074}{150} = 20.94 < 24$, то расчёт сжатого раскоса с симметричным армированием разрешается производить из условия 7.22 [2] (см. п.2.4.2).

Величина случайного эксцентриситета: $e_a = \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{2710}{600} = 4.52 \text{ мм}, \\ \frac{h}{30} = \frac{200}{30} = 6.67 \text{ мм}, \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$. Тогда: $e_{\text{от}} = 0 + 20 = 20 \text{ мм}$.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{150}\right) - 0.02 \cdot \frac{3074}{150} = 0.426 \leq 1 - \frac{2 \cdot 20}{150} = 0.733.$$

Необходимое сечение арматуры:

$$A_{s, \text{от}} = \frac{\frac{N_{\text{ст}}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{242.12}{0.426} - 1 \cdot 20 \cdot 0.15 \cdot 0.2 \cdot 10^3\right) \cdot 10}{435} = -0.72 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции сечения: $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{150^2}{12}} = 43.3 \text{ мм}$.

По конструктивным требованиям, при гибкости элемента $\frac{l_0}{i} = \frac{3074}{43.3} = 71$ ми-

нимальный коэффициент продольного армирования (табл. 11.1 [2]).

$$\rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{\text{ст}}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 242.12 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^6 \cdot 0.15 \cdot 0.165} = 0.112\%, \text{ но не менее}$$

$$\rho_{\min} = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 20.49}{440} = 0.108\%.$$

Тогда минимальная площадь сечения арматуры составит:

$$A_{s, \text{от, min}} = 2 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot h = 2 \cdot 0.00112 \cdot 15 \cdot 0.2 = 0.67 \text{ см}^2,$$

Принимаем по конструктивным требованиям $4\phi 12 S500$ с $A_{s, \text{от}} = 4.52 \text{ см}^2$.

Остальные сжатые элементы решётки конструируются аналогично.

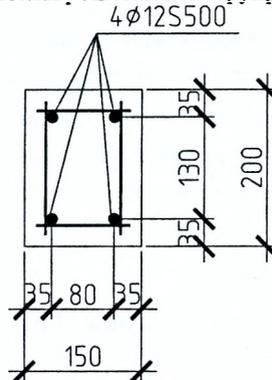


Рисунок 16 – Схема армирования сжатых раскосов и стоек фермы

2.5. Проектирование опорного узла фермы.

2.5.1 Конструирование опорного узла

Нагрузка от фермы колонне передаётся через металлический лист опорной закладной детали (рисунок 17), размер которой в плоскости фермы определяется из условия смятия бетона

$$l_{sup} = \frac{V_{sd}}{b_{sup} \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{734.8}{0.3 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.12 \text{ м.}$$

где V_{sd} – опорная реакция фермы; b_{sup} – ширина сечения фермы.

$$V_{sd} = \frac{\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0}{2} = \frac{(\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0) \cdot 8}{2} = \frac{183.7 \cdot 8}{2} = 734.8 \text{ кН.}$$

Принимаем $l_{sup} = 0.22 \text{ м}$, $d_1 = 88 - 2 \cdot 4.5 = 79 \text{ см}$.

Сечение стержней, окаймляющих узел, принимается из конструктивных условий:

$$A_s = 0.00025 \cdot b \cdot d_1 = 0.00025 \cdot 30 \cdot 79 = 0.6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}10\text{S}500$ с $A_s = 1.57 \text{ см}^2$.

Для обеспечения надёжной анкеровки продольной напрягаемой растянутой арматуры в опорном узле устанавливаются дополнительные ненапрягаемые стержни с площадью сечения:

$$A_s \geq 0.2 \cdot \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = 0.2 \cdot \frac{1285.9 \cdot 10}{435} = 5.91 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\text{Ø}14\text{S}500$ с $A_s = 6.16 \text{ см}^2$.

Расчетная длина анкеровки этой арматуры (растянутая арматура в растянутом бетоне):

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}.$$

где $A_{s,red} = 5.91 \text{ см}^2$ – площадь требуемой по расчёту продольной арматуры;

$A_{s,prov} = 6.16 \text{ см}^2$ – принятая площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коэффициенты, определяемые по табл.11.6 [2]:

$$\alpha_1 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(C_d - \text{Ø})}{\text{Ø}} = 1 - 0.15 \cdot \frac{(20 - 14)}{14} = 0.936.$$

$$0.7 < \alpha_1 = 0.936 < 1.$$

$$\text{здесь } C_d = \min \begin{cases} \frac{a}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ мм}, \\ c_{cov1} = 20 \text{ мм}, \\ c_{cov2} = 20 \text{ мм}. \end{cases} \quad (\text{см. рисунок 13 п.2.4.1.3})$$

$\alpha_2 = 1, \alpha = 0.7$ – при сварном поперечном армировании опорного узла,

$\alpha_4 = 1 - 0.04 \cdot p = 1 - 0.04 \cdot 11.13 = 0.555 < 0.7$, принимаем $\alpha_4 = 0.7$.

$$\text{здесь } p = \frac{V_{sd}}{l_{sup} \cdot b_{sup}} = \frac{734.8 \cdot 10^3}{220 \cdot 300} = 11.13 \text{ МПа,}$$

Так как $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 0.936 \cdot 1 \cdot 0.7 = 0.655 < 0.7$, то принимаем $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 0.7$ (п.11.2.32 [2]).

Величина базовой длины анкеровки:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}},$$

где f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

здесь η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления;

η_2 – коэффициент, зависящий от диаметра стержня;

η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня.

В соответствии с п.11.2.33 [1] $\eta_1 = 0.7, \eta_2 = 1, \eta_3 = 2$.

Тогда: $f_{bd} = 0.7 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1.35 = 1.89 \text{ МПа,}$

$$l_b = \frac{14 \cdot 435}{4 \cdot 1.89} = 805.6 \text{ мм,}$$

$$l_{bd} = 0.7 \cdot 0.7 \cdot \frac{5.91}{6.16} \cdot 805.6 = 379 \text{ мм.}$$

Величина минимальной длины анкеровки $l_{b,\min}$ принимается:

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 805.6 = 483 \text{ мм,} \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 14 = 210 \text{ мм,} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем $l_{bd} = l_{b,\min} = 490 \text{ мм.}$

Расчётная длина анкеровки напрягаемой арматуры l_{bpd} при ее натяжении на упоры в соответствии с п.11.3.4.4 [2] в предельном состоянии определяется как:

$$l_{bpd} = 1.2 \cdot l_{pt} + \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{(\sigma_{pd} - \sigma_{psc})}{f_{bpd}},$$

где σ_{pd} – напряжение в арматуре от внешнего нагружения фермы;

σ_{psc} – предварительное напряжение с учётом всех потерь;

l_{pt} – базовая длина зоны передачи напряжений,

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pt}}{f_{bpt}},$$

здесь $\alpha_1 = 1$ – при постепенной передаче усилия обжатия;

$\alpha_2 = 0.25$ – для высокопрочной проволоки.

Напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном f_{bpr} определяются по формуле 11.8 [2]:

$$f_{bpr} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd},$$

Предельное напряжение сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном в соответствии с формулой 11.9 [2]:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления;

η_2 – коэффициент, зависящий от диаметра стержня;

η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня.

В соответствии с п.11.2.33 [2] $\eta_1 = 0.7$, $\eta_2 = 1$, $\eta_3 = 2.5$.

Напряжение в напрягаемой арматуре от внешнего нагружения (стержень №9):

$$\sigma_{pd} = \frac{N_{sd}}{A_{sp}} = \frac{1285.9 \cdot 10}{15.7} = 819.04 \text{ МПа.}$$

Предельное напряжение в арматуре с учётом всех потерь:

$$\sigma_{psc} = \frac{P_{m,d}}{A_{sp}} = \frac{1292 \cdot 10}{15.7} = 823 \text{ МПа.}$$

Напряжение в арматуре непосредственно после её отпуска с упоров:

$$\sigma_{pt} = \frac{1389.6 \cdot 10}{15.7} = 885.1 \text{ МПа.}$$

Тогда:

$$f_{bpr} = 2.7 \cdot 0.7 \cdot 1.35 = 2.55 \text{ МПа, } f_{bpd} = 1.4 \cdot 0.7 \cdot 1.35 = 1.32 \text{ МПа,}$$

$$l_{pr} = 1 \cdot 0.25 \cdot 5 \cdot \frac{885.1}{2.55} = 434 \text{ мм,}$$

$$l_{bpd} = 1.2 \cdot 434 + 0.25 \cdot 5 \cdot \frac{(819.04 - 669.43)}{1.32} = 663 \text{ мм.}$$

Сетки косвенного армирования ставятся над опорным листом на участке длиной $0.6 \cdot l_{bpd} = 0.6 \cdot 663 = 400 \text{ мм}$. Сетки принимаются с шагом $50 \div 100 \text{ мм}$ ячейками $45 \div 100 \text{ мм}$ диаметром больше 5 мм .

Принимаем сетку $\varnothing 5 \text{ мм}$, с ячейкой $60 \times 60 \text{ мм}$ и шагом 60 мм . Поперечная арматура узла ставится по расчёту.

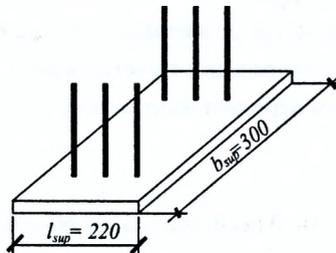


Рисунок 17 – Опорная закладная деталь

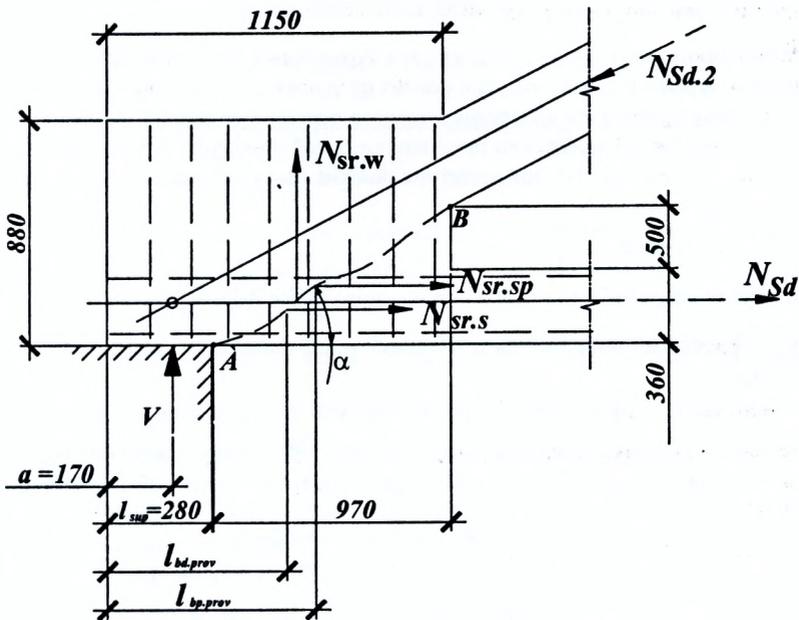


Рисунок 18 – Расчетная схема опорного узла при отрыве по наклонному сечению AB

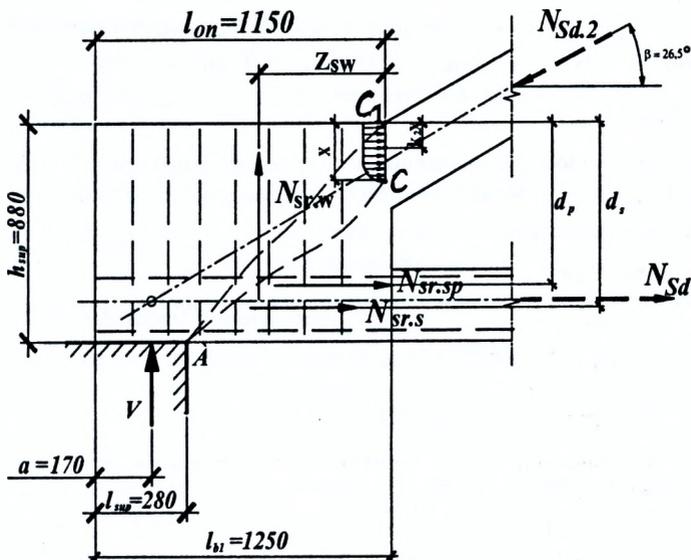


Рисунок 19 – Расчетная схема опорного узла при изгибе по наклонному сечению AC

2.5.2 Расчёт опорного узла

Расчёт опорного узла исходит из двух возможных схем разрушения: расчёт из условия отрыва нижнего пояса и расчёт из условия изгиба опорного узла.

Из условия прочности на отрыв нижнего пояса по сечению АВ (рисунок 18) в случае ненадёжной анкеровки преднапряжённой арматуры и дополнительных стержней усилие в поперечной арматуре должно быть не менее:

$$N_{srw} = \frac{N_{sd} - N_{sr.sp} - N_{sr.s}}{\cot \alpha}$$

где α – угол наклона линии АВ к оси нижнего пояса фермы, $\cot \alpha = \frac{970}{860} = 1.13$.

N_{sd} – расчётная внешняя сила в приопорной панели нижнего пояса (стержень №9).

Расчётные усилия в ненапрягаемой арматуре $N_{sr.s}$ и в напрягаемой $N_{sr.sp}$ на длине зоны анкеровки имеют переменную величину ввиду изменения напряжений в арматуре от f_{pd} и f_{yd} до нуля и определяются по линейной зависимости:

$$N_{sr.s} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \frac{l_{bd.prov}}{l_{bd}} \text{ при } \frac{l_{bd.prov}}{l_{bd}} \leq 1,$$

$$N_{sr.s} = f_{yd} \cdot A_s \text{ при } l_{bd.prov} > l_{bd},$$

$$N_{sr.sp} = f_{pd} \cdot A_{sp} \cdot \frac{l_{bp.prov}}{l_{bpd}} \text{ при } \frac{l_{bp.prov}}{l_{bpd}} \leq 1.$$

здесь $l_{bd.prov}, l_{bp.prov}$ – фактическая длина заделки продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры от торца узла до линии АВ (рисунок 18),

l_{bd}, l_{bpd} – расчётные длины анкеровки обычной и преднапряжённой арматуры (п.2.5.1.).

При симметричном расположении в сечении ненапрягаемой и напрягаемой арматуры $l_{bd.prov}$ и $l_{bp.prov}$ можно принимать равным расстоянию от торца фермы до пересечения геометрической оси нижнего пояса с прямой АВ. Определения получим: $l_{pd.prov} = l_{bp.prov} = 530 \text{ мм}$ (рисунок 18).

Усилия в арматуре в сечении, совпадающего с наклонной трещиной АВ:

$$N_{sr.s} = 435 \cdot \frac{4.52}{10} = 196.62 \text{ кН},$$

$$N_{sr.sp} = 1280 \cdot \frac{15.7}{10} \cdot \frac{530}{663} = 1606.5 \text{ кН}.$$

Усилие, передаваемое на поперечную арматуру в сечении АВ:

$$N_{sr.w} = \frac{1285.9 - 1606.5 - 196.62}{1.13} < 0,$$

Так как $N_{sr.w} < 0$, то отрыва нижнего пояса от опорного узла не будет наблюдаться.

Для обеспечения прочности наклонного сечения ACC_1 на действие изгибающего момента вычисляем:

– из условия равновесия сил верхней части опорного узла, ограниченной наклонным сечением AC и высотой сжатой зоны CC_1 (рисунок 19) на продольную ось нижнего пояса, требуемую высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{N_{sr.sp} + N_{sr.s}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{(1606.5 - 196.62) \cdot 10^3}{0.81 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 300} = 290 \text{ мм.}$$

– из условия прочности на изгиб требуемое усилие в поперечной арматуре:

$$N_{sr.w} = \frac{V_{sd} \cdot (l_{b1} - a) - N_{sr.sp} \cdot (d_p - k_2 \cdot x) - N_{sr.s} \cdot (d_s - k_2 \cdot x)}{z_{sw}} = \frac{734.8 \cdot (1250 - 170) - 1606.5 \cdot (700 - 0.416 \cdot 290) - 196.62 \cdot (700 - 0.416 \cdot 290)}{485} < 0.$$

здесь $N_{sr.s}$ – расчётное усилие в приопорной панели верхнего пояса фермы.

$$d_p = d_s = h_{sup} - \frac{h_{н.л.}}{2} = 880 - \frac{360}{2} = 700 \text{ мм} - \text{рабочая высота сечения.}$$

z_{sw} – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до равнодействующей усилий в поперечной арматуре опорного узла.

$$z_{sw} = 0.5 \cdot (l_{b1} - l_{sup}) = 0.5 \cdot (1250 - 280) = 485 \text{ мм.}$$

Так как $N_{sr.w} < 0$ то прочность наклонного сечения опорного узла на изгиб обеспечивается наличием продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматур. В этом случае поперечное армирование назначается исходя из конструктивных условий, предъявляемых к изгибаемым элементам.

Принимаем стержни $\varnothing 6 S500$ с $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$ с шагом $S = 100 \text{ мм}$.

В случае, если $N_{sr.w} > 0$, то сначала назначается шаг поперечных стержней в пределах $S = 100 \div 200 \text{ мм}$, определяется количество стержней, пересекаемых

наклонной трещиной AB $n = \frac{(l_{b1} - l_{sup})}{S}$ и затем требуемая площадь сечения одного поперечного стержня: $A_{sw} = \frac{N_{sr.w}}{n \cdot f_{ywd}}$.

2.5.3 Расчёт промежуточного узла

Рассмотрим первый промежуточный узел. К верхнему поясу примыкает растянутый раскос 21 (с максимальным расчётным усилием $N_{sd} = 229.99 \text{ кН}$), армируемый $4\varnothing 14 S500$. В узле (рисунок 20) поставлено два поперечных каркаса, число поперечных стержней $n = 2 \cdot 6 = 12$.

Фактическая длина заделки стержней раскоса за линию ACB (рисунок 19) $l_1 = 280 \text{ мм}$, требуемая длина для $4\varnothing 14 S500$ $l_{bd} = 490 \text{ мм}$ (п. 2.5.1)**.

** – в случае необходимости определения l_{bd} последовательность расчета сохраняется такой как для ненапрягаемой арматуры в п. 2.5.1.

Необходимое сечение поперечных стержней каркасов:

$$A_{sv} = \frac{N_{sd,w}}{n \cdot f_{ywd}} = \frac{N_{sd} \cdot \left(1 - \frac{k_2 \cdot l_1 + a}{k_1 \cdot l_{bd}}\right)}{n \cdot f_{ywd} \cdot \cos \gamma} = \frac{229.99 \cdot 10^3 \cdot \left(1 - \frac{1 \cdot 280 + 42}{1.16 \cdot 490}\right)}{12 \cdot 313 \cdot 0.448} = 52.74 \text{ см}^2.$$

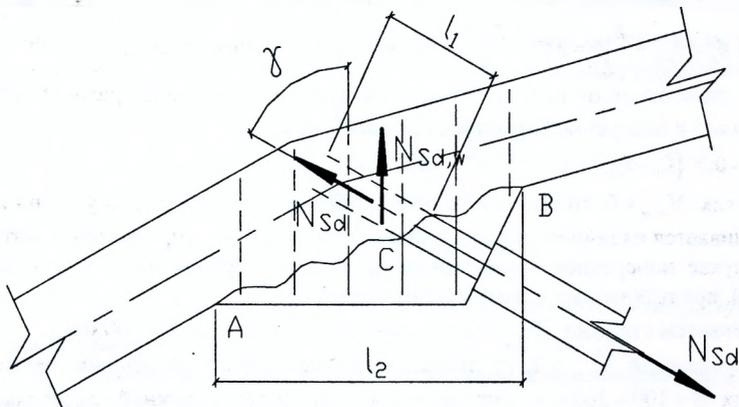
здесь a – условное увеличение длины заделки растянутой арматуры при наличии на конце коротышка или петли, $a = 3 \cdot d = 3 \cdot 14 = 42 \text{ мм}$.

k_2 – коэффициент, учитывающий особенности работы узлов; для узлов верхнего пояса $k_2 = 1$ нижнего $k_2 = 1.05$.

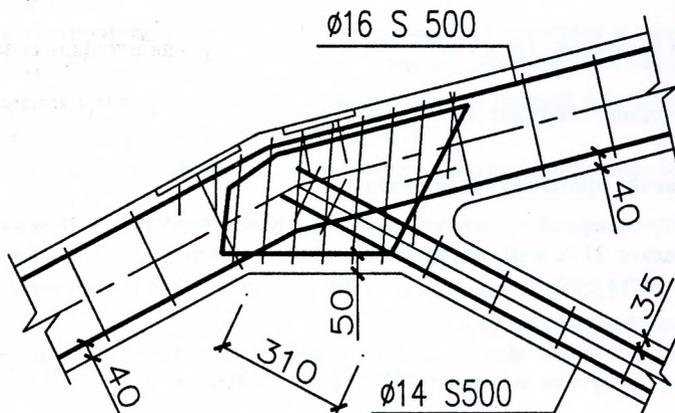
γ – угол между поперечными стержнями и направлением растянутого раскоса $\gamma = 63^\circ 24'$, $\cos \gamma = 0.448$.

$$k_1 = \frac{N_{sd}}{A_s \cdot f_{yd}} = \frac{229.99 \cdot 10^3}{452 \cdot 435} = 1.16.$$

а)



б)



а) возможная схема разрушения узла, б) армирование узла.

Рисунок 20 – К расчету промежуточного узла

Назначаем стержни $\varnothing 9 S500$ с $A_{sw} = 63.2 \text{ мм}^2$ с шагом $S = 80 \text{ мм}$.

Площадь сечения окаймляющего стержня в промежуточном узле определяется по условному усилию $N_{sd,as} = 0.04 \cdot N_{sd} = 0.04 \cdot 229.99 = 9.20 \text{ кН}$. Площадь

$$\text{сечения окаймляющего стержня } A = \frac{N_{sd,as}}{n_1 \cdot f_{as}} = \frac{9200}{2 \cdot 90} = 51.11 \text{ мм}^2.$$

$f_{as} = 90 \text{ МПа}$ – во всех случаях устанавливается из условия ограничения раскрытия трещин,

$n = 2$ – число поперечных каркасов в узле или число огибающих стержней в сечении.

Принимаем окаймляющий стержень $\varnothing 10 S500$ с $A_{sw} = 78.5 \text{ мм}^2$.

3. Расчёт и конструирование безраскосной фермы

3.1. Исходные данные

Требуется рассчитать и законструировать безраскосную предварительно напряжённую железобетонную ферму пролетом 24 м при шаге ферм 12 м м под покрытие из крупнопенельных плит размером $3 \times 12 \text{ м}$. Конструкция фермы предусматривает узловую передачу усилий. Натяжение арматуры производится на упоры стенда.

Все элементы фермы изготавливаются из тяжёлого бетона класса $C^{35}/45$ с расчетными характеристиками:

$$f_{ctk} = 35 \text{ МПа}, f_{cd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{35}{1.5} = 23.3 \text{ МПа},$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ МПа}, f_{ctd} = \frac{0.21 \cdot f_{ctk}^2}{\gamma_c} = \frac{0.21 \cdot 35^2}{1.5} = 1.5 \text{ МПа},$$

$$E_{cm} = 38 \cdot 10^3 \cdot 0.9 = 34.2 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

(см. таблицу 6.2 [1]). В расчётное сопротивление бетона f_{cd} следует вводить коэффициент $\alpha = 1$, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ её приложения.

Применяемая арматура:

Применяемая арматура:

• напрягаемая – класса $Y1770S7$ диаметром 16 с расчетными характеристиками:

$$f_{p0.1k} = \frac{F_{p0.1k}}{A_{sp}} = \frac{228 \cdot 10^3}{150} = 1520 \text{ МПа},$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1520}{1.25} = 1216 \text{ МПа}, E_{sp} = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

• ненапрягаемая – класса $S500$:

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}, f_{ywd} = 313 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} \text{ (см. табл. 6.5 [1])}.$$

3.2. Подсчёт нагрузок на ферму. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов

Номинальный пролёт фермы $l = 24$ м конструктивный размер $L = 23.94$ м, расчётный пролёт $l_{eff} = 23 - 2 \cdot 0.175 = 23.65$ м. Расстояние между фермами вдоль здания $B = 12$ м. Высоту фермы принимаем $h_f = 3$ м. Расстояние между узлами по верхнему поясу $l_1 = 3$ м. Геометрическая схема фермы представлена на рисунке 21.

Состав и величины нагрузок на ферму от покрытия принимаем по таблице 5 п.2.2: расчетное значение постоянной нагрузки – $g_{sd} = 2.84$ кН/м², нормативное значение – $g_{sd} = 2.32$ кН/м².

Собственная масса фермы составляет 14.2 т, на один метр длины $g_{Self} = \frac{142}{23.94} = 5.93$ кН/м², на 1 м² покрытия $\frac{142}{23.94 \cdot 12} = 0.5$ кН/м².

Интенсивность снеговой нагрузки принимаем в соответствии с требованиями [1, 3, 5]. Рассматриваем схему равномерного распределения снеговой нагрузки по всему пролёту. Нормативная снеговая нагрузка составляет – $q_{sk}^s = 0.5$ кН/м² (г. Ростов, РФ – 1 район таблица 1-1 Приложение 1).

Узловая постоянная нагрузка на ферму:

– нормативное значение

$$G_{sk} = g_{sk} \cdot B \cdot l_1 + g_{sk} \cdot l_1 = 2.32 \cdot 12 \cdot 3 + 5.9 \cdot 3 = 101.31 \text{ кН.}$$

– расчётное значение

$$G_{sd} = g_{sd} \cdot B \cdot l_1 + g_{sk} \cdot l_1 \cdot \gamma_F = 3.14 \cdot 12 \cdot 3 + 5.93 \cdot 3 \cdot 1.35 = 138.3 \text{ кН.}$$

Узловая временная (снеговая) нагрузка на ферму:

– нормативное значение

$$Q_{sk} = q_{sk} \cdot B \cdot l_1 = 0.5 \cdot 12 \cdot 3 = 18 \text{ кН}$$

– расчётное значение:

$$Q_{sd} = q_{sk} \cdot B \cdot l_1 \cdot \gamma_F = 0.5 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 1.5 = 27 \text{ кН.}$$

При сетке колонн $L \times B = 24 \times 12$ м и расчётной равномерно распределенной нагрузке на покрытие $(g_{sd} + q_{sd}) = 3.14 + 0.5 \cdot 1.35 + 0.5 \cdot 1.5 = 4.56$ кН/м², в том числе снеговой – $0.5 \cdot 1.5 = 0.75$ кН/м², по данным таблицы 3 принимается 4-й тип опалубки. С помощью таблицы 4 принимаем следующие размеры поперечных сечений элементов:

– нижний пояс – $b \times h = 280 \times 340$ мм,

– верхний пояс – $b \times h = 280 \times 300$ мм,

– раскосы и стойки – $b \times h = 280 \times 300$ мм.

3.3. Определение усилий в элементах фермы

Значение узловых нагрузок для определения расчётных сочетаний усилий:

а) при расчете по предельным состояниям первой группы:

– первое основное сочетание:

$$\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0 = 137.06 + 0.7 \cdot 27 = 155.96 \text{ кН},$$

– второе основное сочетание:

$$\sum \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0 = 0.85 \cdot 137.06 + 27 = 143.5 \text{ кН}$$

К дальнейшим расчетам принимаем первое основное сочетание.

б) при расчете по предельным состояниям второй группы:

– нормативное (редкое) сочетание $G_{sk} + Q_{sk} = 101.31 + 18 = 119.31 \text{ кН}$,

– частое сочетание $G_{sk} + \psi_1 \cdot Q_{sk} = 101.31 + 0.5 \cdot 18 = 110.31 \text{ кН}$.

– практически постоянное сочетание

$$G_{sk} + \psi_2 \cdot Q_{sk} = 101.31 + 0.3 \cdot 18 = 106.71 \text{ кН}.$$

Переходной коэффициент от усилий основного сочетания к усилиям частого сочетания:

$$\beta = \frac{G_{sk} + \psi_1 \cdot Q_{sk}}{\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0} = \frac{110.31}{155.96} = 0.707,$$

То же к усилиям практически постоянного сочетания нагрузок

$$\beta_1 = \frac{G_{sk} + \psi_2 \cdot Q_{sk}}{\sum \gamma_G \cdot G_{sd} + \sum \gamma_Q \cdot Q_{sd} \cdot \psi_0} = \frac{106.71}{155.96} = 0.684.$$

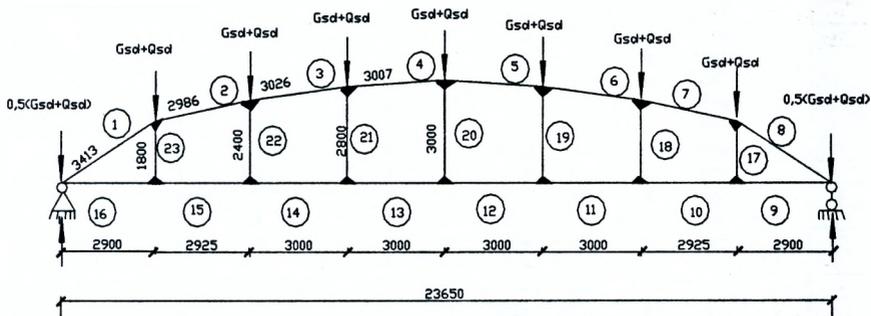


Рисунок 21 – Расчётная схема фермы и схема загрузки постоянной нагрузкой

Усилия в элементах фермы определяем с помощью программного комплекса «LIRA» (порядок расчета смотри п. 2.3 данного пособия).

Внимание! Для безраскосной фермы применяем КЭ тип 2 – КЭ плоской рамы (см. рисунок 7).

Результаты расчёта приведены в таблице 8

Таблица 8 – Усилия в элементах безраскосной фермы

В элемент	В сечении	Усилия								Грузовая нагрузка	В опорной	Состояние
		N (кН)	Me (кН*м)	Mx (кН*м)	My (кН*м)	Qx (кН)	Qy (кН)	Qz (кН/м)	Qw (кН/м)			
1	1	-1054.72	0	1.5	-3.13	0	0	0	0	2	1	-
1	2	-1054.72	0	-9.19	-3.13	0	0	0	0	2	1	-
2	1	-1076.28	0	-129.03	79.15	0	0	0	0	2	1	-
2	2	-1076.28	0	107.31	79.15	0	0	0	0	2	1	-
3	1	-1183.59	0	-43.1	37.2	0	0	0	0	2	1	-
3	2	-1183.59	0	69.49	37.2	0	0	0	0	2	1	-
4	1	-1211.76	0	13.92	-0.11	0	0	0	0	2	1	-
4	2	-1211.76	0	13.56	-0.11	0	0	0	0	2	1	-
5	1	-1211.76	0	13.56	0.11	0	0	0	0	2	1	-
5	2	-1211.76	0	13.92	0.11	0	0	0	0	2	1	-
6	1	-1183.59	0	69.49	-37.2	0	0	0	0	2	1	-
6	2	-1183.59	0	-43.1	-37.2	0	0	0	0	2	1	-
7	1	-1076.28	0	107.31	-79.15	0	0	0	0	2	1	-
7	2	-1076.28	0	-129.03	-79.15	0	0	0	0	2	1	-
8	1	-1054.72	0	-9.19	3.13	0	0	0	0	2	1	-
8	2	-1054.72	0	1.5	3.13	0	0	0	0	2	1	-
9	1	897.78	0	-1.5	-7.7	0	0	0	0	2	1	-
9	2	897.78	0	-23.83	-7.7	0	0	0	0	2	1	-
10	1	1038.42	0	-157.13	96.09	0	0	0	0	2	1	-
10	2	1038.42	0	123.94	96.09	0	0	0	0	2	1	-
11	1	1168.29	0	-37.34	40.64	0	0	0	0	2	1	-
11	2	1168.29	0	84.57	40.64	0	0	0	0	2	1	-
12	1	1209.08	0	25.92	-2.51	0	0	0	0	2	1	-
12	2	1209.08	0	18.38	-2.51	0	0	0	0	2	1	-
13	1	1209.08	0	18.38	2.51	0	0	0	0	2	1	-
13	2	1209.08	0	25.92	2.51	0	0	0	0	2	1	-
14	1	1168.29	0	84.57	-40.64	0	0	0	0	2	1	-
14	2	1168.29	0	-37.34	-40.64	0	0	0	0	2	1	-
15	1	1038.42	0	123.94	-96.09	0	0	0	0	2	1	-
15	2	1038.42	0	-157.13	-96.09	0	0	0	0	2	1	-
16	1	897.78	0	-23.83	7.7	0	0	0	0	2	1	-
16	2	897.78	0	-1.5	7.7	0	0	0	0	2	1	-
17	1	103.79	0	133.31	-140.64	0	0	0	0	2	1	-
17	2	103.79	0	-119.84	-140.64	0	0	0	0	2	1	-
18	1	-55.46	0	161.28	-129.87	0	0	0	0	2	1	-
18	2	-55.46	0	-150.41	-129.87	0	0	0	0	2	1	-
19	1	-43.15	0	58.65	-40.79	0	0	0	0	2	1	-
19	2	-43.15	0	-55.57	-40.79	0	0	0	0	2	1	-
20	1	5.03	0	-1.07E+00	6.94E+00	0	0	0	0	2	1	-
20	2	5.03	0	1.01E+00	6.94E+00	0	0	0	0	2	1	-
21	1	-43.15	0	-58.65	40.79	0	0	0	0	2	1	-
21	2	-43.15	0	55.57	40.79	0	0	0	0	2	1	-
22	1	-55.46	0	-161.28	129.87	0	0	0	0	2	1	-
22	2	-55.46	0	150.41	129.87	0	0	0	0	2	1	-
23	1	103.79	0	-133.31	140.64	0	0	0	0	2	1	-
23	2	103.79	0	119.84	140.64	0	0	0	0	2	1	-

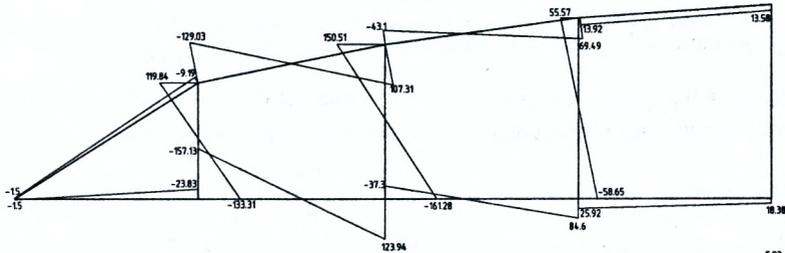
Расчётные сочетания усилий определяются по максимальным ядровым моментам, соответствующим внешним и внутренним граням сечений сжатых и растянутых элементов фермы (таблица 9).

Таблица 9 – Определение расчётных сочетаний усилий

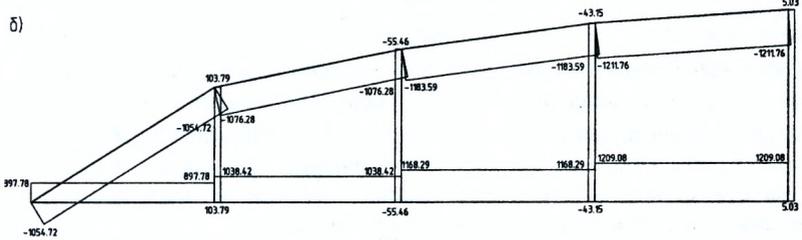
Элемент фермы	Номера стержней	$h, м$	$r = \frac{1}{6} \cdot h, м$	M_{sd}	N_{sd}	$M_r = M_{sd} + N_{sd} \cdot r $
Верхний пояс	1, 8	0.3	0.05	-9.19	-1054.72	61.93
	2, 7			<u>-129.03</u>	<u>-1076.28</u>	182.84
	3, 6			69.49	-1183.59	123.67
	4, 5			13.92	-1211.76	74.51
Нижний пояс	9, 16	0.34	0.0567	-23.83	897.78	74.73
	10, 15			<u>-157.13</u>	<u>1038.42</u>	216.01
	11, 14			54.57	1168.29	120.81
	12, 13			25.92	1209.08	94.47
Стойки	17, 23	0.3	0.05	-133.31	103.79	138.50
	18, 22			<u>-161.28</u>	<u>-55.46</u>	164.05
	19, 21			-58.65	-43.15	60.81
	20			0	5.03	0.25

Расчётные сочетания изгибающего момента и продольной силы в табл. 9 выделены.

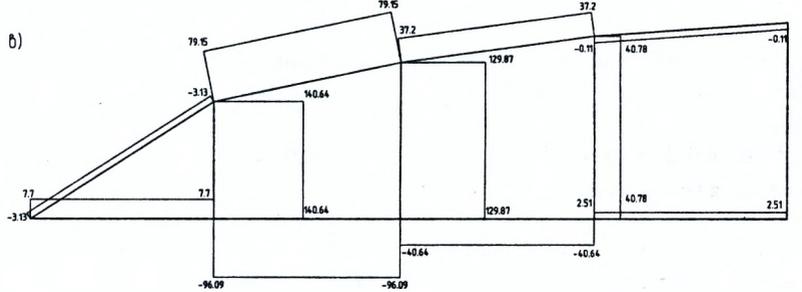
а)



б)



в)



а) изгибающих моментов, б) продольных сил, в) поперечных сил
Рисунок 22 – Эпюры усилий в элементах фермы основного сочетания нагрузок

3.4. Расчёт элементов фермы

3.4.1. Расчёт верхнего пояса фермы

Расчет производим по максимальным расчетным сочетаниям усилий $N_{sd} = 1076.28 \text{ кН}$, $M_{sd} = 129.03 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $V_{sd} = 79.15 \text{ кН}$ (для стержней 2 и 7). Остальные элементы верхнего пояса из соображений унификации будут армироваться аналогично рассмотренным.

Усилия от длительно действующей нагрузки:

$$M_{sd,lt} = \frac{G_{sd} + 0.3 \cdot Q_{sd}}{G_{sd} + 0.7 \cdot Q_{sd}} \cdot M_{sd} = \frac{137.06 + 0.3 \cdot 27}{137.06 + 0.7 \cdot 27} \cdot 129.03 = 120.09 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_{sd,lt} = \frac{G_{sd} + 0.3 \cdot Q_{sd}}{G_{sd} + 0.7 \cdot Q_{sd}} \cdot N_{sd} = \frac{137.06 + 0.3 \cdot 27}{137.06 + 0.7 \cdot 27} \cdot 1076.75 \text{ кН}.$$

Рабочая высота сечения верхнего пояса при $c = c_1 = 30 \text{ мм}$

$$d = h - c = 300 - 30 = 270 \text{ мм}.$$

$$\text{Длина панели } l = 2986 \text{ мм, эксцентриситет } e_{oN} = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{129.03}{1076.28} = 0.12 \text{ м}.$$

Расчёт в плоскости изгиба. Расчётная длина верхнего пояса фермы в плоскости изгиба при $e_0 = 0.12 \text{ м} > (1/8) \cdot 0.3 = 0.038 \text{ м}$ (табл. 7.3[2]) – $l_0 = 0.8 \cdot 2.986 = 2.39 \text{ м}$.

$$\text{Радиус инерции сечения: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{300^2}{12}} = 86.6 \text{ мм}.$$

$$\text{Так как } \frac{l_0}{i} = \frac{2390}{86.6} = 27.6 > 34 - 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \cdot \frac{|-129.03|}{|107.31|} = 19.57,$$

то необходимо учесть влияние прогиба на эксцентриситет продольной силы.

где M_{\max}, M_{\min} – больший и меньший изгибающий момент в пределах расчётной длины элемента, принимаются по таблице 7 для стержней 2 и 7.

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчётный эксцентриситет определяем по формуле:

$$e_0 = e_{oN} + e_a,$$

где e_a – величина случайного эксцентриситета, принимается большая из величин

$$\frac{l_0}{600} = \frac{2390}{600} = 3.98 \text{ мм}, \quad \frac{h}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм и } 20 \text{ мм}.$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$. Тогда $e_0 = 0.12 + 0.02 = 0.14 \text{ м}$.

Условная критическая сила:

$$N_{crit} = \frac{6.4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left(\frac{I_c}{k_H} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right) =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 34.2 \cdot 10^3}{2.39^2} \cdot \left(\frac{6.3 \cdot 10^{-4}}{1.93} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{0.47}{1}} + 0.1 \right) + 5.85 \cdot 29.03 \cdot 10^{-6} \right) = 10195 \text{ кН}.$$

где $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.28 \cdot 0.3^3}{12} = 6.3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$;

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{sd,lt}^1}{M_{sd}^1} = 1 + 1 \cdot \frac{240.3}{258.18} = 1.93 \leq 1 + \beta_1 = 2;$$

здесь $M_{sd,lt}^1 = M_{sd,lt} + N_{sd,lt} \cdot (0.5 \cdot h - c) = 120.09 + 1001.75 \cdot \left(\frac{0.3}{2} - 0.03 \right) = 240.30 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$M_{sd}^1 = M_{sd} + N_{sd} \cdot (0.5 \cdot h - c) = 129.03 + 1076.28 \cdot \left(\frac{0.3}{2} - 0.03 \right) = 258.18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$\beta_1 = 1$ – для тяжелого бетона;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным $\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0.14}{0.3} = 0.47$, но не менее

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 \cdot f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{2.39}{0.3} - 0.01 \cdot 23.3 = 0.187;$$

φ_p – коэффициент, принимаемый для элементов без предварительного напряжения $\varphi_p = 1$.

Коэффициент приведения: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{34.2 \cdot 10^3} = 5.85$.

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента I_s при первоначально принятом коэффициенте продольного армирования $\rho_1 = 0.024$.

$$\rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1076.28 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^6 \cdot 0.28 \cdot 0.27} = 0.0164\%.$$

но не менее $\rho_1 = \frac{27 + \lambda}{400} = \frac{27 + 27.6}{440} = 0.124\%$, принимаем не менее 0.1% и не более 0.25%.

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 = 0.024 \cdot 0.28 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{0.3}{2} - 0.03 \right)^2 = 29.03 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{1076.28}{10195}} = 1.12.$$

Полный эксцентриситет с учётом влияния гибкости составляет:

$$e_{tot} = e_0 \cdot \eta_{ns} = 0.14 \cdot 1.12 = 0.157 \text{ м}.$$

Расчётный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{sd1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 1076.28 \cdot (0.157 + 0.5 \cdot 0.3 - 0.03) = 298.13 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 ($k_{s1} = k_{s2} = 1$) определяем для симметричного армирования (т.к эпюра изгибающих моментов двухзначна в пределах элемента) величину относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \frac{N_{sd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1076.28}{0.81 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 0.28 \cdot 0.27 \cdot 1000} = 0.754.$$

По таблице 6.7[5] для бетона класса $C35/45$ и арматуры $S500$ $\xi_{lim} = 0.61$.

Поскольку $\xi = 0.754 > \xi_{lim} = 0.61$, т.е. сечение находится в области деформирования 3 и расчёт производим используя блок – схему 3 приложения 6 [11] коэффициенты $k_{s1} = 1$, $k_{s2} = 1$. Уточняем величину коэффициента k_{s1} . Для этого находим площадь сжатой арматуры при найденном выше $\xi = 0.754$, соответствующей нижней границе поиска требуемой площади:

$$A_{sc} = \frac{M_{sd,1} - \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{M_{sd,1} - \left(\frac{17}{21} \cdot \xi - \frac{33}{98} \cdot \xi^2 \right) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} =$$

$$= \frac{298.13 \cdot 10^6 - \left(\frac{17}{21} \cdot 0.754 - \frac{33}{98} \cdot 0.754^2 \right) \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270^2}{1 \cdot 435 \cdot (270 - 30)} = 947 \text{ мм}^2.$$

(α_m – определяется с помощью таблицы 4.2 приложения 4).

Находим площадь сжатой арматуры, соответствующей верхней границе поиска требуемой площади (при $\xi_{lim} = 0.61, \alpha_{m,lim} = 0.368$).

$$A_{sc} = \frac{M_{sd,1} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{298.13 \cdot 10^6 - 0.386 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270^2}{1 \cdot 435 \cdot (270 - 30)} = 1179 \text{ мм}^2.$$

При гибкости элемента $\frac{l_0}{i} = 27.6$ минимальная площадь как сжатой, так и растянутой арматуры равна:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.00164 \cdot 280 \cdot 270 = 123.98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование $3\varnothing 22 S500 (A_{sc} = 1140 \text{ мм}^2)$, что больше минимального значения и примерно соответствует среднему из полученных выше величин и уточняем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd,1} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{298.13 \cdot 10^6 - 1 \cdot 435 \cdot 1140 \cdot (270 - 30)}{1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270^2} = 0.377.$$

Относительная высота сжатой зоны при уточненном значении α_m :

$$\xi = \frac{1}{k_2} \cdot \left(0.5 - \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} \right) = \frac{1}{0.416} \cdot \left(0.5 - \sqrt{0.25 - \frac{0.377}{1.947}} \right) = 0.631.$$

Величина относительной деформации растянутой арматуры при относительной высоте сжатой зоны $\xi = 0.631$:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (1 - \xi)}{\xi} = \frac{0.0035 \cdot (1 - 0.631)}{0.631} = 0.0021.$$

Величина коэффициента k_{s1} :

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{0.0021 \cdot 2 \cdot 10^5}{435} = 0.966.$$

Требуемое количество растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{(\omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} - N_{sd})}{k_{s1} \cdot f_{yd}} =$$

$$= \frac{(0.81 \cdot 0.631 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270 + 1 \cdot 435 \cdot 1140 - 1076.28 \cdot 10^3)}{1 \cdot 435} = 761 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование $3\varnothing 22.S500 (A_{sc} = 1140 \text{ мм}^2)$.

По результатам расчёта в сечениях стержней верхнего пояса безраскосной фермы устанавливаем:

– в сжатой зоне $A_{st} = 11.40 \text{ см}^2 (3\varnothing 22.S500)$.

– в растянутой зоне $A_{sc} = 11.40 \text{ см}^2 (3\varnothing 22.S500)$.

Коэффициент продольного армирования:

$$\rho_l = \frac{A_{st} + A_{sc}}{b \cdot h} = \frac{11.4 + 11.4}{28 \cdot 30} = 0.027 \text{ не значительно отличается от ранее принятого } \rho_l = 0.024, \text{ уточнение коэффициента, учитывающего влияние прогиба на}$$

величину эксцентриситета не производим.

Так как в пределах панели верхнего пояса фермы (в пределах одного стержня 2 и 7) эпюра изгибающих моментов меняет знак на противоположный, то применяем симметричное армирование сечения по $3\varnothing 22.S500$ с каждой грани сечения (рисунок 23).

Расчёт из плоскости изгиба. Расчётная длина панели верхнего пояса фермы из плоскости изгиба $l_0 = 0.9 \cdot 3.007 = 2.706 \text{ м}$. Так как гибкость из плоскости из-

гиба $\frac{l_0}{b} = \frac{2.706}{0.28} = 9.66 > \frac{l_0}{h} = \frac{2.706}{0.3} = 9.02$ – гибкости в плоскости изгиба, то необходим расчёт прочности с учётом устойчивости из плоскости изгиба. Расчёт производим как для центрально сжатого элемента (п. 2.4.2)

$$\text{Величина случайного эксцентриситета: } e_a = \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{2706}{600} = 4.51 \text{ мм,} \\ \frac{h}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм,} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

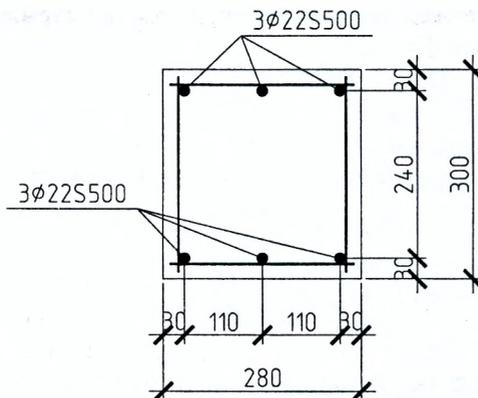


Рисунок 23 – Схема армирования верхнего пояса фермы

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$. Тогда $e_{tot} = 0 + 20 = 20 \text{ мм}$.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{150}\right) - 0.02 \cdot \frac{2076}{280} = 0.784 \leq 1 - \frac{2 \cdot 20}{280} = 0.857.$$

Тогда:

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}) = \frac{0.784 \cdot (1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 300 + 435 \cdot 2280)}{1000} = 2312 \text{ кН}.$$

где $A_{s,tot} = 1140 + 1140 = 2280 \text{ мм}^2$ – площадь продольной арматуры в сечении

Так как $N_{Sd} = 1076.28 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 2312 \text{ кН}$, то прочность сечения из плоскости изгиба обеспечивается.

Расчёт на действие поперечной силы.

Расчёт прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил следует производить из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}.$$

где $V_{Sd} = 79.15 \text{ кН}$ – максимальная расчётная поперечная сила в верхнем поясе фермы (принимается по таблице 7);

$V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = \\ &= \left(0.12 \cdot 1.86 \cdot (100 \cdot 0.015 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 1281 \right) \cdot 280 \cdot 270 = 145.9 \text{ кН}, \end{aligned}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (\tau_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0.525 + 0.15 \cdot 12.81) \cdot 280 \cdot 270 = 184.96 \text{ кН}.$$

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1.86 < 2$, $C_{Rd,c} = 0.12$, $k_1 = 0.15$.

$$\tau_{\min} = 0.035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1.86^2 \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0.525 \text{ МПа},$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{1140}{280 \cdot 270} = 0.015 < 0.02.$$

A_{st} – площадь сечения продольной растянутой арматуры,

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1076.28 \cdot 10^3}{280 \cdot 300} = 12.81 \text{ МПа}.$$

где $N_{Ed} = N_{sd}$ – продольная сила в рассматриваемом сечении.

Условие $V_{sd} = 79.15 \text{ кН} \leq V_{Rd,ct} = 185.90 \text{ кН}$ выполняется, расчёт поперечной арматуры не производится и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем $\varnothing 6S500$ с шагом 300 мм что не превышает $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм}$.

3.4.2. Расчёт нижнего пояса фермы

3.4.2.1. Расчет по предельным состояниям первой группы

Максимальные расчётные усилия в нижнем поясе в стержне № 15. Расчет производим для двух расчетных сечений:

сечение 1 – $N_{sd} = 1038.42 \text{ кН}$, $V_{sd} = 96.09 \text{ кН}$, $M_{sd} = -157.13 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

сечение 2 – $N_{sd} = 1038.42 \text{ кН}$, $V_{sd} = 96.09 \text{ кН}$, $M_{sd} = 123.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Размеры сечения элемента: $b \times h = 280 \times 340 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения: при $c = c_1 = 50 \text{ мм}$, $d = h - c = 340 - 50 = 290 \text{ мм}$.

Сечение 1 (более растянута верхняя грань сечения (рисунок 24)). Эксцентриситет продольного растягивающего усилия N_{sd} относительно центра тяжести сечения:

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{157.13}{1038.42} = 0.151 \text{ м};$$

Так как $e_0 = 0.151 \text{ м} > 0.5 \cdot h - c = 0.5 \cdot 0.34 - 0.05 = 0.12 \text{ м}$, то имеет место случай больших эксцентриситетов внецентренно растянутого элемента.

Величина изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{sd,1} = N_{sd,1} \cdot \left(e_0 - \frac{h}{2} + c \right) = 1038.42 \cdot \left(0.151 - \frac{0.34}{2} + 0.05 \right) = 32.19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величина относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения, в предположении отсутствия арматуры верхней зоны ($k_{s2} = 0$).

$$\alpha_m = \frac{M_{sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{32.19 \cdot 10^6}{1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 290^2} = 0.059.$$

Согласно табл. 6.7 [5] сечение находится в области деформирования 1а и относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = 0.118$. При данной величине ξ высота сжатой зоны $x = \xi \cdot d = 0.118 \cdot 290 = 34.22 \text{ мм} < c_1 = 50 \text{ мм}$, т.е. напрягае-

мая арматура, располагаемая у сжатой грани сечения, воспринимает малую долю растягивающих усилий. По этой причине в запас прочности принимаем $A_{spc} = 0$.

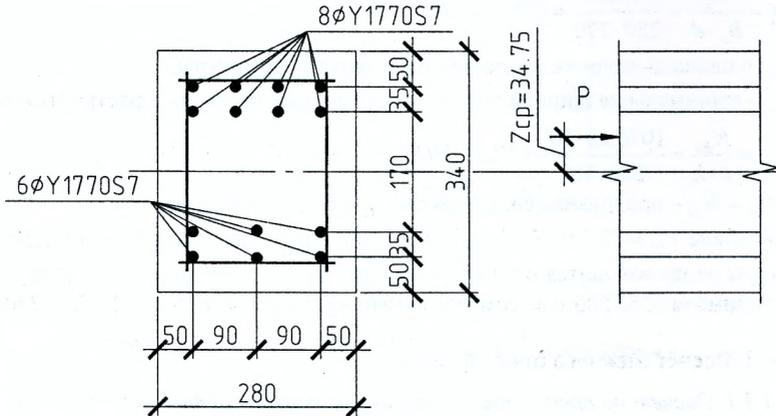


Рисунок 24 – Схема армирования и эксцентриситет сил обжатия нижнего пояса фермы

Тогда площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + N_{sd}}{f_{pd}} = \frac{0.81 \cdot 0.118 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 290 + 1038.42 \cdot 10}{1216} = 10 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры из условия конструктивного минимума:

$$\rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 26 \cdot \frac{3.2}{435} = 0.191\%,$$

$$A_{sp} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.00191 \cdot 28 \cdot 29 = 1.55 \text{ см}^2.$$

Принимаем 8Y1860S7G-16 (СТБ EN 101383) с $A_{sp} = 12 \text{ см}^2$.

Сечение 2 (растянута нижняя грань сечения). Расчет производим аналогично сечению 1.

$$\text{Так как } e_0 = \frac{M_{sd2}}{N_{sd1}} = \frac{123.94}{1038.42} = 0.119 \text{ м} > 0.5 \cdot h - c = 0.5 \cdot 0.34 - 0.05 = 0.12 \text{ м},$$

имеет место случай больших эксцентриситетов внецентренно растянутого элемента.

$$M_{sd,1} = N_{sd,1} \cdot \left(e_0 - \frac{h}{2} + c \right) = 1038.42 \cdot \left(0.119 - \frac{0.34}{2} + 0.05 \right) = -1.04 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = \frac{1.04 \cdot 10^6}{1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 290^2} = 0.0019 \text{ — сечение находится в области деформирования 1a (таблица 4.3 приложения 4) и } \omega_c \cdot \xi = 0.002.$$

Арматура, наиболее удаленная от продольной растягивающей силы (A_{spc}) находится в растянутой зоне сечения и в дальнейших расчетах не учитывается.

Площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{0.002 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 290 + 1038.42 \cdot 10}{1216} = 8.56 \text{ см}^2.$$

Принимаем $A_{sp} = 9 \text{ см}^2$ (6Y1860S7G-16).

Суммарная площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_p = 11.2 + 9.8 = 20.2 \text{ см}^2.$$

Расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения:

$$z_{cp} = \frac{h}{2} - \frac{S_{sp}}{A_{sp, tot}} = \frac{340}{2} - \frac{3 \cdot 50 \cdot 14 + 3 \cdot 85 \cdot 16 + 4 \cdot 255 \cdot 16 + 4 \cdot 290 \cdot 16}{202} = -34.75 \text{ мм}.$$

3.4.2.2. Расчет по предельным состояниям второй группы

А. Подсчёт потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Предварительное напряжение $\sigma_{0, \max}$ назначается исходя из условий:

$$\sigma_{0, \max} + p \leq k_p \cdot f_{pk},$$

$$\sigma_{0, \max} - p \leq 0.3 \cdot f_{pk}.$$

где $p = 0.05 \cdot \sigma_{0, \max}$ – при механическом способе натяжения арматуры;

$k_p = 0.8$ – для канатной арматуры*;

Тогда:

$$\sigma_{0, \max} + 0.05 \cdot \sigma_{0, \max} = 1.05 \cdot \sigma_{0, \max} \leq 0.8 \cdot f_{pk} = 0.8 \cdot 1770 = 1416 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{0, \max} - 0.05 \cdot \sigma_{0, \max} = 0.95 \cdot \sigma_{0, \max} \geq 0.3 \cdot f_{pk} = 0.3 \cdot 1770 = 531 \text{ МПа}.$$

Согласно данным условий $\sigma_{0, \max}$ находится в пределах

$$599 \text{ МПа} \leq \sigma_{0, \max} \leq 11348 \text{ МПа}. \text{ Принимаем } \sigma_{0, \max} = 1000 \text{ МПа}.$$

Первые потери:

– потери от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta P_{ir} = \left(0.22 \cdot \frac{\sigma_{0, \max}}{f_{pk}} - 0.1 \right) \cdot \sigma_{0, \max} \cdot A_{sp} = \left(0.22 \cdot \frac{1000}{1770} - 0.1 \right) \cdot 1000 \cdot \frac{20.2}{10} = 49.07 \text{ кН}^{***}$$

– потери от температурного перепада:

$$\Delta P_{\Delta T} = 1 \cdot \Delta T \cdot A_{sp} = 1 \cdot 65 \cdot \frac{20.2}{10} = 131.3 \text{ кН}^{***}$$

где ΔT – разность температур нагреваемой арматуры и неподвижных упоров, воспринимающих усилие натяжения, °С. При отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65^\circ \text{C}$.

* $p = 30 + \frac{360}{l}$ – при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения.

* $k_p = 0.9$ – для стержневой арматуры

*** – зависит от вида арматуры и способа натяжения (см. п. 9.3.1.1 [1]).

**** – зависит от класса бетона (для бетонов классов выше С30/37) (см. п. 9.3.1.2 [1])

– потери от деформации анкеров при натяжении на упоры:

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_{sp} = \frac{3.56}{25000} \cdot 1.95 \cdot 10^5 \cdot 20.2 \cdot 10^{-1} = 56.09 \text{ кН.}$$

где $\Delta l = 25000 \text{ мм}$ – длина натягиваемого каната (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы),

Δl – смещение каната в инвентарных зажимах; определяется как:

$$\Delta l = 1.25 + 0.15 \cdot \varnothing = 1.25 + 0.15 \cdot 16 = 3.65 \text{ мм,}$$

здесь \varnothing – диаметр каната.

– потери, вызванные упругой деформацией бетона:

$$\Delta P_c = \alpha_{sp} \cdot \rho_{sp} \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c}.$$

где $\rho_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{2020}{280 \cdot 340} = 0.021$, $\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{1.95 \cdot 10^5}{34.2 \cdot 10^3} = 5.7$.

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{280 \cdot 340^3}{12} = 917 \cdot 10^6 \text{ мм}^4, A_c = 280 \cdot 340 = 95.2 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

$$z_{cp} = -34.75 \text{ мм (см. п. 3.4.2.1)}$$

$$P_{0,c} = P_0 - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A = 2020 - 49.07 - 131.3 - 56.09 = 1783.54 \text{ кН,}$$

$$P_0 = \sigma_{0, \max} \cdot A_{sp} = 1000 \cdot \frac{20.2}{10} = 2020 \text{ кН} - \text{начальное значение усилия предварительного напряжения (без учёта потерь).}$$

$$\text{С учётом этого } \Delta P_c = 5.7 \cdot 0.021 \cdot \left(1 + (34.75)^2 \cdot \frac{95.2 \cdot 10^3}{917 \cdot 10^6} \right) \cdot 1783.54 = 240.25 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m,0}$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_{lr} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_c = 2020 - 49.07 - 131.3 - 56.09 - 240.3 = 1543.24 \text{ кН,}$$

при этом должно выполняться условие: $P_{m,0} \leq 0.75 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp}$.

$$1543.61 \text{ кН} < 0.75 \cdot 1770 \cdot \frac{20.2}{10} = 2681.55 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Вторые потери:

– реологические потери предварительного обжатия, вызванные длительными процессами в бетоне и арматуре (ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре)

$$\Delta P_i(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{sp},$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\sigma(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_{sp} \cdot \frac{A_{sp}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi(t, t_0))},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений.

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени $t > 100$ сут,

$$\varepsilon_{cs}(100) = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a} = -3.3 \cdot 10^{-4} - 0.54 \cdot 10^{-4} = -3.84 \cdot 10^{-4}.$$

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ – относительная деформация физической части усадки, обусловленной испарением из бетона влаги; при относительной влажности $RH = 60\%$ и марке бетона по удобоукладываемости П1 по таблице 6.3 [1]

$$\varepsilon_{cs,d} = -4.7 \cdot 10^{-4} \cdot 0.7 = -3.3 \cdot 10^{-4};$$

$\varepsilon_{cs,a}$ – относительная деформация химической части усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего:

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a,\infty} = 0.865 \cdot (-0.625 \cdot 10^{-4}) = -0.54 \cdot 10^{-4},$$

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = -0.625 \cdot 10^{-4},$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 0.865.$$

$\Phi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до 100 суток, принимаем по рисунку 6.1 [1]. При $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 280 \cdot 340}{2 \cdot 280 + 2 \cdot 340} = 154$ мм,

относительной влажности $RH = 60\%$ и марке бетона по удобоукладываемости П1 – $\Phi(t, t_0) = 1.55 \cdot 0.8 = 1.24$, здесь u – периметр поперечного сечения нижнего пояса;

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянного сочетания нагрузок:

$$\sigma_{cp} = -\frac{N_{sd,l}}{A_c} - \frac{M_{sd,l} \cdot z_{cp}}{I_c} = -\frac{710.28 \cdot 10^3}{95.2 \cdot 10^3} - \frac{107.48 \cdot 10^6 \cdot 34.75}{917 \cdot 10^6} = -11.53 \text{ МПа},$$

где $N_{sd,l} = N_{sd} \cdot \beta_l = 1038.42 \cdot 0.684 = 710.28$ кН,

$M_{sd,l} = M_{sd} \cdot \beta_l = 157.13 \cdot 0.684 = 107.48$ кН · м.

$\beta_l = 0.684$ кН, см. п. 3.2.

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} \cdot z_{cp}^2}{I_c} = \frac{1543.24 \cdot 10^3}{95.2 \cdot 10^3} + \frac{1543.24 \cdot 10^3 \cdot 34.75^2}{917 \cdot 10^6} = 18.24 \text{ МПа}.$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменения напряжений в напрягаемой арматуре, вызванные релаксацией арматурной стали.

$$\Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \right) \cdot \sigma_{pm,0},$$

$\rho_{1000} = 2.5\%$ – для второго класса релаксации;

$$\mu = \frac{\sigma_{pm,0}}{f_{pk}} = \frac{P_{m,0}/A_{sp}}{f_{pk}} = \frac{1543.24 \cdot 10^3 / 2020}{1770} = 0.43;$$

t – время после натяжения в часах, в курсовом проекте применяется $t = 438000$ ч.

$$\text{Тогда } \Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot 0.025 \cdot e^{9 \cdot 1.043} \cdot \left(\frac{438000}{1000} \right)^{0.75(1-0.43)} \cdot 10^{-3} \right) \cdot 763.98 = 0.63 \text{ МПа.}$$

$$\text{Момент инерции сечения } I_c = \frac{280 \cdot 340^3}{12} = 917 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{3.84 \cdot 10^{-4} \cdot 1.95 \cdot 10^5 + 0.63 + 5.7 \cdot 1.24 \cdot (-11.53 + 18.24)}{1 + 5.7 \cdot \frac{20.2}{95.2 \cdot 10^3} \cdot \left(1 + \frac{95.2 \cdot 10^3}{917 \cdot 10^6} \cdot 34.75^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot 1.24)} = 122.6 \text{ МПа};$$

Реологические потери

$$\Delta P_r(t) = \frac{122.6 \cdot 20.2}{10} = 247.65 \text{ кН.}$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь):

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_r(t) = 1543.24 - 247.65 = 1295.59 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m,t}$ должно удовлетворять условиям:

$$P_{m,t} \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp} \text{ и } P_{m,t} \leq P_0 - 100 \cdot A_{sp},$$

$$P_{m,t} = 1295.59 \leq 0.65 \cdot 1770 \cdot \frac{20.2}{10} = 2324.01 \text{ кН,}$$

$$P_{m,t} = 1295.59 \leq 2020 - 100 \cdot \frac{20.2}{10} = 1818 \text{ кН.}$$

Условия выполняются.

Б. Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Данный расчет выполняется для элемента № 15 (верхняя грань) с целью необходимости выполнения проверки ширины раскрытия трещин и производится из условия:

$$M_{Sd}^{inf} \leq M_{cr}^{inf},$$

где M_{Sd}^{inf} – изгибающий момент от частой комбинации внешней нагрузки относительно верхней ядровой точки сечения ($r = 0.0567$ таблица 8);

$$M_{Sd}^{inf} = N_{Sd} \cdot \beta \cdot (e_0 + r) = 1038.42 \cdot 0.707 \cdot (0.151 + 0.0567) = 152.49 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

M_{cr}^{inf} – изгибающий момент, который может быть воспринят сечением перед образованием трещин, вычисленный относительно той же точки при нижнем пределе значения предварительного обжатия.

$$M_{cr}^{inf} = f_{ctm} \cdot \frac{I_c}{h/2} + r_{inf} \cdot P_{m,t} \cdot (z_{cp} + r) = \frac{\left(3.2 \cdot \frac{917 \cdot 10^6}{340/2} + 0.9 \cdot 1295.59 \cdot 10^3 \cdot (34.75 + 56.7) \right)}{10^6} = 120.93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Так как $M_{Sd}^{inf} = 152.49 \text{ кН} \cdot \text{м} > 120.93 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то необходим расчёт по раскрытию трещин.

В. Расчёт по раскрытию нормальных трещин.

Ширину раскрытия трещин определяем так же от частой комбинации нагрузок:

$$M_{sd,n} = M_{sd} \cdot \beta = 157.13 \cdot 0.707 = 111.09 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_{sd,n} = N_{sd} \cdot \beta = 1038.42 \cdot 0.707 = 734.16 \text{ кН}.$$

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин предварительно напряжённых элементов от частого сочетания нагрузок $w_{lim} = 0.2 \text{ мм}$ (таблица 5.1[1]).

Эффективный модуль упругости:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{34.2 \cdot 10^3}{1 + 1.55} = 13.4 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{c,eff}} = \frac{1.95 \cdot 10^5}{13.4 \cdot 10^3} = 14.55.$$

Высоту сжатой зоны сечения находим из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной оси:

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} + \alpha_p \cdot A_{sc} \cdot (x_{II} - c_1) - \alpha_p \cdot A_{st} \cdot (d - x_{II}) = \frac{280 \cdot x_{II}^2}{2} + 14.55 \cdot 900 \cdot (x_{II} - 68) - 14.55 \cdot 1120 \cdot (272 - x_{II}) = 0.$$

Упрощая выражение, получим:

$$x_{II}^2 + 209.9x_{II} - 38021.2 = 0.$$

Решая квадратное уравнение, находим $x_{II} = 117 \text{ мм}$.

Величина изгибающего момента относительно центра тяжести сжатого бетона при его упругом деформировании:

$$M_{sd}^c = N_{sd} \cdot \beta \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - \frac{x_{II}}{3} \right) = 1038.42 \cdot 0.707 \cdot \left(0.151 + \frac{0.34}{2} - \frac{0.117}{3} \right) = 207.03 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре от внешнего нагружения:

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}^c - r_{inf} \cdot P_{mt} \cdot \left(z_{ep} + \frac{2 \cdot x_{II}}{3} \right)}{A_{st} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)} = \frac{207.03 - 0.9 \cdot 1295.59 \cdot \left(0.03475 + \frac{2 \cdot 0.117}{3} \right)}{11.2 \cdot \left(0.29 - \frac{0.117}{3} \right)} \cdot 10 = 355.08 \text{ МПа}.$$

Эффективная высота растянутой зоны сечения:

$$h_{e,eff} = \min \begin{cases} 2.5 \cdot (h - d) = 2.5 \cdot (340 - 272) = 170 \text{ мм}, \\ \frac{h - x_{II}}{3} = \frac{340 - 117}{3} = 75 \text{ мм}, \\ \frac{h}{2} = \frac{340}{2} = 170 \text{ мм}. \end{cases}$$

Эффективный коэффициент армирования:

$$\rho_{eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{A_{st}}{b \cdot h_{c,eff}} = \frac{1120}{280 \cdot 75} = 0.053 \text{ мм.}$$

Среднее расстояние между трещинами:

$$S_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}} = 50 + 0.25 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot \frac{16}{0.053} = 80.19 \text{ мм.}$$

здесь $k_1 = 0.8$ для стержней периодического профиля и канатов,

$k_2 = 0.5$ для внецентренно растянутых элементов с двухзначной эпюрой относительных деформаций (напряжений).

Приращение относительных деформаций арматуры:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{sd}} \right) \right) = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{N_{cr}}{N_{sd}} \right) \right) = \\ &= \frac{386.6}{1.95 \cdot 10^5} \cdot \left(1 - 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{120.93}{152.49} \right)^2 \right) = 0.74 \cdot 10^{-3}. \end{aligned}$$

здесь $\beta_1 = 1, \beta_2 = 1$ см. п. 2.4.

Расчётная ширина раскрытия трещин:

$$w_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1.7 \cdot 80.19 \cdot 0.74 \cdot 10^{-3} = 0.1 \text{ мм} < w_{lim} = 0.2 \text{ мм.}$$

здесь $\beta = 1.7$ – коэффициент, учитывающий отношение расчётной ширины раскрытия трещин к средней.

Ширина раскрытия трещин не превышает допустимую.

3.4.3. Расчёт стоек фермы

Расчет производим по максимальным расчетным сочетаниям усилий: $N_{sd} = 55.46 \text{ кН}$, $M_{sd1} = 161.28 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_{sd2} = 150.41 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $V_{sd} = 129.87 \text{ кН}$ (стойки 18 и 22). Размеры сечения стойки $b \times h = 280 \times 300 \text{ мм}$. Геометрическая длина стойки $l = 2400 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения верхнего пояса при $c = c_1 = 30 \text{ мм}$:

$$d = h - c = 300 - 30 = 270 \text{ мм.}$$

Расчётными являются сечения в начале утолщения стойки (в начале вута), отстоящим на расстоянии:

– от центра узла верхнего пояса:

$$l_1 = 0.5 \cdot h_1 + h_g = 0.5 \cdot 30 + 30 = 45 \text{ см.}$$

– от центра узла нижнего пояса:

$$l_2 = 0.5 \cdot h_2 + h_g = 0.5 \cdot 34 + 30 = 47 \text{ см.}$$

где h_1 – высота сечения верхнего пояса; h_2 – высота сечения нижнего пояса;

h_g – высота вутов узлов ферм

Длина стойки между вутами:

$$l_s = l - l_1 - l_2 = 2.4 - 0.45 - 0.47 = 1.48 \text{ м.}$$

Расчётные усилия в расчётных сечениях:

– со стороны верхнего пояса (сечение 1-1):

$$M_{Sd,x} = M_{Sd1} - V_{Sd} \cdot l_1 = 161.28 + 129.87 \cdot 0.45 = 102.84 \text{ кН},$$

$$N_{Sd} = 55.46 \text{ кН}, \quad V_{Sd} = 129.87 \text{ кН}.$$

– со стороны нижнего пояса (сечение 2-2):

$$M_{Sd,x} = M_{Sd2} - V_{Sd} \cdot l_2 = 150.41 + 129.87 \cdot 0.45 = 89.37 \text{ кН},$$

$$N_{Sd} = 55.46 \text{ кН}, \quad V_{Sd} = 129.87 \text{ кН}.$$

Расчёт в плоскости изгиба. Расчётная длина стойки фермы в плоскости изгиба $l_0 = 0.8 \cdot 2.4 = 1.92 \text{ м}$ (таблица 7.3 [2]).

$$\text{Радиус инерции сечения: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{300^2}{12}} = 86.6 \text{ мм}.$$

$$\text{Так как } \frac{l_0}{i} = \frac{1180}{86.6} = 13.63 > 34 - 12 \cdot \frac{|M_{\min}|}{|M_{\max}|} = 34 - 12 \cdot \frac{|-150.41|}{|161.28|} = 22.81, \text{ то влия-}$$

ние прогиба на эксцентриситет продольной силы можно не учитывать здесь M_{\max}, M_{\min} – больший и меньший изгибающий момент в пределах расчётной длины элемента, принимаются по таблице 7 для стержней 18 и 22.

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчётный эксцентриситет определяется в следующей последовательности:

$$e_{0N,1} = \frac{M_{Sd,x}}{N_{Sd}} = \frac{102.84}{55.46} = 1.85 \text{ м}, \quad e_{0N,2} = \frac{M_{Sd,x}}{N_{Sd}} = \frac{89.37}{55.46} = 1.61 \text{ м}.$$

$$e_{tot} = e_{0N} + e_a$$

где e_a – величина случайного эксцентриситета, принимается большая из величин:

$$\frac{l_0}{600} = \frac{1820}{600} = 1.97 \text{ мм}, \quad \frac{h}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм и } 20 \text{ мм}.$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$. Тогда $e_{tot} = 1.85 + 0.02 = 1.87 \text{ м}$.

Расчётный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 55.46 \cdot (1.87 + 0.5 \cdot 0.3 - 0.03) = 110.36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 ($k_{s1} = k_{s2} = 1$) определяем для симметричного армирования (т.к эпюра изгибающих моментов двухзначна в пределах элемента) величину относительной высоты сжатой зоны по выражению:

$$\xi = \frac{N_{Sd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{55.46}{0.81 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 0.28 \cdot 0.27 \cdot 10^3} = 0.039.$$

По таблице 4.2 приложения 4 для бетона класса $C35/45$ и арматуры S500 $\xi_{lim} = 0.61$. Поскольку $\xi = 0.039 < \xi_{lim} = 0.61$ имеет место случай больших эксцентриситетов (область 1а) и дальнейший расчёт производим используя блок схему 1 приложения 6 [11].

Минимальное количество арматуры сжатой зоны сечения исходя из минимального коэффициента армирования:

$$A_{sc.min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0.001 \cdot 280 \cdot 270 \cdot 10^{-3} = 0.756 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } \rho_{min} = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 55.46 \cdot 10^3}{435 \cdot 280 \cdot 270} = 0.0084\%, \rho_{\lambda} = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 13.63}{440} = 0.092\%,$$

$$0.1\% < \rho_{min} \leq 0.2\%.$$

К дальнейшим расчётам принимаем $A_{sc} = 628 \text{ мм}^2 (2\varnothing 20 S500)$, полученную по предварительным расчётам.

С учётом принятой площади арматуры A_{sc} на первом шаге итерации при $k_{s2} = 1$ коэффициент α_m составит:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd,1} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{110.37 \cdot 10^6 - 1 \cdot 435 \cdot 628 \cdot (270 - 30)}{1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270^2} = 0.094.$$

По таблице 4-2 приложения 4 при $\alpha_m = 0.094$, $\xi = 0.156$.

По таблице 4-3 прилож. 4 при $\frac{c_1}{d} = 0.11$ и $\xi = 0.156$ коэффициент $k_{s2} = 0.305$,

что значительно отличается от ранее принятого.

Выполнив последовательно несколько раз итерационный расчёт принимаем окончательно $k_{s2} = 0.387 (\xi = 0.177)$.

Требуемое количество растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{\omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} - N_{Sd}}{k_{s1} \cdot f_{yd}} =$$

$$= \frac{0.81 \cdot 0.177 \cdot 1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 270 + 0.387 \cdot 435 \cdot 628 - 55.46 \cdot 10^3}{1 \cdot 435} = 6.96 \text{ см}^2.$$

Для обеспечения жёсткости узлов фермы принимаем симметричное армирование сечения стойки с содержанием арматуры в растянутой и сжатой зонах по $2\varnothing 22 (A_s = 7.6 \text{ см}^2)$.

Расчёт из плоскости изгиба. Расчётная длина стойки фермы из плоскости изгиба $l_0 = 0.9 \cdot l = 0.9 \cdot 1.48 = 1.33 \text{ м}$. Так как гибкость из плоскости изгиба

$$\lambda = \frac{l_0}{b} = \frac{1.33}{0.28} = 4.75 > \frac{l_0}{h} = \frac{1.18}{0.3} = 3.93 \text{ (гибкости в плоскости изгиба) необходима}$$

проверка прочности стойки из плоскости изгиба. Расчет производим аналогично расчету, предложенному в п. 2.4.2.

$$\text{Величина случайного эксцентриситета: } e_a = \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{1330}{600} = 2.22 \text{ мм}, \\ \frac{h}{30} = \frac{280}{30} = 9.33 \text{ мм}, \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{280}\right) - 0.02 \cdot \frac{1330}{280} = 0.882 \leq 1 - \frac{2 \cdot 20}{280} = 0.857.$$

$A_{s, \text{tot}} = 760 + 760 = 1520 \text{ мм}^2$ – площадь продольной арматуры в сечении.

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s, \text{tot}}) = \frac{0.857 \cdot (1 \cdot 23.3 \cdot 280 \cdot 300 + 435 \cdot 1520)}{1000} = 2244 \text{ кН}.$$

Так как $N_{Sd} = 55.46 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 2244 \text{ кН}$, то прочность сечения из плоскости изгиба обеспечивается.

Расчёт на действие поперечной силы. Расчёт прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил следует производить из условия:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd, cr}.$$

где $V_{Sd} = 129.87 \text{ кН}$ – максимальная расчётная поперечная сила для стойки, (принимается по таблице 8);

$V_{Rd, cr}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры:

$$V_{Rd, cr} = \left(C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d =$$

$$\left(0.12 \cdot 1.86 \cdot (100 \cdot 0.01 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.6 \right) \cdot 280 \cdot 270$$

$$\frac{\phantom{\left(0.12 \cdot 1.86 \cdot (100 \cdot 0.01 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.6 \right) \cdot 280 \cdot 270}}{1000} = 62 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd, cr, \text{min}} = (\tau_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0.525 + 0.15 \cdot 0.66) \cdot 280 \cdot 270 = 47.17 \text{ кН}.$$

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1.86 < 2$, $C_{Rd, c} = 0.12$, $k_1 = 0.15$.

$$\tau_{\text{min}} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1.86^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0.525 \text{ МПа}.$$

$$\rho_l = \frac{A_{sr}}{280 \cdot 270} = 0.01 < 0.02.$$

A_{sr} – площадь сечения продольной растянутой арматуры,

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне,

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{55.46 \cdot 10^3}{280 \cdot 300} = 0.66 \text{ МПа}.$$

Так как $129.87 \text{ кН} > 62 \text{ кН}$, то необходимо поперечную арматуру устанавливать по расчёту.

Назначаем предварительно шаг поперечной арматуры $S = 100 \text{ мм}$, что не превышает $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 2.2 = 33 \text{ см}$ (\varnothing – диаметр продольной арматуры стойки) и угол наклона диагональной трещины к продольной оси $\Theta = 43^\circ$.

Продольные деформации в растянутой арматуре:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{sd,x}}{d_z} + 0.5 \cdot N_{sd} + 0.5 \cdot V_{sd} \cdot \cot \Theta}{E_s \cdot A_s} =$$

$$= \frac{\frac{102.84 \cdot 10^6}{240} + 0.5 \cdot 55.46 \cdot 10^3 + 0.5 \cdot 129.87 \cdot 10^3 \cdot \cot 43^\circ}{1.95 \cdot 10^5 \cdot 760 \cdot 10^2} = 0.0035.$$

здесь $d_z = d - c_1 = 270 - 30 = 240$ мм.

Касательные напряжения в рассматриваемом сечении:

$$\nu = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d_z} = \frac{129.87 \cdot 10^3}{0.28 \cdot 0.24} = 1.93 \text{ МПа.}$$

$$\text{Отношение } \frac{\nu}{f_{cm}} = \frac{1.93}{43} = 0.0449.$$

В соответствии со значением $\varepsilon_x = 0.0035$ и $\frac{\nu}{f_{cm}} = 0.0449$ по таблице 4.1 приложения 4 уточняем угол наклона диагональной трещины $\Theta = 43^\circ$, равен углу выбранном предварительно.

Средние значения главных растягивающих деформаций:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left(\varepsilon_x + 0.002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\nu}{f_{cm}} \cdot (\tan \Theta + \cot \Theta)} \cdot (0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1) \right) \right) \cdot \cot \Theta = 3.5 \cdot 10^{-3} +$$

$$+ \left(3.5 \cdot 10^{-3} + 0.002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1.93}{43} \cdot (\tan 43^\circ + \cot 43^\circ)} \cdot (0.8 + 170 \cdot 8.78 \cdot 10^{-3}) \right) \right) \times$$

$$\times \cot 43^\circ = 8.78 \cdot 10^{-3}.$$

(значение ε_1 определяется итерационным путём).

Главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_1 = \frac{0.18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0.3 + \frac{24 \cdot w}{d_g + 16}} \cdot \cot \Theta = \frac{0.18 \cdot \sqrt{43}}{0.3 + \frac{24 \cdot 8.03}{20 + 16}} \cdot \cot 43^\circ = 0.0022 \text{ МПа.}$$

где d_g – максимальный размер заполнителя $d_g = 20$ мм.

w – ширина раскрытия наклонной трещины

$$w = S_{m,0} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 8.78 \cdot 10^{-3} = 2.63 \text{ мм.}$$

здесь $S_{m,0}$ – расстояние между диагональными трещинами, ориентировочно принимается $S_{m,0} = 300$ мм.

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном:

$$V_{Rd,c} = \sigma_1 \cdot b \cdot d_z \cdot \cot \Theta = 0.0022 \cdot 10^3 \cdot 0.28 \cdot 0.24 \cdot \cot 43^\circ = 0.159 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять арматура:

$$V_{Rd.sy} = V_{Sd} - V_{Rd.c} = 129.87 - 0.159 = 129.71 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd.sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{S} \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha.$$

откуда

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd.sy} \cdot S}{f_{ywd} \cdot d_z \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} = \frac{129.71 \cdot 10 \cdot 100}{157 \cdot 240 \cdot (\cot 43^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ} = 3.21 \text{ см}^2.$$

где α – угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента, $\alpha = 90^\circ$.

Площадь поперечного сечения арматуры принимается не менее:

$$\rho_{sw.min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{240} = 0.00197,$$

$$A_{sw.min} = (S \cdot b_w) \cdot \rho_{sw.min} = (10 \cdot 28) \cdot 0.00197 = 0.552 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\phi 16 S240$ с $A_{sw} = 4.02 \text{ см}^2$, шаг $S = 100 \text{ мм}$. Схема армирования стойки представлена на рисунке 25.

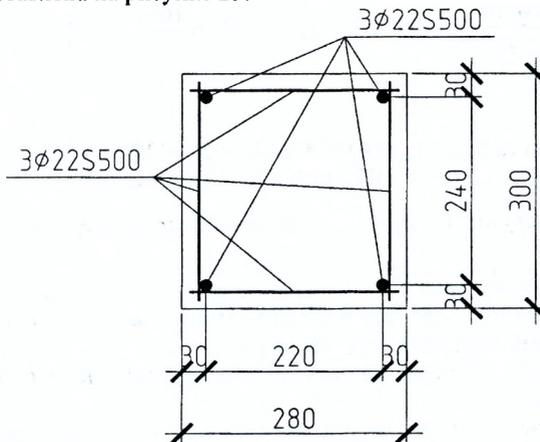


Рисунок 25 – Схема армирования стойки

Расчёт опорного узла безраскосной фермы производится аналогично расчёту опорного узла раскосной фермы.

4 Расчёт и конструирование арки

4.1 Исходные данные

Требуется рассчитать и конструировать предварительно напряжённую железобетонную арку пролетом 30 м (шаг арок 12 м) под покрытие из крупнопанельных плит размером 3х12 м для здания возводимого в г. Минске (II – снеговой район). Арка изготавливается со сборным поясом и затяжкой. Подвески крепятся к арке и затяжке при помощи закладных деталей. Вес арки 280 кН. Натяжение арматуры затяжки производится на упоры стенда, механическим способом.

Все элементы арки изготавливаются из тяжёлого бетона класса $C^{35}/_{45}$, с расчетными характеристиками: $f_{ck} = 35$ МПа, $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1.5} = 23.33$ МПа, $f_{ctm} = 3.2$ МПа

(таблица 2.1 приложения 2) $f_{ctd} = \frac{0.21 \cdot f_{ct}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0.21 \cdot 35^{\frac{2}{3}}}{1.5} = 1.5$ МПа, $E_{cm} = 38 \cdot 10^3 \cdot 0.9 = 34.2 \cdot 10^3$ МПа (таблица 2-2 приложения 2). В расчётное сопротивление бетона f_{cd} следует вводить коэффициент $\alpha = 1$, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ её приложения.

Применяемая арматура:

• напрягаемая – класса Y1860 S7 ($\varnothing 15.2$ мм)

$$f_{p0.1k} = \frac{F_{p0.1k}}{A_{sp}} = \frac{224 \cdot 10^3}{140} = 1600 \text{ МПа}, \quad f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{1600}{1.25} = 1280 \text{ МПа},$$

$$E_{sp} = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

• ненапрягаемая:

– продольная класса S500: $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа

– поперечная: S240: $f_{yd} = 218$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа (см. табл. 6.5).

4.2 Подсчёт нагрузок на арку. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов

Номинальный пролёт арки $L = 30$ м, конструктивный размер $L_k = 29.9$ м, расчётный пролёт $l_o = 29.9 - 2 \cdot 0.175 = 29.55$ м. Шаг арок вдоль здания $l = 12$ м. Геометрическая схема арки представлена на рисунке 26.

Состав и величины нагрузок на арку от конструктивных слоев покрытия приведены в таблице 10.

Интенсивность снеговой нагрузки принимаем в соответствии с требованиями [3, 4] согласно которых нормативное значение снеговой нагрузки составляет – $S_o = 1.6$ кН/м² (г. Минск, РБ – II район [3]). Рассматриваем схему равномерного распределения снеговой нагрузкой по всему пролету.

Постоянная нагрузка на арку:

$$\text{– нормативное значение } g_{sd,n} = g_{sd,n} \cdot l + \frac{G_{арки}}{L_k} = 3.32 \cdot 12 + \frac{280}{29.9} = 49.2 \text{ кН/м},$$

$$\text{– расчётное значение } g_{sd} = g_{sd} \cdot l + \frac{G_{арки} \cdot \gamma_F}{L_k} = 4.48 \cdot 12 + \frac{280 \cdot 1.35}{29.9} = 66.4 \text{ кН/м}.$$

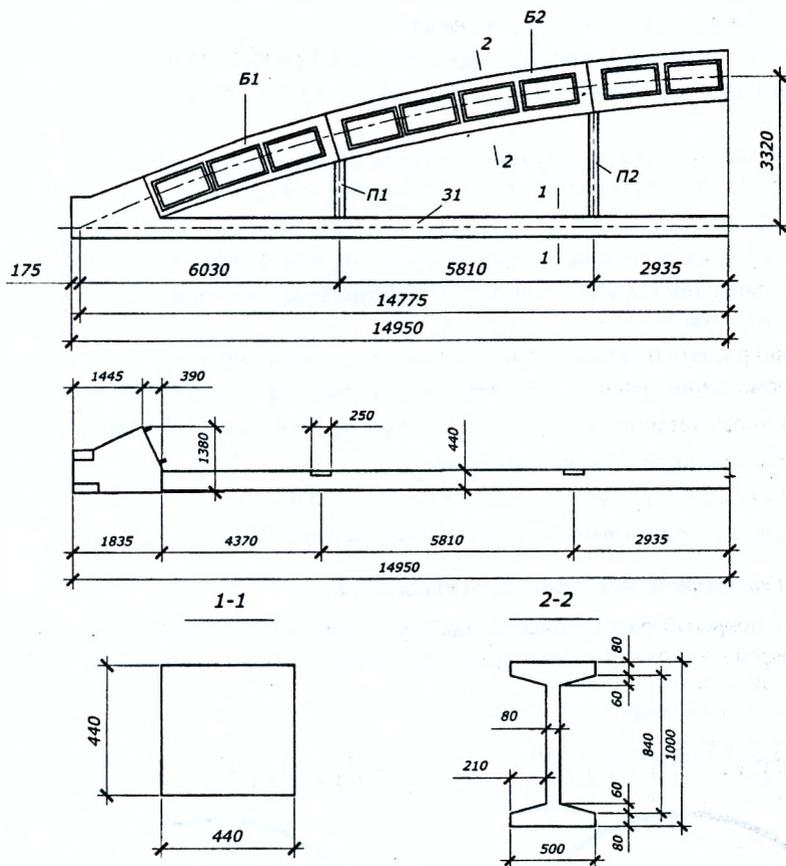


Рисунок 26 – Геометрическая схема арки пролётом 30 м

Таблица 10 – Подсчет постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия

№ п/п	Состав покрытия	Нормативная нагрузка $g_{sd, n}$, $\text{кН} / \text{м}^2$	Коэффициент безопасности по нагрузке γ_F	Расчётная нагрузка g_{sd} , $\text{кН} / \text{м}^2$
1.	Гидроизоляционный коёр – 3 слоя битумной изоляции	0.15	1.35	0.2035
2.	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$, $\gamma = 22 \text{ кН} / \text{м}^3$.	0.66	1.35	0.891
3.	Утеплитель – полужесткие минераловатные плиты $t = 200 \text{ мм}$. $\gamma = 4 \text{ кН} / \text{м}^3$	0.8	1.35	1.08
4.	Обмазочная пароизоляция	0.01	1.35	0.014
5.	Железобетонные ребристые плиты покрытия с учётом заливки швов.	1.7	1.35	1.295
	Итого: g_{sd}	$g_{sd, n} = 3.32$		$g_{sd} = 4.88$

Переменная (снеговая) нагрузка на арку:

– нормативное значение $q_{sd,n}^s = S_0 \cdot \mu \cdot l = 1.6 \cdot 1 \cdot 12 = 19.2$ кН/м,

– расчётное значение $q_{sd}^s = S_0 \cdot \mu \cdot l \cdot \gamma_F = 1.6 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 1.5 = 28.8$ кН/м,

где $\mu = 1$.

Значение нагрузок на арку при расчётных сочетаниях усилий:

а) при расчете по предельным состояниям первой группы:

– I основное сочетание $(g + q)_{sd} = g_{sd} + \psi \cdot q_{sd}^s = 66.4 + 0.7 \cdot 28.8 = 86.56$ кН/м;

– II основное сочетание $(g + q)_{sd} = g_{sd} \cdot \xi + q_{sd}^s = 66.4 \cdot 0.85 + 28.8 = 85.24$ кН/м.

К дальнейшим расчётам принимаем максимальное значение, т.е.

$(g + q)_{sd} = 86.56$ кН/м.

б) при расчете по предельным состояниям второй группы:

– нормативное (редкое) сочетание $(g + q)_{sk} = g_{sk} + q_{sk}^s = 49.2 + 19.2 = 68.4$ кН/м;

– частое сочетание $(g + q)_{sk, freq} = g_{sd,n} + \psi_1 \cdot q_{sd,n}^s = 49.2 + 0.5 \cdot 19.2 = 58.8$ кН/м;

– практически постоянное сочетание

$(g + q)_{sk, perm} = g_{sd,n} + \psi_2 \cdot q_{sd,n}^s = 49.2 + 0.3 \cdot 19.2 = 55.0$ кН/м.

* ψ_0, ψ_1, ψ_2 – принимается согласно национального приложения.

4.3 Геометрические характеристики арки

Арка покрытия рассчитывается как двухшарнирная с затяжкой с круговым очертанием оси пояса. Согласно [3,4] принимаем варианты загрузки, приведенные на рисунке 27.

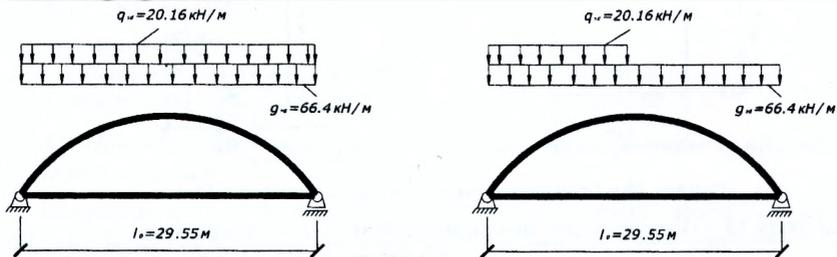


Рисунок 27 – Варианты загрузки арки пролётом 30 м

Геометрические характеристики арки:

1. Радиус оси круговой арки

$$R = \frac{l_s^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f} = \frac{29.55^2 + 4 \cdot 3.32^2}{8 \cdot 3.32} = 34.54 \text{ м,}$$

где f – стрела подъёма, принятая равной примерно 1/9 пролёта, т.е. 3.32 м (рис. 28).

2. Центральный угол

$$\text{tg} \varphi = \frac{x_6}{R - f} = \frac{14.775}{34.54 - 3.32} = 0.473; \text{ в результате } \varphi = 25.3^\circ \approx 25^\circ. \text{ Тогда, угол наклона}$$

касательной к оси арки в т.1 также составит 25° .

3. Длина арки

$$S = 2 \cdot R \cdot \alpha_0 = 2 \cdot 34.54 \cdot 0.436 = 30.12 \text{ м.}$$

$$\text{где } \alpha_0 = \frac{\varphi_1 \cdot 2 \cdot \pi}{360} = \frac{25 \cdot 2 \cdot 3.14}{360} = 0.436$$

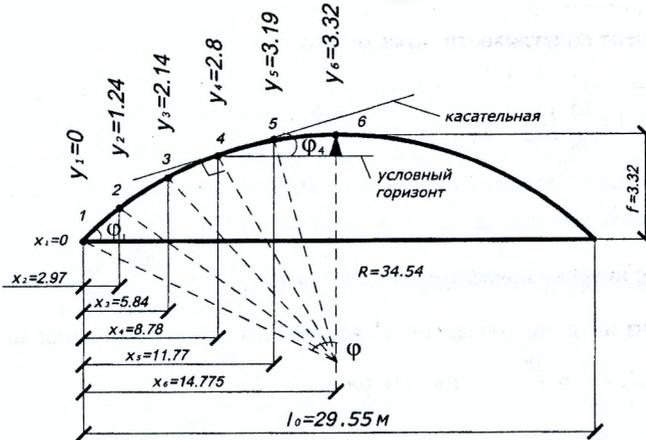


Рисунок 28 – Схема к определению геометрических характеристик арки

Арку разбиваем на 10 равных частей: дуге длиной 0.1 части арки соответствует угол $\varphi_i = \frac{\varphi}{5} = \frac{25^\circ}{5} = 5^\circ$. Угол наклона касательной к оси арки в т. 2-6 будет соответственно уменьшаться на 5° (таблица 11). Горизонтальные и вертикальные координаты сечений определяем по выражениям:

$$x = \frac{l_0}{2} - R \cdot \sin \varphi_x,$$

$$y = R \cdot \cos \varphi_x - a,$$

где $a = R - f = 34.54 - 3.32 = 31.22 \text{ м.}$

Результаты вычислений приведены в таблице 11.

Таблица 11 – Определение ординат сечений

№ сечения	φ_x , град.	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	x, м.	y, м.
1	25	0.4224	0.9064	0	0
2	20	0.3419	0.9398	2.969	1.239
3	15	0.2587	0.9659	5.841	2.144
4	10	0.1736	0.9848	8.781	2.796
5	5	0.0871	0.9962	11.766	3.189
6	0	0	1	14.775	3.32
7	-5	-0.0871	0.9962	11.766	3.189
8	-10	-0.1736	0.9848	8.781	2.796
9	-15	-0.2587	0.9659	5.841	2.144
10	-20	-0.3419	0.9398	2.969	1.239
11	-25	-0.4224	0.9064	0	0

4.4 Определение усилий в элементах арки

Для каждого случая загружений представленных на рисунке 27 находим распор в затяжке арки по формуле:

$$H = k \cdot \frac{(g + q) \cdot l_0^2}{8 \cdot f};$$

где коэффициент податливости затяжки арки:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \left(\frac{i_c}{f}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{A_c}{A_{c1}}\right)} = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \cdot \left(\frac{34,8}{322}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{1724}{1936}\right)} = 0.962$$

здесь A_c – площадь сечения арки, ($A_c = 2 \cdot 50 \cdot 8 + 4 \cdot 0.5 \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8 = 17.84 \text{ см}^2$);

A_{c1} – площадь сечения затяжки ($A_{c1} = 44 \cdot 44 = 1936 \text{ см}^2$);

i_c – радиус инерции приведенного сечения $i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2091425}{1724}} = 348.18 \text{ мм}$);

I_c – момент инерции приведенного сечения арки; при расстоянии до центра тяжести при $Z_c = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ см}$ (см. рисунок 26)

$$I_c = 2 \cdot \frac{50 \cdot 8^3}{12} + 2 \cdot 50 \cdot 8 \cdot \left(50 - \frac{8}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot (100 - 2 \cdot 8)^3}{12} + 4 \cdot \frac{(50 - 8) \cdot 6^3}{36} + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot \frac{(50 - 8)}{2} \cdot \left(\frac{100}{2} - 8 - \frac{1}{3} \cdot 6\right)^2 = 2495907 \text{ см}^4$$

Тогда:

- распор от единичной равномерно распределённой нагрузки по всему пролёту составит:

$$H_1 = k \cdot \frac{q \cdot l_0^2}{8 \cdot f} = 0.962 \cdot \frac{1 \cdot 29.55^2}{8 \cdot 3.32} = 31.63 \text{ кН.}$$

- для односторонней равномерно распределённой нагрузки:

$$H_2 = k \cdot \frac{q \cdot l_0^2}{16 \cdot f} = 0.962 \cdot \frac{1 \cdot 29.55^2}{16 \cdot 3.32} = 15.81 \text{ кН.}$$

По вычисленному распору для каждого вида загрузки определения расчётных усилий в сечениях арки производится по формулам:

$$M_x = M_0 - H \cdot y$$

$$N_x = V_0 \cdot \sin \phi_x + H \cdot \cos \phi_x$$

$$V_x = V_0 \cdot \cos \phi_x - H \cdot \sin \phi_x,$$

где ϕ_x – угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью см. таблица 10 и рисунок 28.

M_0 и V_0 – изгибающий момент и поперечная сила в балке на двух опорах пролётом, равным пролёту рассчитываемой арки.

При равномерно распределённой нагрузке по всему пролёту балочные изгибающие моменты и поперечные силы определяются по формулам:

$$M_o = R_A \cdot x - \frac{(g+q) \cdot x^2}{2}$$

$$V_o = R_A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{l_o}\right),$$

где $R_A = \frac{q \cdot l_o}{2}$ – опорная реакция в балке.

При загрузении левой половины пролёта арки балочный изгибающий момент и поперечная сила вычисляется как:

$$M_o = R_A \cdot x - \frac{(g+q) \cdot x^2}{2}; \quad V_o = R_A - q \cdot x; \quad R_A = \frac{3 \cdot (g+q) \cdot l_o}{8};$$

При загрузении правой половины пролёта арки балочный изгибающий момент и поперечная сила вычисляется как:

$$M_o = R_A \cdot x; \quad V_o = R_A; \quad R_A = \frac{(g+q) \cdot l_o}{8};$$

Усилия от единичной нагрузки, распределённой по всему пролёту, приведены в таблице 12, а от единичной нагрузки на левой половине арки в таблице 13.

Таблица 12 – Усилия в характерных сечениях арки при равномерно распределённой единичной нагрузке

№ сечения	H, кН	M _o , кНм	V _o , кН	M _x , кНм	N _x , кН	V _x , кН
1,11	31.63	0.00	+14.78	0.00	34.91	+0.03
2,10		39.47	+11.81	0.28	33.76	+0.28
3,9		69.23	+8.94	1.41	32.86	+0.45
4,8		91.18	+5.90	2.74	32.19	+0.41
5,7		104.62	+3.01	3.77	31.77	+0.24
6		109.15	0.00	4.14	31.63	0.00

Таблица 13 – Усилия при загрузении единичной нагрузкой половины пролёта слева арки

№ сечения	H, кН	M _o , кНм	V _o , кН	M _x , кНм	N _x , кН	V _x , кН
1	15.81	0.00	11.08	0.00	19.01	3.37
2		28.50	8.11	8.89	17.63	2.22
3		47.66	5.24	13.76	16.63	0.97
4		58.73	2.30	14.55	15.97	-0.48
5		61.16	-0.69	10.75	15.69	-2.06
6		54.57	-3.69	2.09	15.81	-3.69
7		43.40	-3.69	-6.95	16.07	-2.30
8		32.43	-3.69	-11.87	16.21	-0.89
9		21.57	-3.69	-12.33	16.23	0.53
10		10.96	-3.69	-8.63	16.12	1.94
11		0.00	-3.69	0.00	15.89	3.33

В таблице 14 приведены значения усилий от всех видов нагрузок, а так же расчётные сочетания усилий при наиболее невыгодном их сочетании в сечениях 2, 4, 6.

Таблица 14 – Усилия в сечениях арки от всех видов нагрузок

Наименование нагрузок	№ п/п загрузки	Кoeffициенты $\xi, \psi_{0r}, \psi_{2r}$	Сечения и усилия								
			2			4			6		
			M	N	V	M	N	V	M	N	V
Постоянная $g_{sd} = 66.4 \text{ кН / м}$	1	1	18.6	2241.7	18.6	181.9	2137.4	27.2	274.9	2100.2	0
	1*	$\xi = 0.85$	15.8	1905.4	15.8	154.6	1816.8	23.1	233.7	1785.2	0
Снеговая по всему пролету $q_{sd}^s = 28.8 \text{ кН / м}$	2	1	8.1	972.3	8.1	78.9	927.1	11.8	119.2	909	0
	3	$\psi_0 = 0.7$	5.7	680.6	5.7	55.2	649.0	8.3	83.4	637.6	0
		$\psi_2 = 0.3$	2.4	291.7	2.4	23.7	278.1	3.5	35.8	273.3	0
Снеговая по левой стороне пролета $q_{sd}^s = 28.8 \text{ кН / м}$	4	1	256.0	507.7	63.9	419.0	459.9	-13.8	60.2	455.3	-106.3
	5	$\psi_0 = 0.7$	179.2	355.4	44.7	293.3	321.9	-9.7	42.1	318.7	-74.4
		$\psi_2 = 0.3$	76.8	152.3	19.2	125.7	138.0	-4.1	18.1	136.6	-31.9
Снеговая по правой стороне пролета $q_{sd}^s = 28.8 \text{ кН / м}$	6	1	-248.5	464.3	55.8	-341.9	466.8	-25.6	60.2	455.3	-106.3
	7	$\psi_0 = 0.7$	-174.0	325.0	39.1	-239.3	326.8	-17.9	42.1	318.7	-74.4
		$\psi_2 = 0.3$	-74.6	139.3	16.7	-102.6	140.0	-7.7	18.1	136.6	-31.9

Таблица 15 – Сочетания усилий в расчетных сечениях арки

Сечения	№ загрузкии. Усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		I основное $\sum g_{sd} + \sum \psi_{0,i} \cdot q_{sd,i}$			II основное $\sum g_{sd} \cdot \xi + q_{sd,max} + \sum \psi_{0,i} \cdot q_{sd,i}$		
		M _{max}	M _{min}	N _{max}	M _{max}	M _{min}	N _{max}
2	№ загрузкии	1+5	1+7	1+3	1*+4	1*+6	1*+2
	M _{sd}	197.	-155.4	24.3	271.8	-232.7	23.9
	N _{sd}	2597.1	2596.7	2922.3	2413.1	2369.7	2877.7
	V _{sd}	63.3	57.7	24.3	79.7	71.6	23.9
	M _{sd,h}	-	-	21.0	92.6	-58.8	-
	N _{sd,h}	-	-	2533.4	2197.1	2044.7	-
4	№ загрузкии	1+5	1+7	1+3	1*+4	1*+7	1*+2
	M _{sd}	475.2	-57.4	237.1	573.6	-187.3	233.5
	N _{sd}	2459.3	2464.2	2786.4	2276.7	2283.6	2743.9
	V _{sd}	17.5	9.3	25.5	9.3	-2.5	34.9
	M _{sd,h}	-	-	205.6	280.3	52	-
	N _{sd,h}	-	-	2415.4	1942.5	1956.8	-
6	№ загрузкии	1+3	-	1+3	1*+2	-	1*+2
	M _{sd}	358.3	-	358.3	352.9	-	352.9
	N _{sd}	2737.6	-	2737.3	2696.1	-	2696.1
	V _{sd}	0	-	0	0	-	0
	M _{sd,h}	310.7	-	-	-	-	-
	N _{sd,h}	2373.5	-	-	-	-	-

Распорные усилия в затяжке арки составляет:

- от расчетных нагрузок для максимального сочетания

$$H_{sd} = H_1 \cdot (g + q)_{sd} = 31.63 \cdot 86.56 = 2737.89 \text{ кН}$$

- от нормативных нагрузок:

для нормативного (редкого) сочетания

$$H_{sk} = H_1 \cdot (g + q)_{sk} = 31.63 \cdot 68.4 = 2163.5 \text{ кН}$$

для частого сочетания

$$H_{sk, freq} = H_1 \cdot (g + q)_{sk} = 31.63 \cdot 58.8 = 1859.8 \text{ кН}$$

для практически постоянного сочетания

$$H_{sk, perm} = H_1 \cdot (g + q)_{sk, l} = 31.63 \cdot 55 = 1739.7 \text{ кН}$$

4.5 Расчет элементов арки

4.5.1 Расчёт верхнего пояса арки

4.5.1.1 Расчет первого звена арки

Расчет производим первого звена по расчетным усилиям в сечении 2-2:

- первая комбинация усилий ($M_{Sd, max}$) $M_{Sd} = 271.8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N_{Sd} = 2413.1 \text{ кН}$

- вторая комбинация усилий ($M_{Sd, min}$) $M_{Sd} = -232.7 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N_{Sd} = 2369.7 \text{ кН}$.

4.5.1.2 Расчёт по первому сочетанию усилий

Т.к. усилие по двум комбинациям незначительно отличается, то расчет производим сечений с симметричным армированием по наибольшим усилиям.

$$N_{sd} = 2413.1 \text{ кН}, M_{sd} = 271.8 \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ (для сечения 2 таблица 14).}$$

Усилия от длительно действующей постоянной нагрузки:

$$M_{sd, lt} = 92.6 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$N_{sd, lt} = 2197.1 \text{ кН}.$$

Рабочая высота сечения верхнего пояса при $c = 40 \text{ мм}$:

$$d = h - c = 1000 - 40 = 960 \text{ мм}.$$

$$\text{Эксцентриситет } e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{271.8}{2413.1} = 0.113 \text{ м}.$$

Расчёт в плоскости изгиба

Расчётная длина верхнего пояса арки в плоскости изгиба

$$l_0 = 0.54 \cdot S = 0.54 \cdot 30.12 = 16.26 \text{ м}.$$

$$\text{Радиус инерции сечения } i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2495907}{1724}} = 38.04 \text{ см} = 0.380 \text{ м}.$$

где I_c – момент инерции бетонного сечения

$$I_c = 2 \cdot \frac{50 \cdot 8^3}{12} + 2 \cdot 50 \cdot 8 \cdot \left(50 - \frac{8}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot (100 - 2 \cdot 8)^3}{12} + 4 \cdot \frac{(50 - 8) \cdot 6^3}{36} + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot \frac{(50 - 8)}{2} \cdot \left(\frac{100}{2} - 8 - \frac{1}{3} \cdot 6\right)^2 = 2495907 \text{ см}^4$$

A_c – площадь бетонного сечения

$$A_c = 2 \cdot 50 \cdot 8 + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8 = 1724 \text{ см}^2.$$

Гибкость арки $\lambda = l_0 / i = 16.26 / 0.38 = 42.8 > 22$.

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчетный эксцентриситет определяем по формуле:

$$e_0 = \eta_{ns} \cdot e_0 + e_a,$$

где e_a – величина случайного эксцентриситета; принимается большая из величин

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{16260}{600} = 27.1 \text{ мм}; \\ \frac{h}{30} = \frac{1000}{30} = 33 \text{ мм}; \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 33 \text{ мм}$;

η_{ns} – коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}}$$

Условная критическая сила:

$$N_{crit} = \frac{6.4E_{cm}}{l_0^2} \left(\frac{I_s}{k_{it}} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right) =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 34.2 \cdot 10^9}{16.26^2} \left(\frac{2.495907 \cdot 10^{-2}}{1.8} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.113} + 0.1 \right) + 5.85 \cdot 0.000355 \right) = 8653.1 \text{ кН}$$

где $k_{it} = 1 + \beta_1 \frac{M_{sd,li}^1}{M_{sd}^1} = 1 + 1 \cdot \frac{1103.3}{1381.8} = 1.8 \leq 1 + \beta_1 = 1 + 1 = 2$

здесь $M_{sd,li}^1 = M_{sd,li} + N_{sd,li} \cdot (0.5 \cdot h - c) = 92.6 + 2197.1 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1103.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$$M_{sd}^1 = M_{sd} + N_{sd} \cdot (0.5 \cdot h - 0.04) = 271.8 + 2413.1 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1381.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$\beta_1 = 1$ – для тяжелого бетона;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным $\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0.113}{1} = 0.113$ но не менее

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{16.26}{1} - 0.01 \cdot 23.33 = 0.104;$$

φ_p – коэффициент, принимаемый для элементов без предварительного напряжения $\varphi_p = 1$.

$$\text{Коэффициент приведения } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{34.2 \cdot 10^3} = 5.85.$$

Момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента:

$$I_s = 2 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 = 2 \cdot 0.00168 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{2} - 0.04 \right)^2 = 35.5 \cdot 10^{-5} \text{ см}^4,$$

$$\text{где } \rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 2413.1 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^6 \cdot 0.5 \cdot 0.96} = 0.0685 \%$$

$$\rho_{\min} > \rho_\lambda = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 46.7}{440} = 0.168 \%$$

$$0.1\% < \rho_\lambda \leq 0.25\%$$

Принимаем $\rho_{\min} = 0.168\%$.

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2413.1}{8653.1}} = 1.39$$

Полный эксцентриситет с учётом влияния гибкости составляет

$$e_{tot} = e_o \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.113 \cdot 1.39 + 0.033 = 0.19 \text{ м.}$$

Момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 2413.1 \cdot (0.19 + 0.5 \cdot 1 - 0.04) = 1568.52 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Определяем положение нейтральной оси. Предполагаем, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки. Тогда, для прямоугольного сечения с $b = b'_j = 500 \text{ мм}$

$$\text{при } \xi = \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{(80 + 60/2)}{960} = 0.115 \text{ (область 1a).}$$

Для симметричного армирования арки проверяем условие:

$$N_{sd} = 2413.1 > N_{Rd} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_j \cdot d = \\ = 0.81 \cdot 0.115 \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.5 \cdot 0.96 \cdot 1000 = 1043.13 \text{ кН}$$

Поскольку условие $N_{sd} < N_{Rd}$ не выполняется, то нейтральная ось расположена в пределах ребра. В связи с этим дальнейший расчёт производим как для таврового сечения, имеющего размеры ребра $b_w = 80 \text{ мм}$.

Учитывая сложный характер распределения напряжений по высоте сечения, расчёт производим методом последовательных приближений.

В первом приближении принимаем $\xi = 0.167$ (граничное значение области 1a).

Так как $\xi = 0.167 < \xi_{lim} = 0.657$ (случай больших эксцентриситетов) назначаем конструктивно в сжатой зоне площадь сечения сжатой арматуры:

$$A_{sc} = A_{s, \min} = \rho_{\min} \cdot b'_j \cdot d = 0.00168 \cdot 0.5 \cdot 0.96 \cdot 10^4 = 8.06 \text{ см}^2$$

Назначаем **2 Ø22 S500 + 3 Ø20 S500** ($A_{sc} = 17.01 \text{ см}^2$).

- Находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сжатых свесов:

$$M_{Rd,1} = \left(\frac{1.25 \cdot \xi^2 \cdot (3 \cdot \xi^2 - 12 \cdot \xi + 4)}{(1 - \xi)^2} - \frac{\varepsilon_{fl}^2}{20} \cdot \left((1 - \xi)^2 - (1 - \xi) \cdot (\xi - \beta) - \frac{5}{4} \cdot (\xi - \beta)^2 \right) \right) \cdot (b'_f - b) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d^2$$

где $\varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.167 - 0.115}{1 - 0.167} = 0.624\text{‰}$

$$M_{Rd,1} = \left(\frac{1.25 \cdot 0.167^2 \cdot (3 \cdot 0.167^2 - 12 \cdot 0.167 + 4)}{(1 - 0.167)^2} - \frac{0.624^2}{20} \cdot \left((1 - 0.167)^2 - (1 - 0.167) \cdot (0.167 - 0.115) - \frac{5}{4} \cdot (0.167 - 0.115)^2 \right) \right) \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 829.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- величину изгибающего момента, воспринимаемого сжатым ребром:

$$M_{Rd,2} = \frac{1.25 \cdot \xi^2 \cdot (3 \cdot \xi^2 - 12 \cdot \xi + 4)}{(1 - \xi)^2} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = \frac{1.25 \cdot 0.167^2 \cdot (3 \cdot 0.167^2 - 12 \cdot 0.167 + 4)}{(1 - 0.167)^2} \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.08 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 179.72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $\xi = 0.167$ и $\frac{c_1}{d} = 0.042$ получаем $k_{s2} = 0.72$, определяем величину изгибающего момента, воспринимаемого сжатой арматурой.

$$M_{Rd,3} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = 0.72 \cdot 435 \cdot 17.01 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) \cdot 1000 = 490.13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тогда величина внутреннего изгибающего момента, воспринимаемого сечением равна:

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} + M_{Rd,3} = 829.74 + 179.72 + 490.13 = 1499.59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку $M_{sd,1} = 1568.52 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Rd} = 1499.59 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то сечение не находится в области 1а.

Во втором приближении принимаем $\xi = 0.259$ (граничное значение области 1б).

$$\text{Определяем: } \varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.259 - 0.115}{1 - 0.259} = 1.94 < 2$$

$$M_{Rd,1} = \left(1.14 \cdot \xi - 0.57 \cdot \xi^2 - 0.07 \cdot \frac{\varepsilon_{fl}^2}{20} \cdot \left((1 - \xi)^2 - (1 - \xi) \cdot (\xi - \beta) - \frac{5}{4} \cdot (\xi - \beta)^2 \right) \right) \cdot (b'_f - b) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d^2 = \left(1.14 \cdot 0.259 - 0.57 \cdot 0.259^2 - 0.07 \cdot \frac{1.94^2}{20} \cdot \left((1 - 0.259)^2 - (1 - 0.259) \cdot (0.259 - 0.115) - \frac{5}{4} \cdot (0.259 - 0.115)^2 \right) \right) \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 2271.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{Rd,2} = (1.14 \cdot \xi - 0.57 \cdot \xi^2 - 0.07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 =$$

$$= (1.14 \cdot 0.259 - 0.57 \cdot 0.259^2 - 0.07) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.08 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 321.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $\xi = 0.259$ и $\frac{c_1}{d} = 0.042$ $k_{s2} = 1$

$$M_{Rd,3} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = 1 \cdot 435 \cdot 17.01 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) \cdot 1000 = 680.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тогда $M_{sd} = 1568.52 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 2271.5 + 321.7 + 680.74 = 3273.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Условие выполняется, сечение находится в области 1б.

Производим дальнейшее уточнение высоты сжатой зоны, определяемой по линейной интерполяции:

для $\xi = 0.167$ - $M_{Rd} = 1499.59 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1а)

для $\xi = 0.259$ - $M_{Rd} = 3273.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1б)

Тогда $M_{Rd} = M_{sd} = 1568.52 \text{ кН} \cdot \text{м}$ при

$$\xi = 0.167 + \frac{(0.259 - 0.167)}{3273.94 - 1499.59} \cdot (1568.52 - 1499.59) = 0.171$$

Получим $\varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{0.171 - 0.115}{1 - 0.171} = 0.68\%$

Вычисляем продольные усилия при данной высоте сжатой зоны:

- для сжатых свесов полки:

$$F_{cc,1} = \left(\frac{16 \cdot \xi - 1}{15} - \frac{(\xi - \beta)}{2} \cdot \varepsilon_{fl} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{fl}}{6} \right) \right) \cdot (b'_f - b) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d = \left(\frac{16 \cdot 0.171 - 1}{15} - \frac{(0.171 - 0.115)}{2} \cdot 0.68 \cdot \left(1 - \frac{0.68}{6} \right) \right) \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.96 \cdot 1000 = 929.86 \text{ кН}$$

- для сжатого ребра:

$$F_{cc,2} = \frac{16 \cdot \xi - 1}{15} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = \frac{16 \cdot 0.171 - 1}{15} \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.08 \cdot 0.96 \cdot 1000 = 207.36 \text{ кН}$$

$$\varepsilon_{sc} = 10 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.171 - 0.04/0.96}{1 - 0.171} = 1.56\%$$

Величина k_{s2} равна: $k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{sc} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{0.00156 \cdot 2 \cdot 10^5}{435} = 0.71 < 1$,

т.е. сжатая арматура используется не полностью.

Величина усилия, воспринимаемого сжатой арматурой:

$$F_{sc} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} = 0.71 \cdot 435 \cdot 17.01 / 10 = 525.35 \text{ кН}$$

Величина требуемой площади сечения растянутой арматуры равна:

$$A_{st} = \frac{N_{sd} - (F_{cc,1} + F_{cc,2} + F_{sc})}{f_{yd}} = \frac{2413.1 - (929.86 + 207.36 + 525.35)}{435} \cdot 10 = 17.25 \text{ см}^2$$

Недостающая площадь арматуры восполнится монтажной арматурой вертикального каркаса ребра.

Принимаем симметричное армирование 2Ø22+3Ø20 S500 ($A_{st} = 17.01 \text{ см}^2$)

4.5.1.3 Расчёт второго звена арки

Расчет площади сечения рабочей арматуры производим по двум расчетным комбинациям усилий:

- 1-я комбинация ($M_{Sd,max}$). Расчетные усилия основного сочетания нагрузок: $M_{Sd} = 573.6$ кНм, $N_{Sd} = 2276.2$ кН, $M_{Sd,lt} = 280.3$ кНм, $N_{Sd,lt} = 1942.5$ кН,

- 2-я комбинация ($M_{Sd,min}$). Расчетные усилия основного сочетания нагрузок: $M_{Sd} = -187.3$ кНм, $N_{Sd} = 2283.6$ кН, $M_{Sd,lt} = 52$ кНм, $N_{Sd,lt} = 1956.8$ кН.

Расчётная длина верхнего пояса арки в плоскости изгиба $l_0 = 16.26$ м

Радиус инерции $i_c = 380$ мм

Гибкость арки $\lambda = l_0 / i = 42.8$ (см. п. 4.5.1.1 [2]).

Расчет сечения арматуры в плоскости изгиба по первой комбинации усилий

$$\text{Эксцентриситет продольной силы } e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{573.6}{2276.7} = 0.25 \text{ м.}$$

Условная критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6.4E_{cm}}{l_0^2} \left(\frac{I_c}{k_{II}} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_e \cdot I_1 \right) =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 34.2 \cdot 10^9}{16.26^2} \left(\frac{2.495907 \cdot 10^{-2}}{1.72} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.25} + 0.1 \right) + 5.85 \cdot 0.000355 \right) = 6704420 \text{ Н} = 6704.42 \text{ кН}$$

где $k_{II} = 1 + \beta_1 \frac{M_{sd,lt}^I}{M_{sd}^I} = 1 + 1 \cdot \frac{1173.85}{1620.9} = 1.72 \leq 1 + \beta_1 = 1 + 1 = 2$

здесь $M_{sd,lt}^I = M_{sd,lt} + N_{sd,lt} \cdot (0.5 \cdot h - c) = 280.3 + 1942.5 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1173.85$ кН·м,

$$M_{sd}^I = M_{sd} + N_{sd} \cdot (0.5 \cdot h - 0.04) = 573.6 + 2276.7 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1620.9 \text{ кН·м};$$

$\beta_1 = 1$ – для тяжелого бетона;

$$\delta_e = \frac{e_c}{h} = \frac{0.25}{1} = 0.25, \text{ но не менее}$$

$$\delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{16.26}{1} - 0.01 \cdot 23.33 = 0.104;$$

$$I_c = 2495907 \text{ см}^4, \alpha_e = 5.85, I_s = 35.5 \cdot 10^{-5} \text{ см}^4 \text{ (см. п. 4.5.1.1)}$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2276.7}{6704.42}} = 1.51$$

Полный эксцентриситет с учётом влияния гибкости составляет

$$e_{tot} = e_0 \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.25 \cdot 1.51 + 0.033 = 0.41 \text{ м.}$$

Изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 2276.7 \cdot (0.41 + 0.5 \cdot 1 - 0.04) = 1980.73 \text{ кН·м}$$

В случае прохождения нейтральной оси по нижней грани полки при $\xi = \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{(80+60/2)}{960} = 0.115$ (область 1а) для симметричного армирования сечения.

$$N_{rd} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot d = 0.81 \cdot 0.115 \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.5 \cdot 0.96 \cdot 1000 = 1043.13 \text{ кН}$$

Поскольку $N_{sd} = 2276.7 \text{ кН} > N_{rd} = 1043.13 \text{ кН}$, то нейтральная ось расположена в пределах ребра.

Минимальное количество сжатой арматуры исходя из принятого коэффициента армирования

$$A_{sc} = A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot b_f' \cdot d = 0.00168 \cdot 0.5 \cdot 0.96 \cdot 10^4 = 8.06 \text{ см}^2$$

Назначаем 5 Ø20 S500 ($A_{sc} = 15.71 \text{ см}^2$)

Для определения количества растянутой арматуры используем метод последовательных приближений.

Согласно полученных данных в п. 4.5.1.1 имеем

$$M_{sd1} = 1980.73 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{rd} = 2271.49 + 321.7 + 530.4 = 3123.6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. сечение находится в области деформирования 1б.

Производим дальнейшее уточнение высоты сжатой зоны, определяемой по линейной интерполяции:

для $\xi = 0.167$ - $M_{rd} = 1391.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1а)

для $\xi = 0.259$ - $M_{rd} = 3123.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1б)

Тогда $M_{rd} = M_{sd} = 1980.73 \text{ кН} \cdot \text{м}$ при

$$\xi = 0.167 + \frac{(0.259 - 0.167)}{3123.6 - 1391.4} \cdot (1980.73 - 1391.4) = 0.198$$

$$\text{Следовательно } \varepsilon_{\beta} = 10 \cdot \frac{0.198 - 0.115}{1 - 0.198} = 1.03$$

$$\varepsilon_{sc} = 10 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.198 - 0.04/0.96}{1 - 0.198} = 1.95\% < 2, \text{ т.е. прочностная характеристика арматуры сжатой зоны используется не полностью.}$$

Вычисляем продольные усилия при $\xi = 0.198$:

- для сжатых свесов полки

$$F_{cc,1} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \left[\frac{16 \cdot 0.198 - 1}{15} - \frac{(0.198 - 0.115) \cdot 1.03}{2} \cdot \left(1 - \frac{1.03}{6}\right) \right] \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 0.96 = 1026.5 \text{ кН}$$

- для сжатого ребра

- для сжатого ребра

$$F_{cc,2} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \frac{16 \cdot 0.198 - 1}{15} \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.08 \cdot 0.96 = 258.97 \text{ кН}$$

- для сжатой арматуры

$$F_{sc} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} = 1.0 \cdot 435 \cdot 15.71 / 10 = 683.3 \text{ кН}$$

Величина требуемой площади сечения растянутой арматуры

$$A_{st} = \frac{N_{sd} - (F_{cc,1} + F_{cc,2} + F_{sc})}{k_{s1} \cdot f_{yd}} = \frac{2276.7 - (1026.5 + 258.97 + 683.3)}{1.0 \cdot 435} \cdot 10 = 7.07 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7.07 \text{ см}^2$$

Назначаем 5 Ø20 S500 ($A_{sc} = 15.71 \text{ см}^2$)

Расчет сечения арматуры в плоскости изгиба по второй комбинации усилий

$$\text{Эксцентриситет продольной силы } e_o = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{187.3}{2283.6} = 0.082 \text{ м}.$$

Условная критическая сила

$$N_{crit} = \frac{6.4 E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{k_u} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6.4 \cdot 34.2 \cdot 10^9}{16.26^2} \left(\frac{2.495907 \cdot 10^{-2}}{1.0} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.104} + 0.1 \right) + 5.85 \cdot 0.000355 \right) = 14949064 \text{ Н} = 14949.1 \text{ кН}$$

$k_u = 1.0$ т.к. изгибающие моменты от полкой и длительных нагрузок имеют разные знаки.

$$\delta_e = \frac{e_o}{h} = \frac{0.082}{1} = 0.082 < \delta_{e,min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{16.26}{1} - 0.01 \cdot 23.33 = 0.104, \text{ принимаем } \delta_e = 0.104.$$

$$\text{Коэффициент } \eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2283.6}{14949.1}} = 1.18$$

Полный эксцентриситет

$$e_{tot} = e_o \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.082 \cdot 1.18 + 0.033 = 0.13 \text{ м}.$$

Изгибающий момент

$$e_{tot} = e_o \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.082 \cdot 1.18 + 0.033 = 0.13 \text{ м}.$$

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 2283.6 \cdot (0.13 + 0.5 \cdot 1 - 0.04) = 1347.3 \text{ кН} \cdot \text{м при}$$

$$\xi = \beta = \frac{h_f}{d} = 0.115 \text{ для симметричного армирования}$$

$N_{sd} = 2283.6 \text{ кН} > N_{Rd} = 1043.13 \text{ кН}$, то нейтральная ось расположена в пределах ребра.

Принимая в сжатой зоне сечения арматуру 4 Ø20 S500 ($A_{sc} = 12.56 \text{ см}^2$), при граничном значении деформирования сечения области 1а $\xi = 0.167$ (см п. 4.5.1.1):

$$M_{Rd,1} = 829.7 \text{ кН} \cdot \text{м}, M_{Rd,2} = 179.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{Rd,3} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = 0.72 \cdot 435 \cdot 12.56 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) \cdot 1000 = 361.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где $k_{s2} = 0.72$ при $\xi = 0.167$ и $\frac{c_1}{d} = \frac{0.04}{0.96} = 0.042$

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} + M_{Rd,3} = 829.74 + 179.72 + 361.9 = 1371.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так как $M_{sd} = 1347.3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 1371.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то можно предположить, что сечение находится в области деформирования 1б.

Во второй области деформирования сечения 1б при $\xi = 0.259$ (граничное значение области 1б) имеем (см п. 4.5.1.1)

$$M_{Rd,1} = 2271.5 \text{ кН} \cdot \text{м}, M_{Rd,2} = 321.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{Rd,3} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = 1.0 \cdot 435 \cdot 12.56 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) \cdot 1000 = 503.65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где $k_{s2} = 1.0$ при $\xi = 0.259$ и $\frac{c_1}{d} = \frac{0.04}{0.96} = 0.042$

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} + M_{Rd,3} = 2271.5 + 321.7 + 503.65 = 3096.85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так как $M_{Rd} = 3096.85 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 1347.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то сечение действительно находится в области деформирования 1б.

Дальнейшее уточнение относительной высоты сжатой зоны производим с использованием линейной интерполяции:

для $\xi = 0.167$ - $M_{Rd} = 1371.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1а)

для $\xi = 0.259$ - $M_{Rd} = 3096.85 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (область 1б), тогда

$$M_{Rd} = M_{sd} = 1347.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\xi = 0.167 + \frac{(0.259 - 0.167)}{3096.85 - 1371.4} \cdot (1347.3 - 1371.4) = 0.166$$

$$\varepsilon_f = 10 \cdot \frac{0.166 - 0.115}{1 - 0.166} = 0.61$$

$$\varepsilon_{sc} = 10 \cdot \frac{\xi - c_1/d}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.166 - 0.04/0.96}{1 - 0.166} = 1.49\%$$

$$k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{sc} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{0.00149 \cdot 2 \cdot 10^5}{435} = 0.69$$

Усилия в сжатой зоне сечения воспринимаемые:

- сжатыми свесами полки

$$F_{cc,1} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \left[\frac{16 \cdot 0.166 - 1}{15} - \frac{(0.166 - 0.115) \cdot 0.61}{2} \cdot \left(1 - \frac{0.61}{6}\right) \right] \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 0.96 = 907.05 \text{ кН}$$

- ребром сечения

$$F_{cc,2} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \frac{16 \cdot 0.166 - 1}{15} \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.08 \cdot 0.96 = 197.8 \text{ кН}$$

- сжатой арматурой

$$F_{sc} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} = 0.69 \cdot 435 \cdot 12.56 / 10 = 376.99 \text{ кН}$$

Величина требуемой площади сечения растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{N_{sd} - (F_{cc,1} + F_{cc,2} + F_{sc})}{k_{st} \cdot f_{yd}} = \frac{2283.6 - (907.05 + 197.8 + 376.99)}{1.0 \cdot 435} \cdot 10 = 18.43 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 18.43 \text{ см}^2$$

Назначаем 5 Ø22 S500 ($A_{st} = 19.63 \text{ см}^2$)

На основании произведенного расчета по первой и второй комбинациям усилий принимаем армирование:

- верхней грани сечения 5 Ø25 S400 ($A_{st} = 24.54 \text{ см}^2$)
- с нижней грани 4 Ø20 S400 ($A_{sc} = 12.56 \text{ см}^2$)

4.5.1.3 Расчет третьего звена арки

$N_{sd} = 2737.6 \text{ кН}$, $M_{sd} = -358.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (для сечения б) таблица 14).

Усилия от длительно действующей постоянной нагрузки:

$M_{sd,lt} = 310.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N_{sd,lt} = 2373.5 \text{ кН}$.

Рабочая высота сечения верхнего пояса при $c = 40 \text{ мм}$:

$$d = h - c = 1000 - 40 = 960 \text{ мм}.$$

$$\text{Эксцентриситет } e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{358.3}{2737.6} = 0.131 \text{ м}$$

$$k_n = 1 + \beta_1 \frac{M_{sd,h}^i}{M_{sd}^i} = 1 + 1 \frac{1402.5}{1617.6} = 1.87 \leq 1 + \beta_1 = 1 + 1 = 2$$

здесь $M_{sd,h}^i = M_{sd,h} + N_{sd,h} \cdot (0.5 \cdot h - c) = 310.7 + 2373.5 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1402.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$$M_{sd}^i = M_{sd} + N_{sd} \cdot (0.5 \cdot h - 0.04) = 358.3 + 2737.6 \cdot (0.5 \cdot 1.0 - 0.04) = 1617.6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$\beta_1 = 1$ – для тяжелого бетона;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным $\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0.131}{1} = 0.131$, но не менее

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l}{h} - 0.01 f_{cd} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{16.26}{1} - 0.01 \cdot 23.33 = 0.104;$$

Вследствие небольшой разницы в величинах коэффициентов $k_n = 1.87$ и $\delta_e = 0.131$ (в расчетах первого звена $k_n = 1.8$ и $\delta_e = 0.113$) условная критическая сила не будет существенно отличаться для первого звена арки (см. п.4.5.1.1). С целью уменьшения объема вычислений принимаем для рассматриваемого случая $N_{crit} = 8653.1$.

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{2737.6}{8653.2}} = 1.46$$

При величине случайного эксцентриситета $e_a = 33 \text{ мм}$ (см. п. 4.5.1.1).

Полный эксцентриситет с учётом влияния гибкости составляет

$$e_{tot} = e_o \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.131 \cdot 1.46 + 0.033 = 0.224 \text{ м}$$

Расчётный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e_{tot} = e_o \cdot \eta_{ns} + e_a = 0.131 \cdot 1.46 + 0.033 = 0.224 \text{ м}$$

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot (e_{tot} + 0.5 \cdot h - c) = 2737.1 \cdot (0.224 + 0.5 \cdot 1 - 0.04) = 1872.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем положение нейтральной оси. Предполагаем, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки. Тогда, для прямоугольного сечения с $b = b'_f = 500 \text{ мм}$.

$$\text{при } \xi = \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{(80 + 60/2)}{960} = 0.115 \text{ (область 1a)} \quad \alpha_m = \frac{(1.25 \cdot \xi^2 \cdot (3 \cdot \xi^2 - 12 \cdot \xi + 4))}{(1 - \xi)^2}$$

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yk} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = \frac{1.25 \cdot 0.115^2 \cdot (3 \cdot 0.115^2 - 12 \cdot 0.115 + 4)}{(1 - 0.115)^2} + 1.0 \cdot 367 \cdot 10.05 \cdot (0.96 - 0.04) = 602.7 + 339.3 = 942.0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Т.к. $M_{sd,1} = 1872.2 \text{ кНм} > M_{Rd} = 942.0 \text{ кНм}$, то нейтральная ось расположена в пределах ребра. В связи с этим дальнейший расчет производим как для таврового сечения с размерами ребра: $b_w = 80 \text{ мм}$, $b = 500 \text{ мм}$, $h'_f = 110 \text{ мм}$, $h = 1000 \text{ мм}$, $h = 960 \text{ мм}$.

Учитывая сложный характер распределения напряжений по высоте сечения, расчёт производим методом последовательных приближений.

Назначаем из условий конструктивного минимума площадь сечения сжатой арматуры:

$$A_{sc} = A_{s, \min} = \rho_{\min} \cdot b'_f \cdot d = 0.00168 \cdot 0.5 \cdot 0.96 \cdot 10^4 = 8.06 \text{ см}^2$$

Назначаем **2 Ø25 S500 + 3 Ø22 S500** ($A_{sc} = 21.22 \text{ см}^2$)

В первом приближении принимаем $\xi = 0.167$ (граничное значение области 1a). Находим:

- величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сжатых свесов:

$$M_{Rd,1} = \left(\frac{1.25 \cdot \xi^2 \cdot (3 \cdot \xi^2 - 12 \cdot \xi + 4)}{(1 - \xi)^2} - \frac{\varepsilon_{fl}^2}{20} \cdot \left((1 - \xi)^2 - (1 - \xi) \cdot (\xi - \beta) - \frac{5}{4} \cdot (\xi - \beta)^2 \right) \right) \cdot (b'_f - b) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d^2$$

$$\text{где } \varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.167 - 0.115}{1 - 0.167} = 0.624\%$$

$$M_{Rd,1} = \left(\frac{1.25 \cdot 0.167^2 \cdot (3 \cdot 0.167^2 - 12 \cdot 0.167 + 4)}{(1 - 0.167)^2} - \frac{0.624^2}{20} \cdot \left((1 - 0.167)^2 - (1 - 0.167) \cdot (0.167 - 0.115) - \frac{5}{4} \cdot (0.167 - 0.115)^2 \right) \right) \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 829.74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- величину изгибающего момента, воспринимаемого сжатым ребром:

$$M_{Rd,2} = \frac{1.25 \cdot \xi^2 \cdot (3 \cdot \xi^2 - 12 \cdot \xi + 4)}{(1 - \xi)^2} \cdot \alpha \cdot f_{cd} b \cdot d^2 =$$

$$= \frac{1.25 \cdot 0.167^2 \cdot (3 \cdot 0.167^2 - 12 \cdot 0.167 + 4)}{(1 - 0.167)^2} \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 0.08 \cdot 0.96^2 \cdot 1000 = 179.72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $\xi = 0.167$ и $\frac{c_1}{d} = 0.042$ получаем $k_{s2} = 0.72$, определяем величину изгибающего момента, воспринимаемого сжатой арматурой.

$$M_{Rd,3} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = 0.72 \cdot 435 \cdot 21.22 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) \cdot 1000 = 611.44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тогда величина внутреннего изгибающего момента, воспринимаемого сечением равна:

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} + M_{Rd,3} = 829.74 + 179.72 + 611.44 = 1620.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поскольку $M_{sd} = 1872.2 \text{ кНм} > M_{Rd} = 1620.9 \text{ кНм}$, то сечение находится в области 1б.

Производим дальнейшее уточнение относительной высоты сжатой зоны ξ .

- для области 1б ($\xi = 0.259$)

$$\varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.259 - 0.115}{1 - 0.259} = 0.107$$

$$M_{Rd,1} = (1.14 \cdot 0.259 - 0.57 \cdot 0.259^2 - 0.07 - \frac{0.107}{20}) \cdot ((1 - 0.259)^2 - (1 - 0.259) \cdot (0.259 - 0.115)) - \frac{5}{4} \cdot (0.259 - 0.115)^2) \cdot (0.5 - 0.8) \cdot 1 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.96^2 = 1670.8 \text{ кНм}$$

$$M_{Rd,2} = (1.14 \cdot 0.259 - 0.57 \cdot 0.259^2 - 0.07) \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.08 \cdot 0.96^2 = 322.1 \text{ кНм}$$

при $\xi = 0.259$ и $\frac{c_1}{d} = 0.042$ $k_{s2} = 1.0$

$$M_{Rd,3} = 1.0 \cdot 435 \cdot 10^3 \cdot 21.22 \cdot 10^{-4} \cdot (0.96 - 0.04) = 849.22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{Rd} = 1670.9 + 322.1 + 849.22 = 2852.22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Т.к. $M_{sd,1} = 1872.2 < 2852.22$, то сечение находится в области 1б.

Величину ξ при $M_{sd,1} = 1872.2$ находим методом интерполяции

$$\varepsilon = 0.167 + \frac{(0.259 - 0.167)}{(2852.2 - 1620.9)} \cdot (1872.2 - 1620.9) = 0.186.$$

$$\text{Тогда } \varepsilon_{fl} = 10 \cdot \frac{\xi - \beta}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.186 - 0.115}{1 - 0.186} = 0.87\text{‰} < 2.0$$

$$F_{cc,1} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \left[\frac{16 \cdot 0.186 - 1}{15} - \frac{(0.186 - 0.115)}{2} \cdot 0.87 \cdot \left(1 - \frac{0.87}{6}\right) \right] \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot (0.5 - 0.08) \cdot 0.96 = 990.77 \text{ кН}$$

$$F_{cc,2} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot d = \frac{16 \cdot 0.186 - 1}{15} \cdot 1.0 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.08 \cdot 0.96 = 236.03 \text{ кН}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1 - \xi} = 10 \cdot \frac{0.186 - \frac{0.04}{0.96}}{1 - 0.186} = 1.77\%$$

Величина k_{s2} равна:

$$k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{sc} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{0.00177 \cdot 2 \cdot 10^5}{435} = 0.81 < 1, \text{ т.е. сжатая арматура используется не полностью.}$$

$$F_{sc} = k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} = 1.0 \cdot 435 \cdot 21.22 / 10 = 747.69 \text{ кН}$$

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{N_{sd} - (F_{cc,1} + F_{cc,2} + F_{sc})}{k_{s1} \cdot f_{yd}} = \frac{2737.6 - (990.77 + 236.03 + 747.69)}{1.0 \cdot 435} \cdot 10 = 17.54 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø25 S500 + 3Ø22 S500 ($A_{st} = 21.22 \text{ см}^2$).

4.5.1.5 Расчёт арки из плоскости изгиба

Момент инерции сечения из плоскости арки:

$$I_c = 2 \cdot \frac{8 \cdot 50^3}{12} + \frac{0.84 \cdot 8^3}{12} + 4 \cdot \frac{6 \cdot 21^3}{36} + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 6 + \frac{8}{2}\right)^2 = 206916 \text{ см}^4$$

Площадь сечения пояса $A_c = 1724 \text{ см}^2$ (см. п. 4.5.1.1)

$$\text{Радиус инерции сечения } i_c = \sqrt{\frac{206916}{1724}} = 11.0 \text{ см} = 0.11 \text{ м}$$

Расчётная длина панели верхнего пояса арки из плоскости изгиба

$$l_0 = l = 6.0 \text{ м},$$

где l – длина арки между точками закрепления пояса из плоскости арки.

Так как гибкость из плоскости изгиба

$$l_0 / i_c = 6.0 / 0.11 = 54.5 > l_0 / i = 16.26 / 0.348 = 46.7$$

- гибкости в плоскости изгиба, то необходим расчет прочности с учетом устойчивости из плоскости изгиба.

Расчет производим как для центрально сжатого элемента наиболее нагруженного продольной силой звена арки: $N = 2922.3 \text{ кН}$ (первое звено, сечение 2 таблица 14).

Проверим условие:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}),$$

где $A_{s,tot} = 17.01 + 17.01 = 34.02 \text{ см}^2 = 0.0034 \text{ м}^2$ – площадь продольной арматуры в сечении первого звена арки

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right) - 0.02 \cdot \frac{l_0}{h} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e}{h} - \text{коэффициент, учитывающий снижение несущей способности за счет изгиба и длительности действия нагрузки.}$$

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{l_0}{600} = \frac{6000}{600} = 10 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 16.7 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$.

$$\varphi = 1.14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{1000}\right) - 0.02 \cdot \frac{6000}{500} = 0.81 < 1 - 2 \cdot \frac{e}{h} = 1 - 2 \cdot \frac{20}{1000} = 0.92.$$

$$N_{Rd} = 0.92 \cdot \left(1 \cdot 23.33 \cdot 10^3 \cdot 0.1724 \cdot 0.5 \cdot 0.96 + 435 \cdot 10^3 \cdot 0.0034\right) = 3136.8 \text{ кН}$$

Так как $N_{sd} = 2922.3 \text{ кН} < N_{Rd} = 3296.9 \text{ кН}$, то прочность сечения из плоскости изгиба обеспечивается.

4.5.1.6 Расчёт на действие поперечной силы

Расчёт прочности наклонных сечений на действие поперечных сил следует производить для наиболее нагруженного поперечной силой сечения: $V_{sd} = 79.7 \text{ кН}$ (звено 1, сечение 2 табл. 14)

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$$

Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры:

$$V_{Rd,ct} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + K_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d;$$

$$V_{Rd,ct} = [0.12 \cdot 1.46 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 4.83] \cdot 0.5 \cdot 0.96 = 0.677 \text{ МН} = 677 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + K_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d;$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0.338 + 0.15 \cdot 4.83) \cdot 0.5 \cdot 0.96 = 0.5107 \text{ МН} = 510.7 \text{ кН}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.46^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0.338 \text{ МПа};$$

$$\text{здесь } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{960}} = 1.46 < 2, K_1 = 0.15;$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{1701}{80 \cdot 960} = 0.022 > 0.02. \text{ Принимаем } \rho_l = 0.02$$

A_{st} – площадь сечения продольной растянутой арматуры,

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне,

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{2413.1 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 1.0} = 4.83 \text{ МПа}$$

где $N_{Ed} = N_{sd} = 2413.1 \text{ кН}$ – продольная сила в рассматриваемом сечении.

Условие $V_{sd} = 79.7 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 677 \text{ кН}$ выполняется, расчёт поперечной арматуры не производится и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем по условиям свариваемости 2Ø8 S240 с шагом 300 мм, что не превышает $15 \cdot \varnothing_{min} = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм}$.

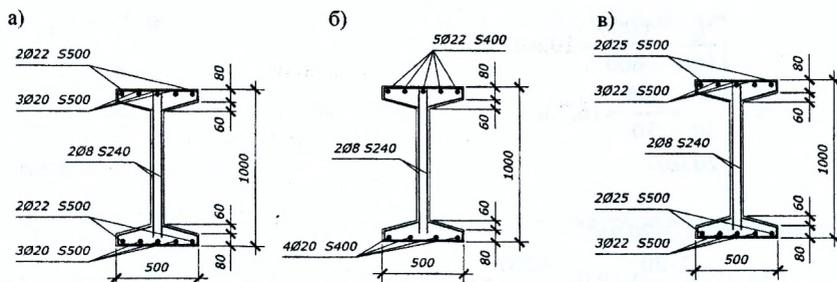


Рисунок 29 – Схема армирования первого (а), второго (б), третьего (в) звена арки

4.5.2 Расчёт подвески

Подвеску рассчитываем на осевое растяжение от собственного веса подвески и участка затяжки длиной $l = 5840$ мм.

$l_1 = 2.08$ м – длина наиболее нагруженной подвески

Вес подвески: $G_1 = b \cdot h \cdot l_1 \cdot \rho_{ж.б} \cdot \gamma_f = 0.15 \cdot 0.4 \cdot 2.08 \cdot 25 \cdot 1.35 = 4.21$ кН

Вес участка: $G_2 = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_{ж.б} \cdot \gamma_f = 0.44 \cdot 0.44 \cdot 5.84 \cdot 25 \cdot 1.35 = 38.16$ кН

Тогда, расчётное усилие в подвеске будет:

$$N_{sd} = G_1 + G_2 = 4.21 + 38.16 = 42.37 \text{ кН}$$

Необходимое сечение арматуры подвески: $A_s = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = \frac{42370}{367 \cdot 10^2} = 1.15 \text{ см}^2$

Принимаем 4Ø12 S400 $A_s = 4.52 \text{ см}^2 > 1.15 \text{ см}^2$

Расчёт подвески по образованию трещин:

т.к. $N_{sd} = 42.37 \text{ кН} \leq N_{cr} = f_{ctm} \cdot b \cdot h = 3.2 \cdot 10^3 \cdot 0.15 \cdot 0.4 = 192 \text{ кН}$, то трещиностойкость подвески обеспечена.

4.5.3 Расчёт затяжки арки

4.5.3.1 Расчёт по предельным состояниям первой группы

Расчётное усилие в затяжке $N_{sd} = H_{sd} = 2737.9$ кН

Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{N_{sd}}{f_{pd}} = \frac{2737.9 \cdot 10}{1280 \cdot 10^3} = 21.38 \text{ см}^2.$$

Принимаем 16 Ø15.2 Y1770 S7 (канаты) с $A_{sp} = 22.4 \text{ см}^2$, размещение арматуры в сечении приведено на рисунке 30.

4.5.3.2 Расчёт по предельным состояниям второй группы

4.5.3.2.1 Подсчёт потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

Предварительное напряжение $\sigma_{0,max}$ следует назначать с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения p таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{0,max} + p \leq k_p \cdot f_{pk},$$

$$\sigma_{0,\max} - p \geq 0.3 \cdot f_{pk},$$

где $p = 0.05 \cdot \sigma_{0,\max}$ – при механическом способе натяжения арматуры;

$k_p = 0.8$ – для проволочной (канатной) арматуры;

Тогда $\sigma_{0,\max} + 0.05 \cdot \sigma_{0,\max} = 1.05 \cdot \sigma_{0,\max} \leq 0.8 \cdot f_{pk} = 0.8 \cdot 1860 = 1488$ МПа,

$\sigma_{0,\max} - 0.05 \cdot \sigma_{0,\max} = 0.95 \cdot \sigma_{0,\max} \geq 0.3 \cdot f_{pk} = 0.3 \cdot 1860 = 558$ МПа.

Исходя из данных условий $\sigma_{0,\max}$ находится в пределах 531 МПа÷1488 МПа.

Принимаем $\sigma_{0,\max} = 1000$ МПа.

Первые потери:

– потери от релаксации напряжений арматуры

$$\Delta P_{sp} = \left(0.22 \cdot \frac{\sigma_{0,\max}}{f_{pk}} - 0.1 \right) \cdot \sigma_{0,\max} \cdot A_{sp} = \left(0.22 \cdot \frac{1000}{1770} - 0.1 \right) \cdot 1000 \cdot 22.4 / 10 = 54.42 \text{ кН}$$

– потери от температурного перепада:

$\Delta P_{\Delta T} = 0$, т.к. технология изготовления не позволяет.

– потери от деформации анкеров при натяжении на упоры и использование

для канатов инвентарных зажимов

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_{sp} = \frac{3.53}{31000} \cdot 1.95 \cdot 10^5 \cdot 22.4 / 10 = 49.74 \text{ кН},$$

где $l = 31\,000$ мм – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы),

Δl – смещение канатов в инвентарных зажимах; определяется как

$$\Delta l = 1.25 + 0.15\varnothing = 1.25 + 0.15 \cdot 15.2 = 3.53 \text{ мм},$$

здесь \varnothing – диаметр натягиваемого каната.

– потери, вызванные упругой деформацией стальной формы при отсутствии данных о конечной форме работы

$$\Delta P_f = 30 \cdot A_{sp} = 30 \cdot 22.4 / 10 = 67.2 \text{ кН}$$

– потери, вызванные упругой деформацией бетона

$$\Delta P_c = \alpha_{sp} \cdot \rho_{sp} \cdot \left(1 + z_{sp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c},$$

$$\text{где } \rho_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{2240}{440 \cdot 440} = 0.0116,$$

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{1.95 \cdot 10^5}{34.2 \cdot 10^3} = 5.7,$$

z_{sp} – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения (для случая центрального растяжения $z_{sp} = 0$),

$P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона,

$$P_{0,c} = P_0 - \Delta P_{lr} - \Delta P_{дт} - \Delta P_A - \Delta P_f = 2240 - 54.42 - 0 - 49.74 - 67.2 = 2068.64 \text{ кН.}$$

где $P_0 = \sigma_{0,пых} \cdot A_p = 1000 \cdot 22.4 \cdot 10^{-4} = 2240 \text{ кН}$ – начальное значение усилия предварительного напряжения (без учёта потерь).

$$\text{С учётом этого } \Delta P_c = 5.7 \cdot 0.0116 \cdot (1+0) \cdot 2068.64 = 136.78 \text{ кН.}$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m,0}$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию:

$$P_{m,0} = P_{oc} - \Delta P_c = 2068.64 - 136.78 = 1931.86 \text{ кН,}$$

$$\text{при этом должно выполняться условие 9.2.1 [2]: } P_{m,0} \leq 0.75 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp},$$

$$1931.86 \text{ кН} < 0.75 \cdot 1860 \cdot 22.4 / 10 = 3125 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Сжимающее напряжение в бетоне в момент передачи усилия обжатия

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_c} = \frac{1931.86 \cdot 10^3}{440 \cdot 440} = 9.98 \text{ МПа} < 0.6 \cdot f_{cm} = 0.6 \cdot 43 = 25.8 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

Вторые потери:

– реологические потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре

$$\Delta P_r(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{sp}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_{sp} + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_{sp} \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_{sp} \cdot \frac{A_c}{I_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \Phi(t, t_0))}$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений.

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени $t > 100$ сут,

$$\varepsilon_{cs}(100) = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,ш} = -3.5 \cdot 10^{-4} - 0.54 \cdot 10^{-4} = -4.04 \cdot 10^{-4};$$

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ – относительная деформация физической части усадки, обусловленной испарением из бетона влаги; при относительной влажности RH = 60% и марке бетона по удобоукладываемости П1 по таблице 6.3 [2]

$$\varepsilon_{cs,d} = -5.0 \cdot 10^{-4} \cdot 0.7 = -3.5 \cdot 10^{-4};$$

$\varepsilon_{cs,ш}$ – относительная деформация химической части усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего

$$\varepsilon_{cs,ш} = \beta_{us} \cdot \varepsilon_{cs,ш,\infty} = 0.864 \cdot (-0.625 \cdot 10^{-4}) = -0.54 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_{cs,ш,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = -0.625 \cdot 10^{-4} < 0;$$

$$\beta_{us} = 1 - \exp(-0.2 \cdot t \cdot 0.5) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100 \cdot 0.5) = 0.864;$$

$\Phi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до 100 суток, принимаем по рисунку 6.1 [2].

При $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 440 \cdot 440}{4 \cdot 440} = 220$ мм, относительной влажности RH = 60% и

марке бетона по удобоукладываемости П1 – $\Phi(t, t_0) = 2.53$, здесь

u – периметр поперечного сечения нижнего пояса;

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянного сочетания нагрузок

$$\sigma_{cp} = -\frac{N_{sd}}{A_c} = -\frac{2180.84 \cdot 10^3}{440 \cdot 440} = 11.3 \text{ МПа,}$$

$\sigma_{cp,0}$ – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь)

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} = \frac{1931.86 \cdot 10^3}{440 \cdot 440} = -9.98 \text{ МПа.}$$

Так как изменение напряжений ($\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0}$) = 11.3 – 9.98 = 1.32 вызывает растяжение, то их в дальнейших расчетах не учитываем.

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменения напряжений в напрягаемой арматуре, вызванные релаксацией арматурной стали, определяются по зависимости:

$$\Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9 \cdot 1 - \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot \sigma_{pm,0},$$

$\rho_{1000} = 2.5\%$ – для второго класса релаксации;

$$\mu = \frac{\sigma_{pm,0}}{f_{pk}} = \frac{P_{m,0}/A_c}{f_{pk}} = \frac{1931.86 \cdot 10^3 / 1936}{1860} = 0.54;$$

t – время после натяжения в часах, для срока эксплуатации конструкции 50 лет – $t = 438000$ ч.

$$\text{Тогда } \Delta\sigma_{pr} = \left(0.66 \cdot 0.025 \cdot e^{9 \cdot 10.54} \cdot \left(\frac{438000}{1000} \right)^{0.75(1-0.54)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 862.4 = 0.16 \text{ МПа.}$$

Момент инерции сечения:

$$I_c = \frac{440 \cdot 440^3}{12} = 3123.4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

$$\Delta\sigma_{p,t+s+r} = \frac{4.95 \cdot 10^{-4} \cdot 1.9 \cdot 10^5 + 0.16 + 5.56 \cdot 2.53 \cdot (0)}{1 + 5.56 \cdot \frac{2240}{440 \cdot 440} \cdot \left(1 + \frac{440 \cdot 440}{3123.4 \cdot 10^6} \cdot 0^2 \right) (1 + 0.8 \cdot 2.53)} = 78.9 \text{ МПа}$$

Тогда $\Delta P_i(t) = 78.9 \cdot 22.4 / 10 = 176.74$ кН

Усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ с учетом всех потерь:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_i(t) = 1931.86 - 176.74 = 1755.12 \text{ кН.}$$

Усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ должно удовлетворять условиям:

$$P_{m,t} \leq 0.65 \cdot f_{pk} \cdot A_{sp} \text{ и } P_{m,t} \leq P_0 - 100 \cdot A_{sp}$$

$$P_{m,d} = 1755.12 \text{ кН} < 0.65 \cdot 18600 \cdot 22.4 / 10 = 2708.2 \text{ кН}$$

$$P_{m,d} = 1755.12 \text{ кН} < (1860 - 100) \cdot 22.4 / 10 = 3942.4 \text{ кН}$$

Условия выполняются.

4.5.3.2.16 Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси элемента

Согласно [1] выполняется расчет по образованию трещин на действие частотного сочетания нагрузок.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси, следует производить из условия:

$$N_{sd} \leq N_{cr},$$

где N_{sd} – продольное растягивающее усилие, определенное от частотного сочетания нагрузок;

N_{cr} – усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

$$N_{sd} = H_{sd} = 1859.8 \text{ кН} < N_{cr} = f_{cm} \cdot A_c + r_{inf} \cdot P_{m,d} = 3.2 \cdot 440 \cdot 440 \cdot 10^{-3} + 0.9 \cdot 1755.12 = 2199.13 \text{ кН}$$

где r_{inf} – коэффициент, определяющий понижение значения предварительного обжатия бетона.

Условие выполняется, т.е. трещины не образуются.

Проверка прочности затяжки при обжатии бетона.

Проверяем условие ограничения напряжений в бетоне

- по верхней границе ползучести:

$$\sigma_c = \frac{N_{pd}}{A_c} = \frac{1755.12 \cdot 10^3}{440 \cdot 440} = 9.01 \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75$$

- недопущение образования продольных трещин:

$$\sigma_c = \frac{N_{pd}}{A_c} = \frac{1755.12 \cdot 10^3}{440 \cdot 440} = 9.01 \leq 0.6 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 21 \text{ МПа}$$

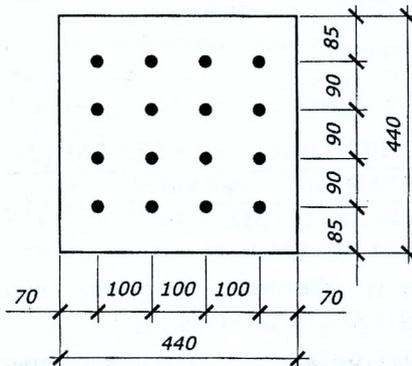


Рисунок 30 – Схема армирования затяжки арки

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
3. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки.
4. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – Ч. 1-4: Общие воздействия. Ветровые нагрузки.
5. СНиП 2.01.07-85: Нагрузки и воздействия. – М.:1987. – 36 с.
- 6.* Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования: учебное пособие для студентов строительной специальности / Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с. – с ил.
- 8.* Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / Под редакцией А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.:Будивельник, 1990. – 544 с.
- 9.* Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры: к СНиП 2.03.01-84. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.–192 с.
10. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978. – 175 с.
11. Проектирование несущих конструкций каркаса одноэтажного производственного здания: методическое пособие к выполнению 2-го курс. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. / В.Н. Машиновский, Н.Н. Шалобыта, П.В. Кривицкий. УО «БрГТУ». – Брест, 2012. – 144 с.
12. Расчет и конструирование монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами: методич. указ. к выполн. 1-го курс. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. – Брест, 2010.
13. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов перекрытий многоэтажного здания: методич. указ. к выполн. 1-го курс. проекта по курсу: «Железобетонные конструкции» спец. 1-70 02 01 дн. и заочн. форм обуч. – Брест, 2009.
14. Общесоюзный каталог типовых конструкций и изделий. Железобетонные конструкции и изделия одноэтажных зданий промышленных предприятий: сборник 3.01.П-1.90: в 3-х т. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991.
16. СТБ EN 10138-2-2009. «Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций». – Мн.: Стройтехнорм, 2009. – 10 с.
17. СТБ EN 10138-3-2009. «Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций». – Мн.: Стройтехнорм, 2009. – 10 с.

** При использовании источников [6,7] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.*

Приложение 1

Нормативные значения веса снегового покрова q_{sk}^s

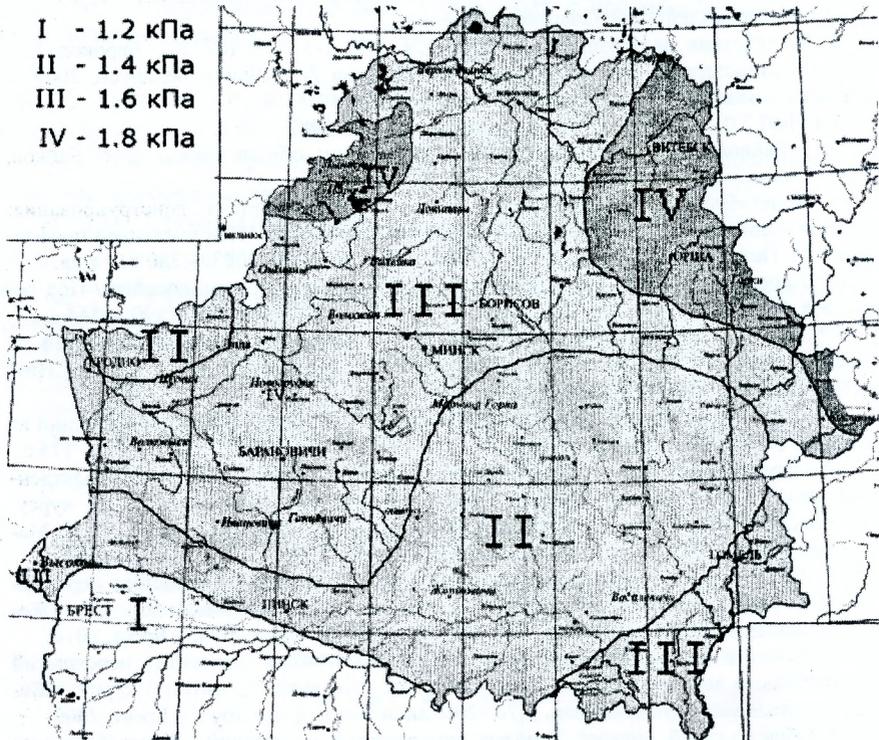


Рисунок 1 – Карта снеговых районов Республики Беларусь и соответствующие характеристические значения снеговых нагрузок на грунт (период повторяемости – 50 лет) [3]

Таблица 1-1 – Нормативное значение веса снегового покрова q_{sk}^s по [5] для районов Российской Федерации

Снеговой район	Города и другие населенные пункты, расположенные в соответствующих районах	S_k , кН/м ²
I	Астрахань, Чита, Николаев, Ростов-на-Дону и др.	0,5
II	Белгород, Владивосток, Омск, Иркутск, Павлодар, Фрунзе, Хабаровск и др.	0,7
III	Братск, Воронеж, Диксон, Караганда, Курск, Москва, Певек, Пенза, Саратов, Свердловск, Семипалатинск, Тамбов, Тюмень, Челябинск, Ярославль, Санкт-Петербург и др.	1,0
IV	Анадырь, Архангельск, Казань, Кострома, Красноярск, Магадан, Мурманск, Новосибирск, Петрозаводск, Сургут, Томск, Уфа, Нижний Новгород и др.	1,5
V	Дудинск, Игарка, Ича, Николаевск-на-Амуре, Пермь, Туруханск, Уренгой, Южно-Сахалинск и др.	2,0
VI	Ключи, Оха, Петропаловск-Камчатский, Усть-Камчатск и др.	2,5

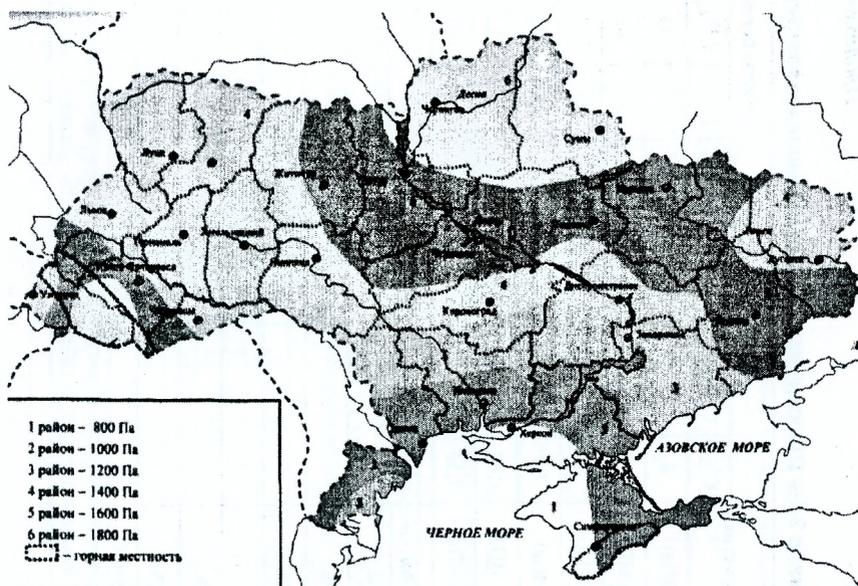


Рисунок 2 – Карта районирования территории Украины по характеристическим значениям веса снегового покрова (ДБН В.1.2-2:2006)

Приложение 2

Таблица 2-1 – Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ / ₁₀	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀	C ⁵⁵ / ₆₇	C ⁶⁰ / ₇₅	C ⁷⁰ / ₈₅	C ⁸⁰ / ₉₅	C ⁹⁰ / ₁₀₅
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_c^G ,cube (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{ci} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} (‰)	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{c3} (‰)	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание:

для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 2-1 f_{ctm} , $f_{ctk,0.05}$, $f_{ctk,0.95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_c^G$,cube

Таблица 2-2 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Средний модуль упругости бетона E_{cm} (ГПа) классов:														
	$C^8/10$	$C^{12}/15$	$C^{16}/20$	$C^{20}/25$	$C^{25}/30$	$C^{30}/37$	$C^{35}/45$	$C^{40}/50$	$C^{45}/55$	$C^{50}/60$	$C^{55}/67$	$C^{60}/75$	$C^{70}/85$	$C^{80}/95$	$C^{90}/105$
ЖЗ..Ж4 СЖ1..СЖЗ	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1..Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
П1..П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
П3..П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–
П5-Л1..П5-Л5	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	–	–	–	–	–

Примечания:
 1. При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.09.01 с учетом СТБ 1035.
 2. Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.

Таблица 2-3 – Нормативные и расчетные сопротивления ненапрягаемой арматуры, МПа

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	Нормативное сопротивление f_{sk} , МПа	Расчетное сопротивление f_{yd} , МПа	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ytd} , МПа	
S240**	5,5–40	Гладкая	240	218	174	157*
S400**	6–40	Периодического профиля	400	367	290	263*
S500**	4–5	Гладкая и периодического профиля	500	417	333	300*
	6–22	Периодического профиля	500	435	348	313*
S500**	25–40	Периодического профиля	500	417	333	–

* Для случая применения в сварных каркасах
 ** Модуль упругости ненапрягаемой арматуры E_s следует принимать равным 200 000 МПа

Таблица 2-4 – Нормативные и расчетные сопротивления канатной арматуры, МПа [17]

Класс ^{e)}	Обозначение		Номинальное значение ^{a)}				Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{b), f)} R_m , МПа	Площадь поперечного сечения ^{c)} S_0 , мм ²	Масса ^{e)} , г/м		Разрывное усилие F_m , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения ^{d)} $F_{p0,1}$, кН
А	Y1960S3	1.1361	5,2	1960	13,6	106	±2	26,7	30,5	22,9
			6,5		1860	21,1		165	39,2	44,9
	Y1860S3	1.1360	6,8	1860		23,4		183	43,5	49,8
			7,5		29,0	226		54,0	61,7	46,4
	Y1860S7	1.1366	7,0	1860	30	234		56	65	48
			9,0		50	390		93	106	80
			11,0		75	586		140	160	120
			12,5		93	726		173	198	149
			13,0		100	781		186	213	160
	Y1770S7	1.1365	15,2	1770	140	1095		248	282	213
			16,0		150	1170		265	302	228
			18,0		200	1560		354	403	304
	Y1860S7G	1.1372	12,7	1860	112	875		209	238	180
	Y1820S7G	1.1371	15,2	1820	165	1290		300	342	258
	Y1860S7	1.1366	15,2	1860	140	1095		260	298	224
	Y1860S7	1.1366	16,0	1860	150	1170		279	319	240
	Y1700S7G	1.1370	18,0	1700	223	1740		380	436	327

Продолжение таблицы 2-4

Класс ^{е)}	Обозначение		Номинальное значение ^{а)}				Производное значение			
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр d , мм	Временное сопротивление разрыву ^{б), в)} R_m , МПа	Площадь поперечного сечения ^{с)} S_0 , мм ²	Масса ^{с)} , г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F_m , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$, кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения ^{д)} , $F_{p0,1}$, кН
В	Y2160S3		5,2	2160	13,6	106	±2	29,4	33,7	26,2
	Y2160S3		6,85	2160	28,2	220		60,9	69,7	54,2
	Y2060S3	1.1362	5,2	2060	13,6	106		28,0	32,1	24,1
	Y2060S7	1.1368	7,0	2060	30	234		62,0	71,0	53,0
	Y1960S3	1.1361	6,5	1960	21,1	165		41,4	47,3	35,6
	Y1960S7	1.1367	9,0	1960	50	390		98	112	84

а) Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 195 ГПа (кН/мм²).

б) Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного нормативного максимального разрывного усилия.

в) Площадь поперечного сечения рассчитана для номинальной массы и плотности 7,81 кг/дм³.

д) Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1% удлинения, составляет около 86% от производного нормативного максимального разрывного усилия.

е) Трехпроволочную и семипроволочную канатную арматуру диаметром 7 мм применяют, как правило, только в конструкциях со сцеплением с бетоном.

в) 1 МПа = 1 Н/мм².

Таблица 2-5 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой проволочной арматуры, МПа [16]

Обозначение		Номинальное значение ^{а)}				Производное значение			
Тип холодно-тянутой проволочной арматуры	Марка стали	Диаметр ¹⁾ d, мм	Площадь поперечного сечения S _n , мм ²	Временное сопротивление разрыву ^{б), в)} R _m , МПа	Масса ^{г)} M, г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F _{тв} , кН	Максимальное значение разрывного усилия F _{т макс.} , кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1 % удлинения ^{д)} F _{р0,1} , кН
У1860С	1.1353	3,0	7,07	1860	55,2	±2	13,1	15,0	11,3
		4,0	12,57		98,1		23,4	26,7	20,1
		6,0	19,63		153		36,5	41,8	31,4
У1770С	1.1352	3,2	8,04	1770	62,5	±2	14,2	16,2	12,2
		5,0	19,63		153		34,8	39,5	29,9
		6,0	28,27		221		50,0	56,9	43,0
У1670С	1.1351	6,9	37,39	1670	292	±2	62,4	71,0	53,7
		7,0	38,48		301		64,3	73,0	55,3
		7,5	44,18		345		73,8	83,8	63,4
		8,0	50,27		393		83,9	95,4	72,2
У1570С	1.1350	9,4	69,4	1570	542	±2	109	124	90,4
		9,5	70,88		554		111	126	92,4
		10,0	78,54		613		123	140	102

^{а)} Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 205 ГПа (кН/мм²).
^{б)} 1 МПа = 1 Н/мм².
^{в)} Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного разрывного усилия.
^{г)} Номинальная масса рассчитана для площади поперечного сечения и плотности, равной 7,81 кг/дм³.
^{д)} В проволочной арматуре диаметром св. 8 мм производное нормативное усилие, соответствующее 0,1 % удлинения (F_{р0,1}), составляет около 83 % от производного разрывного усилия, диаметром до 8 мм — около 86 % от производного разрывного усилия.
¹⁾ См. приложения А и В в части примечаний к принятым классам.]

Таблица 2-6 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой стержневой арматуры, МПа [18]

Обозначение		Конфигурация профиля ^{а)}	Номинальное значение ^{б)}				Производное значение			
Тип стержневой арматуры	Марка стали		Диаметр d, мм	Временное сопротивление разрыву R _m , МПа ^{в)}	Площадь поперечного сечения S _n , мм ²	Масса ^{г), д)} М, г/м	Допустимое отклонение от номинальной массы, %	Разрывное усилие F _{rk} , кН	Нормативное значение усилия, соответствующее 0,1 % удлинения ^{е)} F _{red} , кН	Максимальное значение разрывного усилия F _{max} , кН
Y1100H	1.1381	R	15	1100	177	1440	от -2 % до +6 %	194	159	224
Y1160H	1.1381	R	20	1100	314	2560		346	283	397
Y1030H	1.1380	P	25,5	1030	511	4009		526	426	605
Y1030H	1.1380	P	26	1030	531	4168		547	443	629
Y1030H	1.1380	R	26,5	1030	552	4480		568	461	653
Y1030H	1.1380	P	27	1030	573	4495		590	478	678
Y1030H	1.1380	P	32	1030	804	6313		828	672	953
Y1030H	1.1380	R	32	1030	804	6530		828	672	953
Y1030H	1.1380	P	36	1030	1018	7990		1048	850	1206
Y1030H	1.1380	R	36	1030	1018	8270		1048	850	1206
Y1030H	1.1380	P	40	1030	1257	9865		1294	1049	1488
Y1030H	1.1380	R	40	1030	1257	10250		1294	1049	1488
Y1030H	1.1380	P	50	1030	1964	15386		2022	1640	2326
Y1230H	1.1382	P	26	1230	531	4168		653	573	730
Y1230H	1.1382	R	26,5	1230	552	4480		678	596	760
Y1230H	1.1382	P	32	1230	804	6313		989	869	1110
Y1230H	1.1382	R	32	1230	804	6530		989	869	1110
Y1230H	1.1382	P	36	1230	1018	7990		1252	1099	1400
Y1230H	1.1382	R	36	1230	1018	8270		1252	1099	1400

^{а)} Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 205 ГПа (кН/мм²) для горячекатаных, а также для горячекатаных клепаных или отпущенных стержней арматуры. Секундный модуль упругости арматуры между 5 % и 70 % производным значением разрывного усилия может быть принят равным 165 ГПа (кН/мм²) для горячекатаных и горячекатаных клепаных стержней арматуры.

^{б)} Для стержневой арматуры с гладким профилем масса рассчитывается из номинальной площади поперечного сечения и плотности равной 7,85 кг/дм³.

^{в)} Масса стержневой арматуры с ребристым профилем может варьироваться в зависимости от формы ребер.

^{г)} Стержневая арматура с ребристым профилем не включает площадь поперечного сечения несущей части ребер.

^{д)} Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1 % удлинения (F_{red}), составляет около 81 % от производного разрывного усилия (F_{rk}) для стержневой арматуры с номинальным значением временного сопротивления разрыву 1100 МПа и 1030 МПа и около 88 % от производного разрывного усилия (F_{rk}) для стержневой арматуры с номинальным значением временного сопротивления разрыву 1230 МПа.

^{е)} Р — гладкий профиль; R — ребристый профиль.

^{ж)} 1 МПа = 1 Н/мм².

Таблица 2-7 – Нормативные и расчетные сопротивления напрягаемой арматуры, МПа [2]

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид арматуры	Нормативное сопротивление f _{yk} (f _{0,2k}), Н/мм ²	Расчетное сопротивление f _{sd} , Н/мм ²
S540	16–36	Стержневая	540	430
S800	10–32	“	800	640
S1200	10–32	“	1200	960
S1400	3–5	Проволочная	1400	1120
S1400	9–15	Канатная	1400	1120

Примечание: Модуль деформаций для горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм², для арматурных канатов – 190 кН/мм².

Приложение 3

Таблица 3-1 – Сортамент арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139

Таблица 3-2 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10

Таблица 3-3 – Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	

Примечание: Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Приложение 4

Таблица 4-1 – Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности

Расчетный параметр Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	ω_ξ	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ϵ_c (+)	растяжения в арматуре ϵ_{st} (+)
1	2	3	4	5	6	7
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
Верхний предел для области 1a	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
Область 1b	0,18	0,111	0,934	0,104	2,00	10,0
	0,20	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,22	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,24	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
Верхний предел для области 1b	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98	
0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75	
0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53	
0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33	
Граничное значение для области 2 при арматуре S400	0,656	0,531	0,727	0,386	3,50	1,835
Граничное значение для области 2 при арматуре S500	0,627	0,508	0,739	0,375	3,50	2,085
	0,617	0,500	0,743	0,372	3,50	2,175

Продолжение таблицы 4-1

1	2	3	4	5	6	7
Область 2 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11
Граничное значение для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Область 3 при арматуре S240, область 3 при арматуре S400 и S500	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	-0,20
1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	-0,26	
1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	-0,32	
1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	-0,38	
1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	-0,43	

Таблица 4-2 – Зависимости для расчета железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием параболически линейной диаграммы деформирования бетона

Стадия	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Кривая деформирования $\varepsilon_c, \%$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ε_c в $\%$	Относительная деформация растянутой арматуры $\varepsilon_s, \%$	Относительная деформация сжатой арматуры $\varepsilon_{s2}, \%$
Ia	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$\alpha f_{cd} \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
Ib	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	αf_{cd}	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1-\xi}$
II	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
III	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
IV	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	αf_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - \frac{c_1}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Продолжение таблицы 4-2

Стадия	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\omega_c \xi = \frac{F_{cc}}{bd\alpha_f f_{cd}}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{bd^2\alpha_f f_{cd}}$
Ia	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2(3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
Ib	$\frac{16-\xi}{15\xi}$	$\frac{16\xi-1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
II	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
III	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
IV	$1 - p_s \frac{4}{21}$ где $p_s = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_s \frac{4}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \frac{1 - p_s \frac{16}{49}}{1 - p_s \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_s \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Таблица 4-3 – Значения коэффициента k_{s2} для расчета напряжений в арматуре A_{sc} , располагаемой в сжатой зоне сечения

Область деформирования	$\xi_s = \frac{x}{d}$	Коэффициент k_{s2}							
		арматура S400				арматура S500			
		$\frac{c_L}{d} = 0,04$	$\frac{c_L}{d} = 0,08$	$\frac{c_L}{d} = 0,12$	$\frac{c_L}{d} = 0,16$	$\frac{c_L}{d} = 0,04$	$\frac{c_L}{d} = 0,08$	$\frac{c_L}{d} = 0,12$	$\frac{c_L}{d} = 0,16$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1а	0,04	0	-0,40	-0,79	-1,00	0	-0,19	-0,39	-0,60
	0,05	0,10	-0,30	-0,70	-1,00	0,05	-0,15	-0,35	-0,55
	0,06	0,20	-0,20	-0,61	-1,00	0,10	-0,10	-0,30	-0,51
	0,07	0,31	-0,10	-0,51	-0,92	0,16	-0,05	-0,26	-0,46
	0,08	0,41	0	-0,41	-0,89	0,21	0	-0,21	-0,42
	0,09	0,52	0,10	-0,31	-0,73	0,26	0,05	-0,16	-0,37
	0,10	0,63	0,21	-0,21	-0,63	0,32	0,10	-0,14	-0,32
	0,11	0,75	0,32	-0,11	-0,54	0,37	0,16	-0,05	-0,27
	0,12	0,87	0,43	0	-0,43	0,42	0,22	0	-0,22
	0,13	0,99	0,55	0,11	-0,33	0,49	0,27	0,05	-0,17
	0,14	1,0	0,66	0,22	-0,22	0,55	0,33	0,11	-0,11
	0,15	1,0	0,78	0,34	-0,11	0,62	0,39	0,17	-0,06
	0,16	1,0	0,91	0,45	0	0,67	0,45	0,22	0
	0,167	1,0	0,99	0,54	0,08	0,72	0,49	0,27	0,03

Таблица 4-4 – Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием

$\frac{\nu}{f_{cm}}$		Продольные относительные деформации ϵ_x						
		0,0000	0,00025	0,0005	0,00075	0,0010	0,0015	0,0020
0,050	β	0,405	0,290	0,208	0,197	0,185	0,162	0,143
	θ	27,0°	28,5°	29,0°	33,0°	36,0°	41,0°	43,0°
0,075	β	0,405	0,250	0,205	0,194	0,179	0,158	0,137
	θ	27,0°	27,5°	30,0°	33,5°	36,0°	40,0°	42,0°
0,100	β	0,271	0,211	0,200	0,189	0,174	0,143	0,120
	θ	23,5°	26,5°	30,5°	34,0°	36,0°	38,0°	39,0°
0,125	β	0,216	0,208	0,197	0,181	0,167	0,133	0,112
	θ	23,5°	28,0°	31,5°	34,0°	36,0°	37,0°	38,0°
0,150	β	0,212	0,203	0,189	0,171	0,160	0,125	0,103
	θ	25,0°	29,0°	32,0°	34,0°	36,0°	36,5°	37,0°
0,200	β	0,203	0,194	0,174	0,126	0,131	0,100	0,083
	θ	27,5°	31,0°	33,0°	34,0°	34,5°	35,0°	36,0°
0,250	β	0,191	0,167	0,136	0,126	0,116	0,108	0,104
	θ	30,0°	32,0°	33,0°	34,0°	35,5°	38,5°	41,5°

Учебное издание

*Шалобыта Николай Николаевич
Малиновский Василий Николаевич*

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

*Пособие к выполнению 2-го
курсового проекта по курсу
"Железобетонные конструкции" для студентов
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения*

ЧАСТЬ 1

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н.Н.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная вёрстка: Боровикова Е.А., Кармаш Е.Л.

Корректор: Никитчик Е.В.

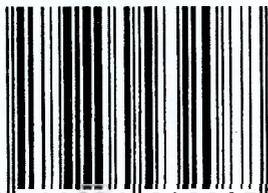
Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/235 от 24.03.2014 г.

Подписано в печать 21.03.2014 г. Гарнитура «Times
New Roman». Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага «Снегурочка».
Уч. изд. л. 6,5. Усл. печ. л. 6,1. Заказ № 307.

Тираж 100 экз. Отпечатано на ризографе
Учреждения образования "Брестский
государственный технический университет".
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-283-5



9 789854 932835