



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный  
технический университет**

---

**Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»**

# **РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БЕЗРАСКОСНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ**

**Учебно-методическое пособие**

**Минск  
БНТУ  
2013**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
БЕЗРАСКОСНОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ

Учебно-методическое пособие  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное  
и гражданское строительство»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в сфере высшего образования Республики Беларусь  
в области строительства и архитектуры*

Минск  
БНТУ  
2013

УДК 624.012.2.04

ББК 38.756я7

P24

Авторы:

*В. В. Гринёв, В. Ф. Зверев, Т. М. Пецольд, И. В. Даниленко,  
Е. Л. Коршун, Н. П. Кульша, А. Н. Ловыгин, В. В. Латыш,  
Г. Г. Мадалинский, Н. А. Рак, В. И. Смех, А. Е. Шилов,  
А. А. Хотько, Ф. П. Босовец, С. М. Коледа*

Рецензенты:

*А. Н. Жабинский*, канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой  
«Металлические и деревянные конструкции», БНТУ

**Р24** **Расчет** и конструирование безраскосной фермы покрытия : учебно-методическое пособие по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В. В. Гринёв [и др.] – Минск : БНТУ, 2013. – 45 с.  
ISBN 978-985-550-332-4.

В учебно-методическом пособии приведены краткое описание используемых ферм покрытия, которые применяются при проектировании промышленных и общественных зданий. Выполнен расчет безраскосной железобетонной фермы покрытия.

Вопросы расчета и конструирования изложены в соответствии с нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций СНБ 5.03.01–2002 (гармонизированными с европейскими нормативными документами).

УДК 624.012.2.04

ББК 38.756я7

ISBN 978-985-550-332-4

© Белорусский национальный  
технический университет, 2013

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	4
РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ БЕЗРАСКОСНОЙ ФЕРМЫ $L = 24$ м.....	8
Определение нагрузок на $1 \text{ м}^2$ покрытия .....	8
Исходные данные для проектирования.....	9
Данные для проектирования .....	10
Расчетные характеристики материалов.....	10
Определение нагрузок на ферму.....	11
Определение усилий в элементах фермы.....	15
КОНСТРУИРОВАНИЕ .....	20
Подбор предварительно напряженной арматуры нижнего пояса фермы.....	20
Определение потерь предварительного напряжения.....	22
Проверка условия прочности при внецентренном растяжении нижнего пояса фермы.....	28
Расчет по образованию трещин .....	29
Подбор арматуры верхнего пояса фермы .....	30
Подбор арматуры в стойке фермы.....	38
Проверка условия прочности стоек при внецентренном растяжении.....	39
Расчет по образованию трещин .....	40
Расчет опорного узла .....	41
ЛИТЕРАТУРА .....	44

## ВВЕДЕНИЕ

Предварительно напряженные железобетонные фермы являются основными несущими конструкциями покрытий промышленных и гражданских зданий. До настоящего времени продолжается совершенствование конструктивных решений ферм. Очертание ферм зависит от назначения сооружения, типа кровли.

Схемы основных типов железобетонных ферм и их транспортировка приведены на рис. 1.1–1.3.

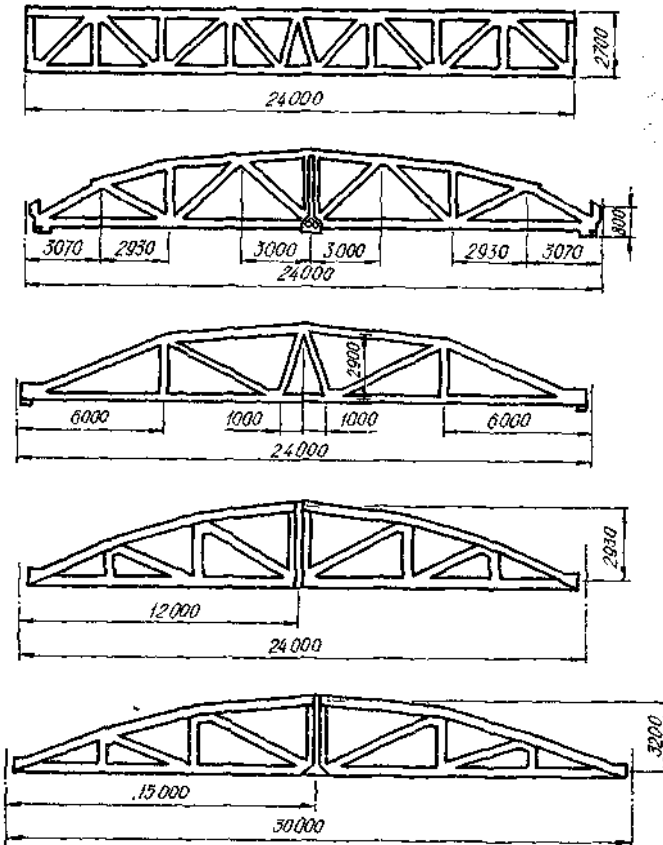


Рис. 1.1. Схемы раскосных стропильных ферм:  
*а* – для плоской кровли; *б* – арочные с верхним поясом криволинейного очертания; *в* – арочные из двух половин

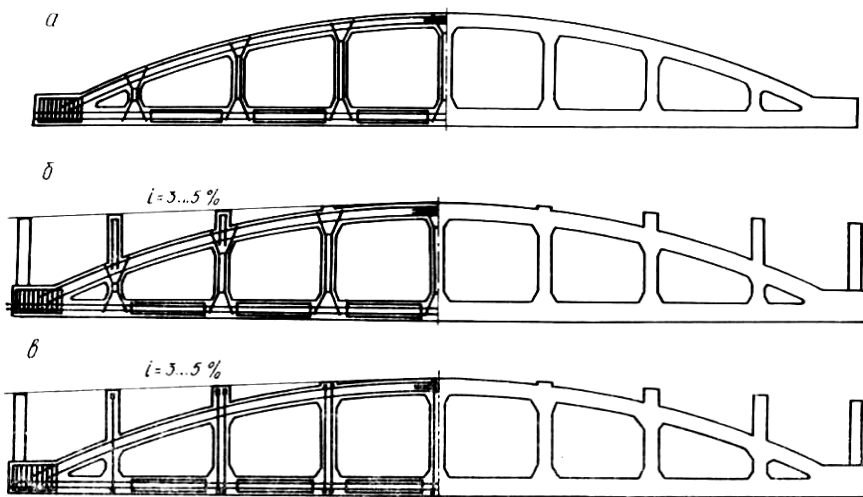


Рис. 1.2. Типовые безраскосные фермы:  
*а* – для скатных кровель; *б* – для малоуклонной кровли;  
*в* – для зданий с агрессивной средой



Рис. 1.3. Транспортировка безраскосных ферм

В зависимости от очертания верхнего пояса ферм в настоящее время выпускаются три основных типа ферм:

а) сегментная раскосная ферма, у которой верхний пояс представляет собой ломаную линию, образованную из отрезков прямых, вписанных в какую-либо правильную кривую (дугу окружности, параболу и др.);

б) арочная раскосная ферма, у которой верхний пояс имеет криволинейное (арочное) очертание, а нижний – прямолинейное;

в) полигональные раскосные фермы с параллельными поясами или с малым уклоном верхнего пояса трапецевидного очертания, или с ломаным нижним поясом.

Решетка ферм может быть раскосной с восходящими и нисходящими раскосами, треугольной, треугольной с дополнительными стойками, комбинированной, безраскосной. Геометрическая неизменяемость безраскосных ферм обеспечивается жесткостью узлов.

В зависимости от степени заводской готовности, условий изготовления и транспортирования фермы могут быть цельными или расчлененными на части. Фермы делятся на составные, состоящие из двух половин; блочные, состоящие из крупноразмерных блоков, из блоков и отдельных (линейных) элементов или из одних линейных элементов.

При членении ферм на отдельные блоки или линейные элементы повышается расход стали за счет закладных деталей и накладок в стыках, увеличивается трудоемкость работ.

Более целесообразно готовить ферму цельной. Необходимость членения ферм на сборные элементы возникает при больших пролетах ферм (более 24 м), при отсутствии кранов необходимой грузоподъемности или транспортных средств.

Принимаются следующие габаритные размеры: высота ферм –  $1/7 \dots 1/9$  пролета; длина панелей верхнего пояса: сегментных и полигональных ферм – 3 м, при таком размере передача нагрузки крупноразмерных плит покрытия осуществляется в узлах фермы и, следовательно, исключается местный изгиб верхнего пояса, арочных – 4,5...6 м; ширина сечения верхнего и ниж-

него поясов – 200...300 мм (при шаге ферм 6 м), 300...350 мм (при шаге ферм 12 м); ширина сечения элементов решетки – менее ширины поясов при закладной решетке или равна ширине поясов при бетонировании решетки вместе с поясами.

В арочных фермах верхний пояс имеет форму пологой кривой и работает как система, состоящая из нескольких пологих арок. Оси этих арок не совпадают с прямыми, соединяющими соседние узлы, и в панелях верхнего пояса возникает разгружающий момент, что обеспечивает хорошую работу верхнего пояса на внеузловую нагрузку. Это позволяет в арочных фермах панели верхнего пояса принимать длиной до 6 м, а решетку создавать разреженной.

Сегментные фермы по статической работе приближаются к арочным фермам, а прямолинейность элементов верхнего пояса упрощает изготовление опалубочных форм. Однако в панелях верхнего пояса сегментных ферм возникают значительно большие изгибающие моменты, чем в арочных. Поэтому в них длина панелей верхнего пояса, как правило, не превышает 3 м.

Для ферм применяются следующие материалы: бетон классов С25/30 и С30/37; арматура – для нижнего пояса напрягаемая нескольких видов: из канатов S1200 и S1400, стержней классов S800, высокопрочной проволоки  $d = 6, 7$  и  $8$  мм; для верхнего пояса и элементов решетки – ненапрягаемая арматура в виде сварных каркасов.

Растянутые элементы решетки при значительных усилиях (более 500 кН) рекомендуется выполнять предварительно напряженными.

Сборные железобетонные предварительно напряженные фермы служат основным видом стропильных конструкций для строительства одноэтажных производственных зданий с разными пролетами, особенно с пролетами длиной 24 и 30 м.

Наиболее рациональное очертание верхнего пояса в отношении статической работы имеют сегментные и арочные фермы, так как усилия в элементах решетки таких ферм невелики, а в поясах усилия по длине пролета изменяются незначительно.



## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ БЕЗРАСКОСНОЙ ФЕРМЫ $L = 24$ М

Рассчитать предварительно напряженную ферму  $L = 24$  м для двухпролетного промышленного здания пролетами 18 и 24 м, поперечный разрез которого изображен на рис. 2.1.

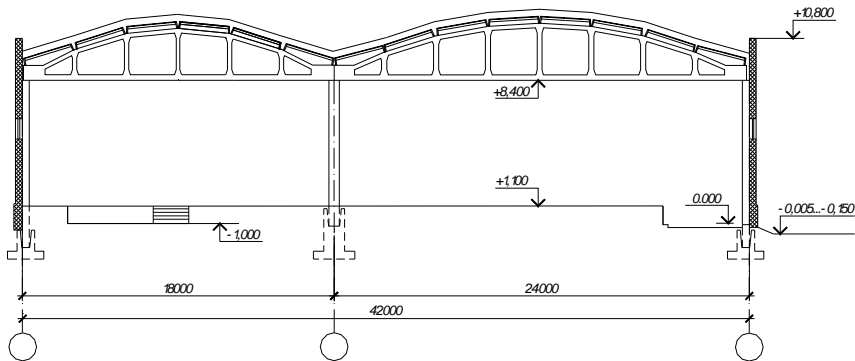


Рис. 1. Поперечный разрез промышленного здания

### Определение нагрузок на $1 \text{ м}^2$ покрытия

Таблица 1

Позиция	Наименование	Нормальное значение нагрузки $F^n$ (КПа) $q^n$	γ <sub>n</sub>	γ <sub>f</sub>	Расчетное значение нагрузки $F^p$ (КПа) при γ <sub>f</sub> > 1	Расчетное значение нагрузки $F^p$ (КПа) при γ <sub>f</sub> = 1
1	2	3	4	5	6	7
<b>I</b>	<b>Постоянные</b>					
1	Слой рулонного материала К-ПХ-БЭ-К/ПП-4,0 – $t = 4,2$ мм; γ = 600 кг/м <sup>3</sup>	0,025	0,95	1,35	0,03	0,0237
2	Слой рулонного материала К-ПХ-БЭ-ПП/ПП-4,0 – $t = 4,0$ мм; γ = 600 кг/м <sup>3</sup>	0,024	0,95	1,35	0,0288	0,023

1	2	3	4	5	6	7
3	Огрунтовка праймером – $t = 2\text{мм}$ ; $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$	0,02	0,95	1,35	0,027	0,019
4	Стяжка (цем. песч. р.) – $t = 30 \text{ мм}$ ; $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,54	0,95	1,35	0,73	0,513
5	Утеплитель (плиты пенополист.) – $t = 150 \text{ мм}$ ; $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$	0,075	0,95	1,35	0,09	0,071
6	Пароизоляция (слой рулонного материала) К-ПХ-БЭ-ПП-4,0 – $t = 4,0 \text{ мм}$	0,024	0,95	1,35	0,0288	0,023
7	Собственный вес ж/б ребристой плиты покрытия	1,6	0,95	1,35	2,16	1,52
	Итого	2,324			3,11	2,414
<b>II</b>	<b>Временные</b>					
8	Вес снегового покрова	1,2	0,95	1,5	1,71	1,14
	Итого	3,524			4,82	3,524

*Исходные данные для проектирования*

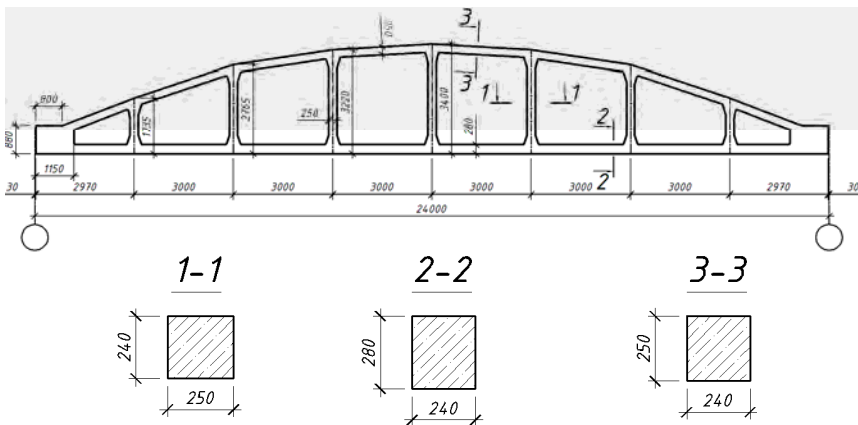


Рис. 2. Опалубочный чертеж предварительно напряженной безраскосной фермы покрытия

## *Данные для проектирования*

1. Место строительства – г. Минск.
2. Длина фермы – 23 940 мм.
3. Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие С30/37, подверженный тепловой обработке при атмосферном давлении.
4. Класс условий эксплуатации – ХС3.
5. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П1.
6. Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда.
7. Напрягаемая арматура – канаты S1400.
8. Ненапрягаемая арматура сварных плоских каркасов и секток – стержневая арматура S400 и проволочная S500. Монтажная арматура – S240.
9. Средняя прочность бетона в момент передачи усилия предварительного обжатия на бетон  $f_{cm(t)} = 0,7f_{C,CUBE}^G$ .
10. Вес снегового покрова (снеговой район II Б) – 1,2 кПа.
11. По степени ответственности – здание относится к классу II –  $\gamma_n = 0,95$ .

### *Расчетные характеристики материалов*

Бетон С30/37

$f_{ck} = 30$  МПа;  $f_{C,CUBE}^G = 37$  МПа;  $f_{cm} = 38$  МПа;  $f_{ctk,0.05} = 2,0$  МПа;  
 $f_{cm} = 2,9$  МПа;  $f_{cd} = 30/1,5 = 20$  МПа;  $f_{ctd} = 2,0/1,5 = 1,33$  МПа – для 1-й группы предельных состояний;

$f_{cd} = 20$  МПа;  $f_{ctd} = 2,0$  МПа – для 2-й группы предельных состояний;

$$E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 33,3 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

*Арматура.*

1. Предварительно напряженные канаты класса S1400.

Расчетное сопротивление

$$f_{pd} = 0,9 \cdot \frac{f_{0,2k}}{1,25} = \frac{1400}{1,25} = 1120 \text{ МПа.}$$

2. Ненапрягаемая арматура:

$$S400 \quad f_{yk} = 400 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \frac{400}{1,1} = 363,64 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = 263 \text{ МПа.}$$

$$S500 \quad f_{yk} = 500 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \frac{500}{1,1} = 454,55 \text{ МПа (410 МПа).}$$

$$S240 \quad f_{yk} = 240 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \frac{240}{1,1} = 218,18 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = 157 \text{ МПа.}$$

### *Определение нагрузок на ферму*

На железобетонную предварительно напряженную безраскосную ферму покрытия действуют постоянные и временные нагрузки. Постоянные включают в себя вес кровельного пирога покрытия, вес плит покрытия и собственный вес фермы покрытия. Временные – вес снегового покрова.

Постоянные нагрузки при  $\gamma_f > 1$  на 1 м п. фермы:

$$q_{\Phi}^p = q^p \cdot B = 3,11 \cdot 6 = 18,66 \text{ кН/м.}$$

Постоянные нагрузки при  $\gamma_f = 1$  на 1 м п. фермы:

$$q_{\Phi}^n = q^n \cdot B = 2,41 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м.}$$

Так как все нагрузки кроме собственного веса фермы приложены в узлах, то распределенную нагрузку на 1 м п. приведем к сосредоточенной.

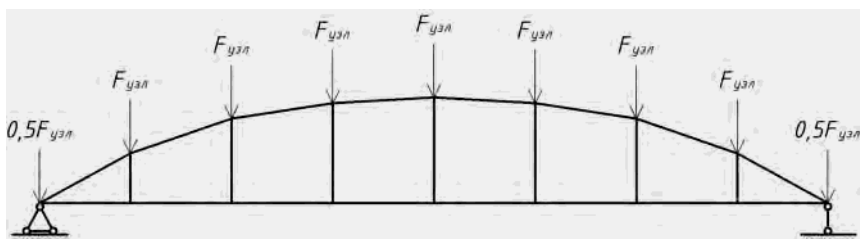


Рис. 3. Расчетная схема приложения узловых сосредоточенных сил

$$F_{\text{узл}}^P = q \cdot l = 18,66 \cdot 3 = 55,6 \text{ кН};$$

$$F_{\text{узл}}^n = q \cdot l = 14,4 \cdot 3 = 41,2 \text{ кН}.$$

Собственный вес фермы учитывается при расчете стержневой модели на программном комплексе Lira 9.2.

Временная (снеговая) нагрузка при  $\gamma_f > 1$  на 1 м п. фермы:

$$q_{\text{сн.ф}}^P = q^P \cdot B = 1,71 \cdot 6 = 10,26 \text{ кН/м}.$$

Временная (снеговая) нагрузка при  $\gamma_f = 1$  на 1 м п. фермы:

$$q_{\text{сн.ф}}^n = q^n \cdot B = 1,14 \cdot 6 = 6,84 \text{ кН/м}.$$

где  $q^P$  и  $q^n$  – смотри таблицу 1.

Временная снеговая нагрузка для арочной безраскосной фермы имеет два варианта загрузки (по схеме 2, прил. 9 измен. № 1 к СНиП 2.01.07.–85):

Вариант 1 – снеговая нагрузка распределена по треугольнику.

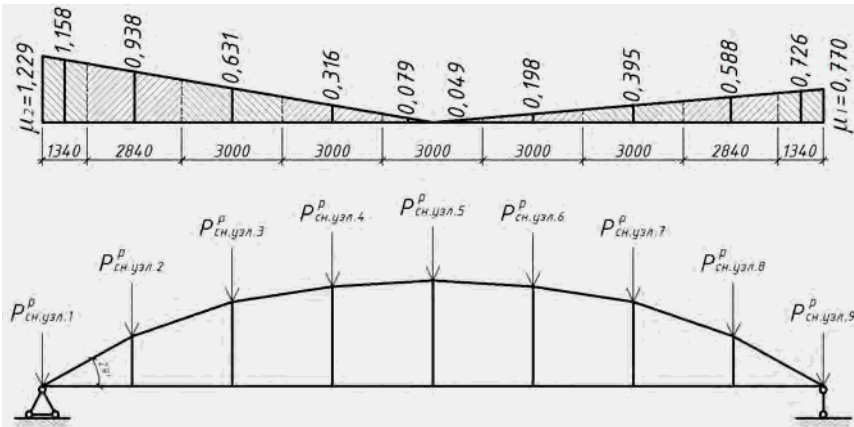


Рис. 4. Снеговая нагрузка по треугольнику

Вариант 2 – снеговая нагрузка распределена по параболе.

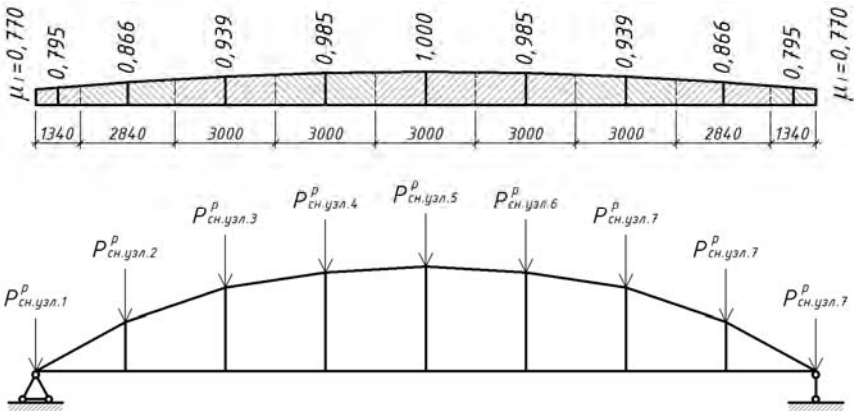


Рис. 5. Снеговая нагрузка по параболе

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие:

$$\mu_1 = \cos \cdot 1,8 \cdot \alpha = \cos \cdot 1,8 \cdot 22^\circ = 0,770;$$

$$\mu_2 = 2,4 \cdot \sin \cdot 1,4 \cdot \alpha = 2,4 \cdot \sin \cdot 1,4 \cdot 22^\circ = 1,229.$$

Промежуточные значения коэффициента  $\mu$  определяем из подобия треугольников.

Сосредоточенную расчетную и нормативную нагрузку на ферму определяем по формулам

$$P_{\text{сн.узн.}i}^P = q_{\text{сн.ф}}^P \cdot \mu_i \cdot l_i ;$$

$$P_{\text{сн.узн.}i}^n = q_{\text{сн.ф}}^n \cdot \mu_i \cdot l_i ,$$

где  $\mu_i$  – значение коэффициента посередине грузовой площади для конкретного узла.

Значения расчетных и нормативных нагрузок на ферму сведем в таблицу 2.

Таблица 2

Приведение распределенных снеговых нагрузок  
к сосредоточенным

№ узловой нагрузки	Снег по треугольнику		Снег по параболе	
	$P_{\text{сн.узн}}^P$	$P_{\text{сн.узн}}^n$	$P_{\text{сн.узн}}^P$	$P_{\text{сн.узн}}^n$
1	15,92	10,61	23,17	15,44
2	27,33	18,22	26,66	17,77
3	19,42	12,95	28,90	19,27
4	9,73	6,48	30,32	20,21
5	2,43	1,62	30,78	20,52
6	6,09	4,06	30,32	20,21
7	12,16	8,11	28,90	19,27
8	17,13	11,42	26,66	17,77
9	9,98	6,65	23,17	15,44

## Определение усилий в элементах фермы

Железобетонная ферма с жесткими узлами представляет собой статически неопределимую систему. Усилия определяются от расчетных и нормативных нагрузок. На расчетную стержневую систему с жесткими узлами прикладываются четыре загрузки:

- ✓ постоянная нагрузка с учетом собственного веса фермы (рис. 7);
- ✓ временная снеговая, распределенная по параболе (рис. 8);
- ✓ временная снеговая, распределенная по параболе на половину пролета (рис. 9);
- ✓ временная снеговая, распределенная по треугольнику (рис. 10);
- ✓ временная снеговая, распределенная по треугольнику на половину пролета (рис. 11).

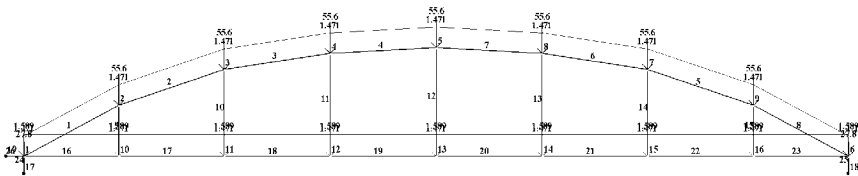


Рис. 6. Схема загрузки постоянной нагрузкой с учетом собственного веса

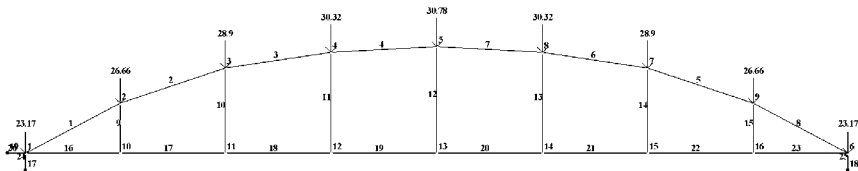


Рис. 7. Схема загрузки временной снеговой нагрузкой, распределенной по параболе



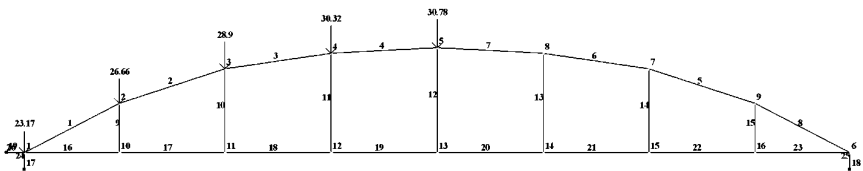


Рис. 8. Схема загрузки временной снеговой нагрузкой, распределенной по параболе на половину пролета

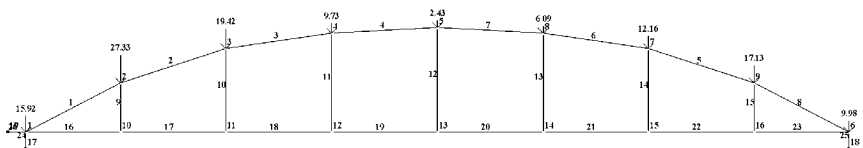


Рис. 9. Схема загрузки временной снеговой нагрузкой, распределенной по треугольнику

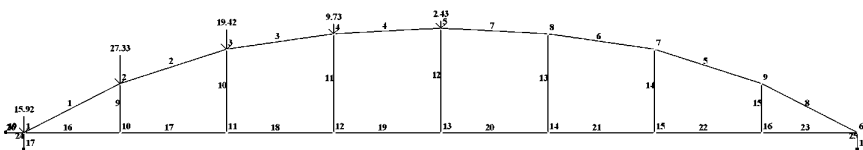


Рис. 10. Схема загрузки временной снеговой нагрузкой, распределенной по треугольнику на половину пролета

Для нормативных значений расчетные схемы аналогичны. Результаты расчета сводятся в таблицу, в которой будет выбрано сочетание нагрузок (постоянной и одной из временных снеговых), которое дает максимальные по модулю значения усилий в элементах фермы.

Таблица 3

## Сочетание усилий в элементах фермы

№ элемента	Усилие	$G$	$S \cos$	$S \cos/2$	$S \sin$	$S \sin/2$	Наименование сочетания	Состав сочетания	$N$ , КН	$M$ , КН·м	$Q$ , КН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	$N$ , КН	-492,91	-207,73	-162,33	-106,25	-90,97	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-700,65	5,08	3,23
1	$M$ , КН·м	3,46	1,62	1,98	2,28	2,40	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \sin/2$	-583,88	5,86	3,48
	$Q$ , КН	2,79	0,44	0,56	0,65	0,69	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \sin/2$	-583,88	5,86	3,48
2	$N$ , КН	-486,64	-206,91	-156,02	-93,96	-76,84	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-693,55	-21,83	12,89
	$M$ , КН·м	-14,89	-6,95	2,47	4,81	6,70	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-693,55	-21,83	12,89
3	$Q$ , КН	9,33	3,56	1,20	-2,00	-2,79	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-693,55	-21,83	12,89
	$N$ , КН	-489,40	-209,47	-149,84	-84,32	-64,24	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-698,87	-11,08	22,91
4	$M$ , КН·м	-21,51	10,43	3,37	5,47	9,23	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos/2$	-639,24	-18,13	16,92
	$Q$ , КН	16,30	6,61	0,62	-2,91	-4,93	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-698,87	-11,08	22,91
5	$N$ , КН	-497,50	-213,67	-140,45	-77,66	-52,97	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-711,17	11,77	6,12
	$M$ , КН·м	7,55	4,21	14,19	-5,46	10,20	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \sin/2$	-637,95	21,75	-2,20
6	$Q$ , КН	4,78	1,34	-6,98	-3,62	-6,42	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-711,17	11,77	6,12
	$N$ , КН	-486,64	-206,91	-87,46	-76,56	-30,24	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-693,55	-21,83	12,89
7	$M$ , КН·м	-14,89	-6,95	-9,57	1,07	-3,33	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos/2$	-574,10	-24,46	13,39
	$Q$ , КН	9,33	3,56	4,06	-0,43	1,40	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-574,10	-24,46	13,39
8	$N$ , КН	-489,40	-209,47	-102,14	-73,55	-35,42	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-698,87	-11,08	22,91
	$M$ , КН·м	-21,51	10,43	-18,65	-0,44	-6,59	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos/2$	-591,54	40,16	26,61
9	$Q$ , КН	16,30	6,61	10,31	0,26	3,56	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos/2$	-591,54	40,16	26,61
	$N$ , КН	-497,50	-213,67	-123,40	-74,09	-43,40	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-711,17	11,77	6,12
10	$M$ , КН·м	7,55	4,21	21,27	-1,43	-8,14	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-620,90	28,82	18,67
	$Q$ , КН	4,78	1,33	13,89	0,61	4,91	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \cos/2$	-620,90	28,82	18,67
11	$N$ , КН	-492,91	-207,73	-78,10	-82,36	-26,99	$N_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \cos$	-700,65	5,08	3,23
	$M$ , КН·м	3,46	1,62	-0,61	1,30	-0,21	$M_{\text{плавк}}, N_{\text{соедт}}, Q_{\text{соедт}}$	$G + S \sin$	-700,65	5,08	3,23
12	$Q$ , КН	2,79	0,44	-0,19	0,37	-0,07	$Q_{\text{плавк}}, M_{\text{соедт}}, N_{\text{соедт}}$	$G + S \sin$	-700,65	5,08	3,23

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
9	$N, KH$	12,80	3,18	0,18	-4,23	-5,24	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	15,98	-31,45	-39,22
	$M, KH-M$	-21,32	-10,13	-4,29	-2,54	-4,30	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	15,98	-31,45	-39,22
	$Q, KH$	-26,55	-12,67	-5,16	3,29	5,82	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	15,98	-31,45	-39,22
10	$N, KH$	17,08	3,71	-0,18	-0,57	-1,87	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	20,79	46,35	35,75
	$M, KH-M$	31,36	14,99	1,23	-7,34	-11,98	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	20,79	46,35	35,75
	$Q, KH$	24,19	11,57	0,88	-5,72	-9,33	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	20,79	46,35	35,75
11	$N, KH$	-9,49	-6,50	-8,68	-1,00	-1,73	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	-18,17	11,45	7,46
	$M, KH-M$	22,65	10,80	-11,20	-9,16	-16,62	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	-15,99	33,45	22,00
	$Q, KH$	14,90	7,10	-7,44	-6,06	-10,99	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	-15,99	33,45	22,00
12	$N, KH$	4,70	-2,52	-8,08	3,66	1,83	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{sin}}$	8,36	-6,13	-3,82
	$M, KH-M$	0,00	0,00	-29,29	-6,13	-16,40	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	-3,38	-29,29	-18,26
	$Q, KH$	0,00	0,00	-18,26	-3,82	-10,23	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	-3,38	-29,29	-18,26
13	$N, KH$	-9,49	-6,50	4,25	0,15	1,33	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	-15,99	33,45	22,00
	$M, KH-M$	22,65	10,80	34,70	1,88	12,93	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	-5,24	57,35	37,80
	$Q, KH$	14,90	7,10	22,91	1,24	8,54	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	-5,24	57,35	37,80
14	$N, KH$	17,08	3,71	6,74	1,00	2,31	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	23,82	-45,02	-42,23
	$M, KH-M$	-31,36	-14,99	-23,23	-0,18	-8,16	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	23,82	-45,02	-42,23
	$Q, KH$	-24,19	-11,57	-18,04	-0,13	-6,34	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	23,82	-45,02	-42,23
15	$N, KH$	12,79	3,18	5,19	-1,61	1,79	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos/2}}$	17,98	-31,31	-39,40
	$M, KH-M$	-21,32	-10,13	-9,99	-0,57	-3,47	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	15,97	-31,45	-39,22
	$Q, KH$	-26,55	-12,67	-12,85	-0,54	-4,46	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	17,98	-31,31	-39,40
16	$N, KH$	430,69	181,86	142,01	92,82	79,40	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	612,55	6,61	4,86
	$M, KH-M$	4,53	2,08	3,14	4,23	4,59	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{sin/2}}$	510,09	9,12	5,80
	$Q, KH$	3,99	0,87	1,27	1,68	1,82	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{sin/2}}$	510,09	9,12	5,80
17	$N, KH$	457,24	194,54	147,17	89,52	73,58	$N_{\max}, M_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	651,77	-24,84	14,40
	$M, KH-M$	-16,79	-8,05	3,19	6,55	8,87	$M_{\max}, N_{\text{свогг}}, Q_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	651,77	-24,84	14,40
	$Q, KH$	10,35	4,05	1,45	-2,55	-3,43	$Q_{\max}, M_{\text{свогг}}, N_{\text{свогг}}$	$G + S_{\text{cos}}$	651,77	-24,84	14,40

Окончание табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
18	$N, KH$	481,42	206,11	148,05	83,80	64,25	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	687,53	37,93	26,74
	$M, KH-M$	25,53	12,41	5,77	6,24	10,58	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\sin}/2$	687,53	37,93	26,74
	$Q, KH$	18,98	7,76	1,27	-3,11	-5,30	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	687,53	37,93	26,74
19	$N, KH$	496,32	213,21	140,61	77,74	53,26	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	709,53	15,29	5,98
	$M, KH-M$	9,90	5,39	16,97	-6,28	11,31	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\sin}/2$	636,93	26,87	-2,69
	$Q, KH$	4,73	1,26	-7,42	-4,11	-7,03	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\sin}/2$	709,53	15,29	5,98
20	$N, KH$	496,32	213,21	122,35	73,92	43,02	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	709,53	15,29	-5,98
	$M, KH-M$	9,90	5,39	24,01	-1,52	-8,95	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}/2$	618,67	33,91	-20,22
	$Q, KH$	-4,72	-1,26	-15,50	-0,45	-5,19	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}/2$	618,67	33,91	-20,22
21	$N, KH$	481,42	206,11	99,44	72,67	34,48	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	687,53	37,93	-26,74
	$M, KH-M$	25,53	12,41	-21,51	-0,55	-7,61	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	687,53	37,93	-26,74
	$Q, KH$	-18,98	-7,76	-11,24	-0,31	-3,86	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}/2$	580,87	4,02	-30,22
22	$N, KH$	457,24	194,54	81,40	72,55	28,14	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	651,77	-24,84	-14,40
	$M, KH-M$	-16,79	-8,05	-11,80	1,71	-4,10	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}/2$	538,64	-28,59	-14,85
	$Q, KH$	-10,35	-4,05	-4,51	0,69	-1,55	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	538,64	-28,59	-14,85
23	$N, KH$	430,69	181,86	68,55	72,01	23,69	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	612,55	6,61	-4,86
	$M, KH-M$	4,53	2,08	-1,81	2,28	-0,63	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\sin}$	502,70	6,81	-4,90
	$Q, KH$	-3,99	-0,87	0,68	-0,92	0,24	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\sin}$	502,70	6,81	-4,90
24	$N, KH$	-271,54	-124,44	-103,08	-69,32	-62,14	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
	$M, KH-M$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
	$Q, KH$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
25	$N, KH$	-271,54	-124,44	-36,75	-50,87	-12,69	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
	$M, KH-M$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
	$Q, KH$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	-395,98	0,00	0,00
26	$N, KH$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$N_{\max}, M_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	0,00	0,00	0,00
	$M, KH-M$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$M_{\max}, N_{\text{своот}}, Q_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	0,00	0,00	0,00
	$Q, KH$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$Q_{\max}, M_{\text{своот}}, N_{\text{своот}}$	$G + S_{\cos}$	0,00	0,00	0,00

## КОНСТРУИРОВАНИЕ

### *Подбор предварительно напряженной арматуры нижнего пояса фермы*

Расчет нормального сечения нижнего растянутого пояса по прочности на действие продольного усилия  $N_{Sd}$  выполняется для элемента, в котором при действии определенной комбинации расчетных нагрузок возникает максимальное продольное усилие. По результатам статического расчета фермы определено, что в элементах нижнего пояса № 19 и № 20 возникают максимальные продольные усилия  $N'_{Sd} = 709,53$  кН. Элементы нижнего пояса работают на внецентренное растяжение. Для подбора предварительно напряженной арматуры принимается, что данные элементы центрально растянуты, а действующие усилия  $N_{Sd}$  увеличиваются на 20 %.

$$N_{Sd} = N'_{Sd} + 0,2 \cdot N'_{Sd} = 709,53 + 141,91 = 851,44 \text{ кН.}$$

При расчете центрально-растянутых железобетонных элементов по прочности должно соблюдаться условие:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd},$$

где  $N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}$ ,

$A_{s,tot}$  – полная площадь продольной арматуры в сечении:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{p1}.$$

Определение площади предварительно напряженной арматуры

$$A_{p1} = \frac{N_{Sd}}{f_{pd}} = \frac{531,36 \cdot 10^3}{1120} = 760,214 \text{ мм}^2 = 7,61 \text{ см}^2.$$

Принимаем 8 канатов  $\varnothing 15$  класса К-7,  $A_{p1} = 11,328 \text{ см}^2$ . Не-  
напрягаемая арматура –  $4\varnothing 10\text{S}400$ ,  $A_{s1} = 3,14 \text{ см}^2$ .

Определим суммарный процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_{s1} + A_{p1}}{b \cdot h} = \frac{1132,8 + 314}{280 \cdot 240} = 0,0215 > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Определение геометрических характеристик поперечного сечения нижнего пояса фермы.

Используем принятое сечение с учетом подобранного количества напрягаемой арматуры и продольных стержней, расположенных в нижнем поясе.

Площадь приведенного сечения

$$A_c = b \cdot h + A_{p1} \cdot \alpha_p + A_{s1} \cdot \alpha_s = 0,28 \cdot 0,24 + 0,0011328 \cdot 5,14 + 0,000314 \cdot 5,4 = 0,0672 + 0,00582 + 0,0017 = 0,0747 \text{ м}^2,$$

$$\text{где } \alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190}{37} = 5,14, \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{37} = 5,4;$$

$E_{cm}$  – для бетона С $30/37$  (П1; П2) – 37 ГПа,

$E_p$  – для арматуруных канатов S1400 – 190 ГПа,

$E_s$  – для арматуруных канатов S400 – 200 ГПа.

Статический момент этой площади относительно нижней грани

$$S_c = b \cdot h \cdot 0,5 \cdot h + A_{p1} \cdot c \cdot \alpha_p + A_{s1} \cdot \alpha_s \cdot (h - c_1) = 0,24 \cdot 0,28 \cdot 0,5 \cdot 0,28 + 0,0011328 \cdot 5,14 \cdot 0,14 + 0,000314 \cdot 5,4 \cdot (0,28 - 0,03) = 0,0094 + 0,00081 + 0,000424 = 0,0106 \text{ м}^3.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения

$$y_{ц.т} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{0,0106}{0,0747} = 0,142 \text{ м.}$$

Момент инерции приведенного сечения плиты относительно ее центра тяжести

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_{ц.т} - h \cdot 0,5)^2 + A_{p1} \cdot \alpha_p \cdot (y_{ц.т} - c)^2 + \\ &+ A_{s1} \cdot \alpha_s \cdot ((h - y_{ц.т}) - c_1)^2 = \frac{0,24 \cdot 0,28^3}{12} + 0,24 \cdot 0,28 \times \\ &\times (0,142 - 0,28 \cdot 0,5)^2 + 0,0011328 \cdot 5,14 \cdot (0,142 - 0,14)^2 + \\ &+ 0,000314 \cdot 5,4 \cdot ((0,3 - 0,142) - 0,03)^2 = 0,00050 \text{ м}^4. \end{aligned}$$

Расстояние от точки приложения равнодействующей усилия предварительного обжатия до центра тяжести сечения

$$z_{ср} = y_{ц.т} - c = 0,142 - 0,14 = 0,002 \text{ м.}$$

### *Определение потерь предварительного напряжения*

#### *Технологические потери*

1. Потери от релаксации напряжений в арматуре S1400 при механическом натяжении:

$$\begin{aligned} \Delta P_{ir} &= (0,1\sigma_{0,\max} - 20) \cdot A_{p1} = (0,1 \cdot 1120 - 20) \cdot 1132,8 = \\ &= 104218 \text{ Н} = 104,218 \text{ кН.} \end{aligned}$$

2. Потери от температурного перепада для бетона класса С25/30

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_{p1} = 1,25 \cdot 65 \cdot 1132,8 = 92040 \text{ Н} = 92,040 \text{ кН.}$$

### 3. Потери от деформации

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p \cdot A_{p1} = \frac{3,5}{19000} \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1132,8 = 29,74 \text{ кН},$$

где  $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5$  мм;

$$E_p = 190 \text{ кН/мм}^2;$$

$$l = 24000 + 1000 = 25000 \text{ мм}.$$

### 4. Потери от деформации стальной формы $\Delta P_f$ :

Так как натяжение выполняется на упоры стенда,  $\Delta P_f = 0$ .

5. Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов и об огибающие приспособления  $\Delta P_{\mu(x)} = 0$ , так как натяжение на упоры с прямолинейным расположением арматуры по длине нижнего пояса фермы покрытия.

Усилие предварительного напряжения с учетом потерь, проявившихся к моменту передачи обжатия на бетон (до снятия упоров):

$$\begin{aligned} \Delta P_{0,c} &= P_0 - \Delta P_{i,r} - \Delta P_{\Delta,T} - \Delta P_f - \Delta P_{\mu,(x)} - \Delta P_A = \\ &= 1268 - 104,218 - 92,040 - 0 - 0 - 29,74 = 1042 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$P_0 = \sigma_{0,\max} \cdot A_{p1} = 1120 \cdot 1132,8 = 1268736 \text{ Н} = 1268 \text{ кН}.$$

6. Потери, вызванные упругой деформацией бетона в момент передачи обжатия на бетон:

$$\begin{aligned} \Delta P_c &= \alpha_p \cdot p_p \cdot \left( 1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c} = \\ &= 5,14 \cdot 13,4 \cdot 10^{-3} \cdot \left( 1 + 0,002^2 \cdot \frac{0,0747}{0,00050} \right) \cdot 1268 = 68,92 \text{ кН}, \end{aligned}$$



$$\text{где } p_p = \frac{A_{p1}}{A_c} = \frac{1132,8}{0,0747 \cdot 10^6} = 13,4 \cdot 10^{-3};$$

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{190}{37} = 5,14.$$

Суммарные технологические потери

$$\begin{aligned} \sum \Delta P_1 &= \Delta P_{ir} + \Delta P_{\Delta t} + \Delta P_A + \Delta P_C = \\ &= 104,218 + 92,040 + 29,74 + 68,92 = 295 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Усилие обжатия

$$P_{m,0} = P_0 - \sum \Delta P_1 = 1268 - 295 = 973 \text{ кН};$$

$$P_{m,0} < 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_{p1};$$

$$973 < 0,75 \cdot 1400 \cdot 1132,8 = 1189 \text{ кН}.$$

*Эксплуатационные потери*

Эксплуатационные (реологические) потери вычисляем для времени  $t = 100$  суток.

Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре, следует вычислять по формуле

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{p1},$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left( 1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0))}.$$

Определение реологических потерь предварительного напряжения выполняем в соответствии с разделом 9 [2]:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(100)$  – ожидаемые относительные деформации усадки для возраста бетона  $t = 100$  суток. Определение  $\varepsilon_{cs}(100)$  выполняют по формуле

$$\varepsilon_{cs}(100) = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a}$$

$\varepsilon_{cs,d}$  – влажностная составляющая усадки (п. 6.1.4.5 и табл. [1]):

$$\varepsilon_{cs,d} = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cs,d,\infty}$$

где  $\varepsilon_{cs,d,\infty}$  – предельное значение усадки бетона. По табл. 6.3 [1] по интерполяции (бетон  $C^{30/37}$ ) и относительной влажности  $RH = 60\%$  с учетом поправочного коэффициента (п. 6.1.4. [1]) для бетонов по удобоукладываемости П1:

$$\varepsilon_{cs,d,\infty} = -0,53 \cdot 0,7 = -0,371 \frac{0}{00} ;$$

$\beta_{ds}$  – функция развития усадки во времени. Принимаем для  $t = 100$  суток  $\beta_{ds} \approx 1$ .

Тогда

$$\varepsilon_{cs,d} = -0,56 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7 = -0,371 \cdot 10^{-3}$$

$\varepsilon_{cs,a}$  – химическая составляющая усадки, вызванная кристаллизацией цементного геля и процессом твердения бетона:

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a,\infty} = (-5,0 \cdot 10^{-5}) \cdot 0,865 = -4,325 \cdot 10^{-5} < 0,$$

где  $\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,00 \cdot 10^{-5}$ ;

$$\beta_{as} = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{100}} = 0,865.$$

Полная величина относительных деформаций усадки

$$\varepsilon_{cs}(100) = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{cs,a} = -37,1 \cdot 10^{-5} - 4,325 \cdot 10^{-5} = -32,775 \cdot 10^{-5},$$

$$\Phi(100) - \text{при RH} = 60 \%, \Phi(7,100) = 2,8.$$

Коэффициент  $h_0$  (приведенный периметр)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,0747 \cdot 10^6}{1040} = 140,96 \text{ мм},$$

где  $u$  – периметр поперечного сечения (приведенного сечения) фермы в расчетном сечении  $u = 240 \cdot 2 + 280 \cdot 2 = 1040$  мм.

Изменение напряжений в предварительно напряженной арматуре –  $\Delta\sigma_{pr}$ .

Приращение напряжений в предварительно напряженной арматуре от действия постоянной нагрузки (от массы покрытия при  $\gamma_F > 1$ ).

$$\sigma_{pm,0} = \frac{P_{m,0}}{A_{p1}} = \frac{973 \cdot 10^3}{1132,8} = 858,93 \text{ МПа}.$$

Приращение напряжений в бетоне на уровне центра тяжести преднапряженной арматуры от действия постоянной комбинации нагрузок.

Полные напряжения в предварительно напряженной арматуре

$$\sigma_{pg,0} = \sigma_{pm,0} = 858,93.$$

По табл. 9.2 [1] при  $\frac{\sigma_{pg,0}}{f_{pk}} = \frac{858,93}{1400} = 0,61$  для канатов

Ø15S1400 – релаксационный класс 2, максимальные потери

от релаксации напряжений в арматуре составляют 1,0 % от величины  $\sigma_{0,\max}$ :

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{1,0}{100} \cdot 858,93 = 8,589 \text{ МПа.}$$

Потери предварительного напряжения:

$$\frac{\Delta P_{ir}}{A_{p1}} = \frac{104218}{1132,8} = 92 \text{ МПа} > \Delta\sigma_{pr} = 8,589 \text{ МПа.}$$

Потери предварительного напряжения не превышают максимальные потери начальных напряжений, поэтому  $\Delta\sigma_{pr} = 0$ .

Определяем  $\sigma_{ср,0}$ .

$$P_{m,0} = 973 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{ср,0} = \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} \cdot z_{ср}^2}{I_c} < 0,75 \cdot f_{pk}.$$

$$\sigma_{ср,0} = \frac{973000}{74700} + \frac{973000 \cdot 2^2}{5000 \cdot 10^5} = 13,033 \text{ МПа} < 0,75 \cdot 1400 = 1050 \text{ МПа.}$$

Так как  $\alpha_p \cdot \Phi(100) \cdot \sigma_{ср,0} = 5,14 \cdot 2,8 \cdot 13,033 = 187,57 > 0$ , то в дальнейшем расчете учитываем

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,c+s+r} &= \frac{32,775 \cdot 10^{-5} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 187,57}{1 + 5,14 \cdot \frac{1132,8}{74700} \cdot \left(1 + \frac{74700}{5000 \cdot 10^5} \cdot 2^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = \\ &= \frac{249,84}{3,52} = 70,977 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Полные реологические потери

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{p1} = 70,977 \cdot 1132,8 = 80402 \text{ Н} = 80,402 \text{ кН.}$$

Значение усилия предварительного обжатия  $P_{m,t}$  в момент времени  $t \geq 100$  суток:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) = 973000 - 80402 = 892,598 \text{ кН.}$$

Проверяем условия ограничения величины предварительных напряжений в арматуре:

$$1) P_{m,t} \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_{p1}.$$

$$P_{m,t} = 892,598 \text{ кН} < 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_{p1} = 0,65 \cdot 1400 \cdot 1132,8 = 1030,848 \text{ кН};$$

$$2) P_{m,t} \leq P_0 - 100 \cdot A_{p1}.$$

$$P_{m,t} = 892,598 \text{ кН} < P_0 - 100 \cdot A_{p1} = 1268736 - 100 \cdot 1132,8 = 1155,456 \text{ кН.}$$

*Проверка условия прочности при внецентренном растяжении нижнего пояса фермы*

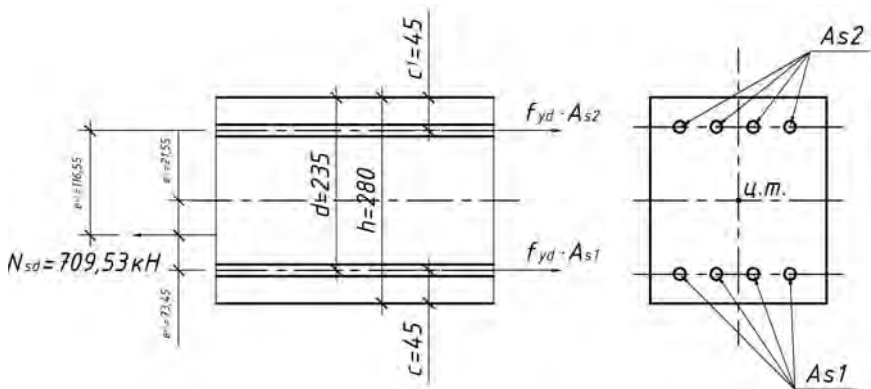


Рис. 11. Схема к расчету нижнего пояса

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{15,29 \cdot 10^3}{709,53} = 21,55 \text{ мм} -$$

случай малых эксцентриситетов.

Условия прочности:

$$1) N_{Sd} \cdot e_{s1} \leq f_{pd} \cdot A_{p1} \cdot (d - c_1)$$

$$709,53 \cdot 73,45 = 52,11 \text{ кН} \cdot \text{м} < 1120 \cdot 566,4 \cdot (235 - 45) = 120,53 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$2) N_{Sd} \cdot e_{s2} \leq f_{pd} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_1)$$

$$709,53 \cdot 116,55 = 82,69 \text{ кН} \cdot \text{м} < 1120 \cdot 566,4 \cdot (235 - 45) = 120,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности выполняется, принятое армирование обеспечивает прочность нижнего пояса фермы.

*Расчет по образованию трещин*

Условие прочности:  $N_{crc} > N_{Sd}$ .

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot f_{ctm} \cdot (A + 2 \cdot \alpha_p \cdot A_p) + P_{mt};$$

$$N_{crc} = 0,85 \cdot 2,9 \cdot (67200 + 2 \cdot 5,14 \cdot 1132,8) + 892,598 \cdot 10^3 = 1086,95 \text{ кН},$$

где  $\gamma_i = 0,85$  (учитывает снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов).

$$N_{Sd} = 534,72 \text{ кН при } \gamma_f = 1.$$

$$N_{crc} = 1086,95 \text{ кН} > N_{Sd} = 534,72 \text{ кН}.$$

Условие трещиностойкости сечения соблюдается, расчет на раскрытие трещин не требуется.

### Подбор арматуры верхнего пояса фермы

Расчет нормального сечения верхнего внецентренно сжатого пояса по прочности на действие продольного усилия  $N_{Sd}$  выполняется для элемента, в котором при действии определенной комбинации расчетных нагрузок возникает максимальное продольное усилие. По результатам статического расчета фермы определено, что в элементах верхнего пояса № 4 и № 7 возникают максимальные продольные усилия.

Задаемся арматурой  $\varnothing 16S400$ ,  $c_{cov} = 25$  мм,  $l = 3220$  мм.

$$N_{\max} = -711,17 \text{ кН.}$$

$$M_{\text{соот}} = 11,17 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетная длина

$$l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 3220 = 2898 \text{ мм.}$$

Определяем радиус инерции для прямоугольного сечения:

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{250^2}{12}} = 72,169 \text{ мм.}$$

Гибкость

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2898}{72,169} = 40,156.$$

Определение необходимости учета продольного изгиба

$$\lambda \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 34 - 12 \cdot \frac{5,03}{11,17} = 28,60.$$

Следовательно, требуется учет продольного изгиба.

Определение  $\eta_{ns}$  – коэффициента увеличения момента в гибких сжатых элементах.

Определяем момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,24 \cdot 0,25^3}{12} = 0,00031 \text{ м}^4.$$

Определяем момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести:

$$\begin{aligned} I_s &= \rho \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 = 0,0019 \cdot 0,24 \cdot 0,25 \cdot \left(\frac{0,25}{2} - 0,033\right)^2 = \\ &= 0,00000095 \text{ м}^4, \end{aligned}$$

где  $\rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 711,17}{365 \cdot 0,24 \cdot (0,25 - 0,033)} = 0,1871$  – принятый в первом приближении суммарный коэффициент армирования (табл. 11.1 [1]), но не менее  $\rho_\lambda$ ;

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + \frac{2,898}{0,072}}{440} = 0,153.$$

Принимаем  $\rho = 0,1871$ .

$c = c_1 = 33$  мм – толщина защитного слоя.

Находим коэффициент приведения

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200\,000}{37\,000} = 5,405.$$



Находим случайный эксцентриситет

$$e_a \Rightarrow \begin{cases} \frac{l}{600} = \frac{3220}{600} = 5,37 \text{ мм;} \\ \frac{h}{30} = \frac{250}{30} = 8,33 \text{ мм, принимаем } e_a = 20 \text{ мм;} \\ 20 \text{ мм.} \end{cases}$$

Вычисляем эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета:

$$e_c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{11,17}{711,17} = 0,016 \text{ м.}$$

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчетный эксцентриситет следует определять по формуле (7.14) [1]:

$$e_0 = e_c + e_a = 0,02 + 0,02 = 0,04 \text{ м.}$$

Находим  $\delta_e$  – коэффициент, принимаемый равным  $e_0/h$ , но не менее определяемого по формуле (7.65) [2]  $\delta_{e,\min}$ :

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{2898}{250} - 0,01 \cdot 20 = 0,184.$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,20}{0,6} = 0,328 > \delta_{e,\min} = 0,218 \Rightarrow \text{принимаем } \delta_e = 0,328.$$

$M_{lt} = 3,377 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – момент от действия постоянных нагрузок (загружение 1, табл. 3.3 для рассматриваемого сечения).

Так как моменты  $M_{lt} = 7,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$  и  $M_{Sd} = 11,17 \text{ кН} \cdot \text{м}$  имеют одинаковые знаки, а  $e_0 = 0,04 = 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 0,25 = 0,025 \text{ м}$ , то согласно п. 7.1.3.14 [1] определяем коэффициент

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt}}{M_{Sd}} = 1 + 1 \cdot \frac{7,55}{11,17} = 1,676 \leq 1 + \beta_1 = 2.$$

Принимаем  $k_{lt} = 1,676$ .

Определяем величину критической силы

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I_c}{k_{lt}} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\phi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_s \cdot I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 37000}{2,898^2} \cdot \left[ \frac{0,00031}{1,676} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,184} + 0,1 \right) + 5,405 \cdot 0,00000095 \right] =$$

$$= 2,706 \text{ МН} = 2706 \text{ кН}.$$

Определение  $\eta_{ns1}$  выполняется по формуле (7.62) [1]:

$$\eta_{ns1} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{711,17}{2706}} = 1,36.$$

Определение изгибающего момента с учетом влияния продольного изгиба для сечений у концов рассматриваемого элемента производится по формуле (7.60) [1]:

$$M_{Sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot c_m, \text{ но не менее } M_1,$$

где  $M_1$  – изгибающий момент у рассматриваемого конца элемента.

Значение  $c_m$  в формуле (4.15) [1] определяют из условия (7.68) [1]:

$$c_m = 0,6 \pm 0,4 \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| \geq 0,4,$$

где  $M_{\max}$ ,  $M_{\min}$  – соответственно наибольший и наименьший (по абсолютной величине) изгибающие моменты в опорных сечениях элемента.

$$\text{Так как } c_m = 0,6 + 0,4 \left| \frac{5,030}{11,17} \right| = 0,780.$$

$$M_{Sd} = 1,36 \cdot 11,17 \cdot 0,780 = 11,82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент с учетом влияния продольного изгиба для сечений в средней трети длины рассматриваемого элемента производится по формуле (7.61) [2]:

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2,$$

где  $M_2$  – максимальный изгибающий момент в пределах средней трети высоты пояса:

$$M_2 = 9,12 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситет от действия момента в пределах средней трети высоты колонны составит

$$e_c = \frac{M_2}{N_{Sd}} = \frac{9,12}{711,17} = 0,013 \text{ м}.$$

Тогда расчетный эксцентриситет в соответствии с формулой (4.10) [1]:

$$e_0 = 0,013 + 0,02 = 0,033 \text{ м}.$$

По зависимости (4.12) [1] находим коэффициент  $\delta_e$ :

$$\delta_e = \frac{0,033}{0,25} = 0,131 > \delta_{e,\min} = 0,184 \Rightarrow \text{принимаем } \delta_e = 0,184.$$

По формуле (4.13) определяем величину критической силы

$$\begin{aligned} N_{crit} &= \frac{6,4 \cdot 37000}{2,898^2} \cdot \left[ \frac{0,00031}{1,676} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1+0,184} + 0,1 \right) + 5,405 \cdot 0,00000095 \right] = \\ &= 2,706 \text{ МН} = 2706 \text{ кН}, \end{aligned}$$

тогда на основании (4.14) [1]

$$\eta_{ns2} = \frac{1}{1 - \frac{711,17}{2706}} = 1,36.$$

Определяем изгибающий момент с учетом влияния продольного изгиба:

$$M_{Sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2 = 1,36 \cdot 9,12 = 12,38 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, в дальнейших расчетах  $M_{Sd} = 12,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Эксцентриситет относительно центра тяжести растянутой арматуры  $S_1$ :

$$e_{s1} = e_0 + 0,5 \cdot h - c = 0,03 + 0,5 \cdot 0,25 - 0,033 = 0,12 \text{ м},$$

где  $h$  – высота сечения ветви колонны;

$c$  – величина защитного слоя в плоскости рамы ( $c = 33 \text{ мм}$ ).

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1} = 711,17 \cdot 0,12 = 88,77 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $N_{Sd}$  – соответствующее усилие в рассматриваемом сечении колонны.

Относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = \frac{711,17 \cdot 10^3}{1 \cdot 20 \cdot 240 \cdot 217} = 0,683.$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 20 = 0,690,$$

где  $k_c = 0,85$  – для тяжелого бетона (п. 7.1.2.4 [1]).

Граничную относительную высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле (7.5) [2]:

$$\begin{aligned} \xi_{\text{lim}} &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \\ &= \frac{0,690}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,690}{1,1}\right)} = 0,542, \end{aligned}$$

где  $\sigma_{s,\text{lim}}$  – напряжения в арматуре,  $\text{Н}/\text{мм}^2$ , принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными  $f_{yd}$ ;

$\sigma_{sc,u}$  – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемое равным  $500 \text{ Н}/\text{мм}^2$ .

Относительный момент

$$\alpha_{m,1} = \frac{M_{sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{88,77 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 217^2} = 0,393,$$

$$\delta = \frac{c}{d} = \frac{33}{217} = 0,152,$$

так как  $\alpha_n = 0,683 < \xi_{lim} = 0,542$ , тогда площадь симметричной арматуры определяем как

$$\begin{aligned} A_{S1} = A_{S2} &= \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})}{1 - \delta} = \\ &= \frac{1 \cdot 20 \cdot 240 \cdot 217}{365} \cdot \frac{0,393 - 0,741 \cdot \left(1 - \frac{0,741}{2}\right)}{1 - 0,152} = -248,1 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

$$\text{где } \alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - \frac{\alpha_n}{2})}{1 - \delta} = \frac{0,393 - 0,683 \cdot (1 - \frac{0,683}{2})}{1 - 0,152} = -0,067,$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_{lim}) + 2\alpha_s \cdot \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim} + 2\alpha_s} = \\ &= \frac{0,683 \cdot (1 - 0,542) + 2 \cdot (-0,067) \cdot 0,542}{1 - 0,542 + 2 \cdot (-0,067)} = 0,741. \end{aligned}$$

Минимально необходимая площадь продольного армирования

$$A_{S1} = A_{S2} = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0,0017 \cdot 240 \cdot 250 = 102 \text{ мм}^2,$$

где  $\rho_{min}$  – минимально допустимый коэффициент армирования.

Принимаем для армирования верхнего пояса фермы 4Ø14S400  
 $A_S = 616 \text{ мм}^2$ .

Поперечное армирование выполняем из арматуры Ø6S240. При условии, что каркас сварной, максимально допустимый шаг поперечных стержней не должен превышать  $20\varnothing$  продольной арматуры и быть более 500 мм. С учетом применения для продольного армирования колонны из стержней Ø16S400, предельный шаг поперечной арматуры составляет  $S_{\max} \leq 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}$ . Принимаем для поперечного армирования верхнего пояса фермы Ø6S240 шаг 250 мм.

### *Подбор арматуры в стойке фермы*

Расчет нормального сечения растянутой стойки по прочности на действие продольного усилия  $N_{Sd}$  выполняется для элемента, в котором при действии определенной комбинации расчетных нагрузок возникает максимальное продольное усилие. Результаты статического расчета фермы определили, что все элементы-стойки растянуты. В стойке № 14 возникает максимальное продольное усилие  $N'_{Sd} = 23,82 \text{ кН}$ .

Элементы нижнего пояса работают на внецентренное растяжение. Для подбора продольной ненапрягаемой арматуры принимается, что данный элемент центрально растянут, а действующее усилие  $N_{Sd}$  увеличивается на 20 %:

$$N_{Sd} = N'_{Sd} + 0,2 \cdot N'_{Sd} = 23,82 + 0,2 \cdot 23,82 = 28,58 \text{ кН}.$$

При расчете центрально-растянутых железобетонных элементов по прочности должно соблюдаться условие  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$ .

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot},$$

где  $A_{s,tot}$  – полная площадь продольной арматуры в сечении:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{p1}.$$

Определение площади рабочей арматуры:

$$A_{s1} = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = \frac{28,58 \cdot 10^3}{450} = 63,57 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 6Ø16S500,  $A_{s1} = 1206 \text{ мм}^2$ .

Определим суммарный процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{1206}{250 \cdot 240} = 0,0201 > \rho_{\min} = 0,13 \text{ \%}.$$

*Проверка условия прочности стоек при внецентренном растяжении*

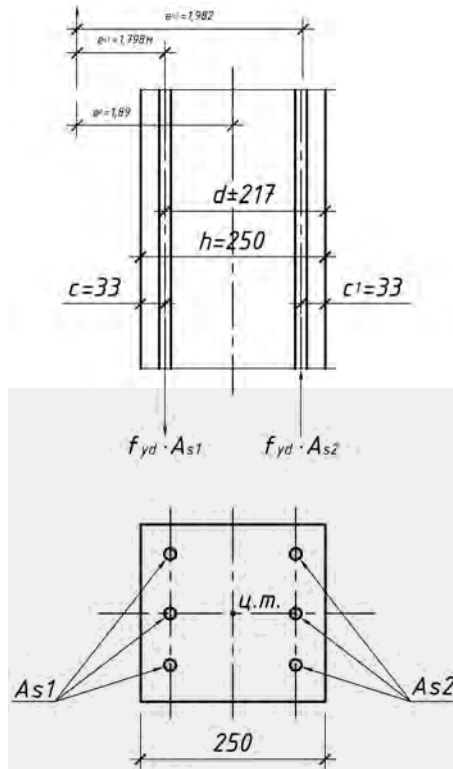


Рис. 12. Схема к расчету стоек



Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{45,02}{23,82} = 1,89 \text{ м} -$$

случай больших эксцентриситетов.

Определим высоту сжатой части сечения

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - N_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff};$$

$$450 \cdot 603 - 450 \cdot 603 - 23,82 = 1 \cdot 20 \cdot 240 \cdot x_{eff};$$

$$x_{eff} = \frac{450 \cdot 603 - 450 \cdot 603 - 23820}{1 \cdot 20 \cdot 240} = -4,96 \text{ мм.}$$

Условие прочности:

$$N_{Sd} \cdot (e_{s1} + d - c_1) \leq A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1);$$

$$23,82 \cdot (1890 + 217 - 33) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 49,54 \text{ кН} \cdot \text{м} < 603 \cdot 450 \cdot (217 - 33) \cdot 10^{-6} = 49,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие прочности выполняется, принятое армирование обеспечивает прочность внецентренно растянутой стойки.

*Расчет по образованию трещин*

Условие прочности:  $N_{crc} > N_{Sd}$ .

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot f_{ctm} \cdot (A + 2 \cdot \alpha_s \cdot A_s),$$

$$N_{crc} = 0,85 \cdot 2,9 \cdot (60000 + 2 \cdot 5,405 \cdot 603) = 164 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_i = 0,85$  (учитывает снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов):

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{37000} = 5,405.$$

$$N_{Sd} = 23,82 \text{ кН при } \gamma_f = 1;$$

$$N_{crc} = 163,97 \text{ кН} > N_{Sd} = 23,28 \text{ кН}.$$

Условие трещиностойкости сечения соблюдается, расчет на раскрытие трещин не требуется.

### Расчет опорного узла

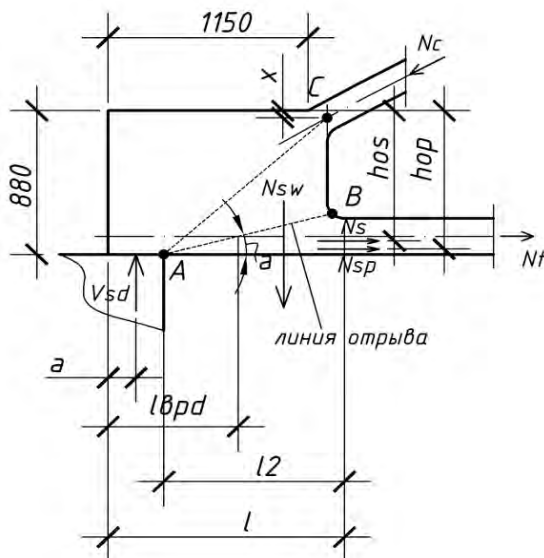


Рис. 13. Схема к расчету опорного узла фермы

Расчет на отрыв нижнего пояса по линии АВ.

Условие прочности:  $N_t \leq N_{Sp} + N_s + N_{sw} \cdot \cos \alpha$ .

$$N_{Sp} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sp} \cdot l_{\text{врд факт}}}{l_{\text{врд}}} = \frac{1120 \cdot 1132,8 \cdot 864}{1500} = 730,791 \text{ кН.}$$

$$N_s = \frac{f_{yd} \cdot A_{stot} \cdot l_{\text{врд факт}}}{l_{\text{врд}}} = \frac{363,64 \cdot 314 \cdot 839}{350} = 273,71 \text{ кН.}$$

$$A_s = 0,2 \cdot N / f_{yd} = 0,2 \cdot 700,65 \cdot 10^3 / 450 = 311,4 \text{ мм}^2.$$

где  $N$  – расчетное продольное усилие в крайней панели.

Принимаем: 4Ø12S500,  $A_s = 452 \text{ мм}^2$ .

$$N_{sw} = \frac{N_t - N_{sp} - N_s}{\cos \alpha} = \frac{612,55 - 730,791 - 273,71}{0,96} = -408,28 \text{ кН.}$$

$$A_{sw} = \frac{N_{sw}}{n \cdot f_{ywd}} = \frac{408,28 \cdot 10^3}{9 \cdot 263} = 172,37 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 2Ø14S400,  $A_s = 308 \text{ мм}^2$ .

$$N_{sw} = n \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} = 9 \cdot 263 \cdot 308 = 729,036 \text{ мм}^2.$$

$$N_t = 612,55 \text{ кН} < 730,791 + 273,71 + 729,036 \cdot 0,96 = 1704,37 \text{ кН.}$$

Условие прочности выполняется.

*Расчет прочности на изгиб опорного узла в наклонном сечении по линии AC.*

Условие прочности:

$$V_{sd} \cdot (l - a) \leq N_{sw} \cdot (l_2 - 10) / 2 + N_s \cdot (h_{os} - x / 2) + N_{sp} \cdot (h_{op} - x / 2).$$

$$x = (N_{sp} + N_s) / f_{cd} \cdot b = (730,791 + 273,71) \cdot 10^3 / 20 \cdot 240 = 209,27 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} 687,53 \cdot 10^3 \cdot (1360 - 135) &= 839,774 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < 729,036 \cdot 10^3 \cdot (1040 - 10) / 2 + \\ &+ 273,71 \cdot 10^3 \cdot (830 - 209,27 / 2) + 730,791 \cdot 10^3 \cdot (837 - 209,27 / 2) = \\ &= 375,453 \cdot 10^6 + 198,576 \cdot 10^6 + 534,725 \cdot 10^6 = 1108,754 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.} \end{aligned}$$

Условие прочности выполняется.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
2. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–2002. – С учетом изм. № 1–5. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва, 2003.
3. Заикин, А. И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий (примеры расчета) / А. И. Заикин. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 271 с.
4. Примеры расчета железобетонных конструкций / под ред. М. С. Торьяника. – М. : Стройиздат, 1997.