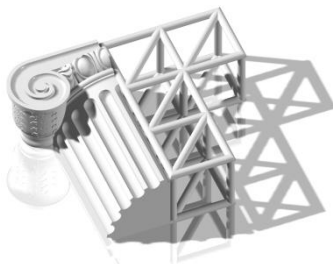


Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное агентство по образованию
Казанский Государственный архитектурно-строительный
университет

Кафедра железобетонных и каменных конструкций



МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсовой работы

на тему:

**«Проектирование железобетонных конструкций
одноэтажного промышленного здания с мостовыми
кранами»**

Этап № 4

**Проектирование двускатной решётчатой
балки БДР18**

КАЗАНЬ, 2011

Методические указания содержат рекомендации по проектированию (расчету) двускатной решетчатой балки БДР18 пролетом 18 м.

Составители: асс. Радайкин О.В., доц. Валеев Г.С.,
доц. Никитин Г.П., под руководством
проф. Соколова Б.С.

ВВЕДЕНИЕ

Двускатные решётчатые балки нашли широкое применение в конструкциях одноэтажных промышленных зданий. Они используются в качестве несущих элементов покрытия, т.е. являются стропильными конструкциями кровли. Балка состоит из верхнего и нижнего пояса, и стоек, т.е. конструкция решётчатой балки, сродни ферме. Нижний пояс является предварительно напряженным, что исключает появление чрезмерных прогибов.

Цель – уяснить суть и основные этапы расчета решётчатой балки.

Задачи:

- определить расчетное сочетание усилий для каждого элемента;
- выбрать тип опалубочной формы для балки;
- выполнить расчет нижнего предварительно напряженного (ПН) пояса решётчатой балки;
- выполнить расчет верхнего пояса балки;
- выполнить расчёт стоек;
- выполнить опорной части балки по наклонному сечению.

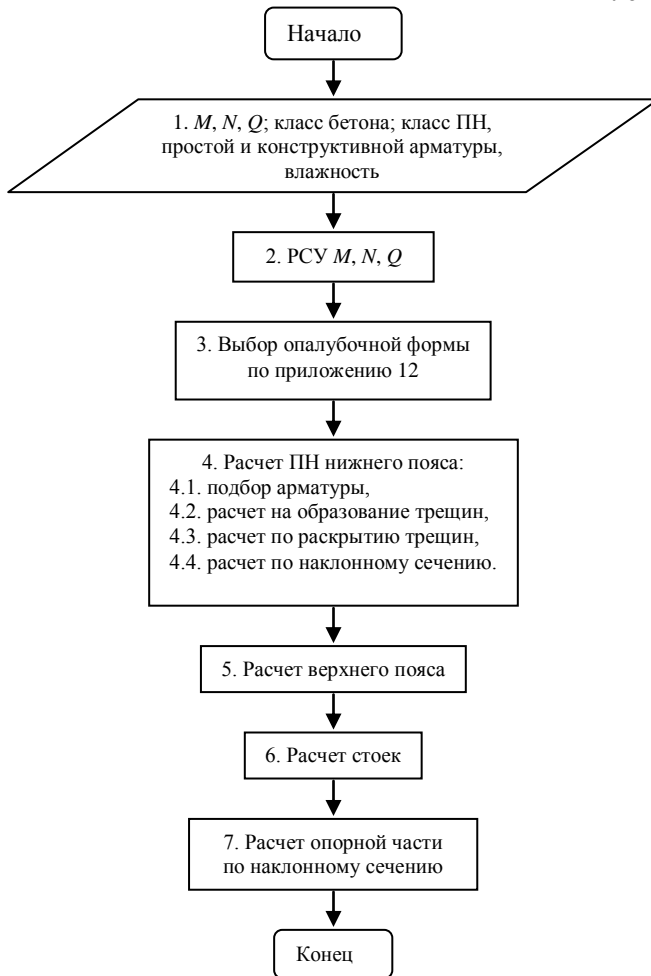
Контрольные вопросы.

1. Какие разновидности типов стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий (ОПЗ) применяются в строительстве?
2. Что представляет собой стропильная решётчатая балка?
3. Какие основные принципы расчета стропильных балок БДР?
4. Какие основные принципы конструирования стропильных балок БДР?
5. Какие элементы балки БДР подлежат расчету?
6. Что представляет собой расчетная схема нормального к продольной оси сечения нижнего пояса балки?
7. По каким сечениям и группам предельного состояния (ПС) производится расчет нижнего пояса?
8. Какова суть расчета верхнего пояса балки?
9. Какова суть расчета стоек балки?
10. Какова суть расчета опорной части балки?

Алгоритм расчета двускатной решётчатой балки (БДР18) представлен в виде следующих блок-схем.

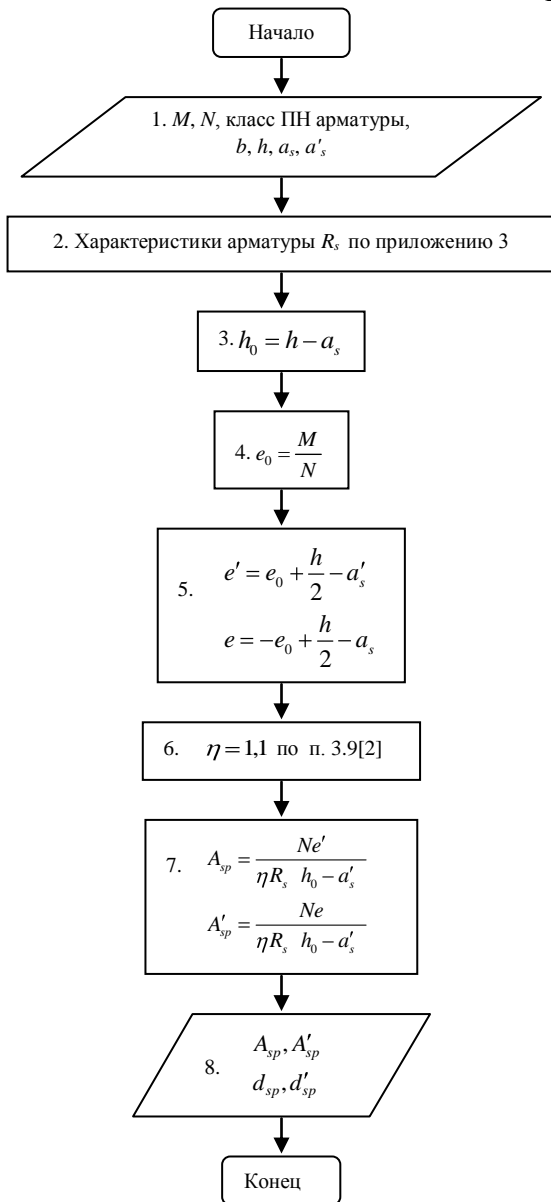
Общая схема расчета решётчатой балки БДР18

Блок-схема 4.8



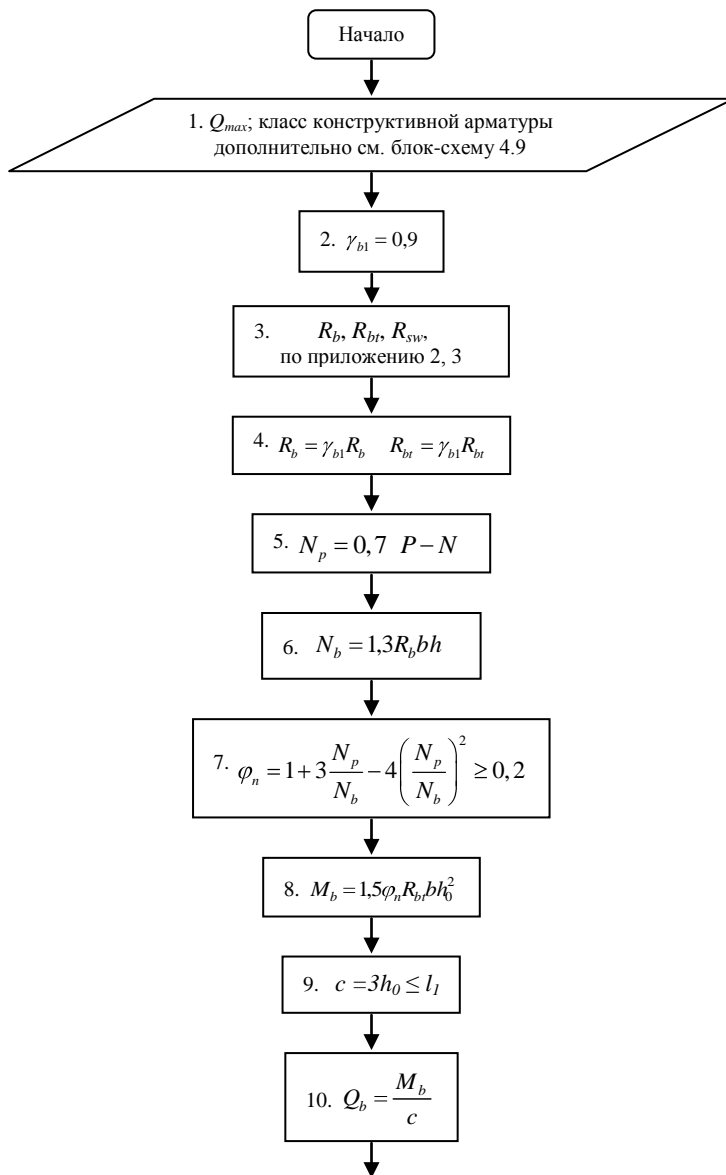
Подбор продольной арматуры нижнего пояса балки

Блок-схема 4.9

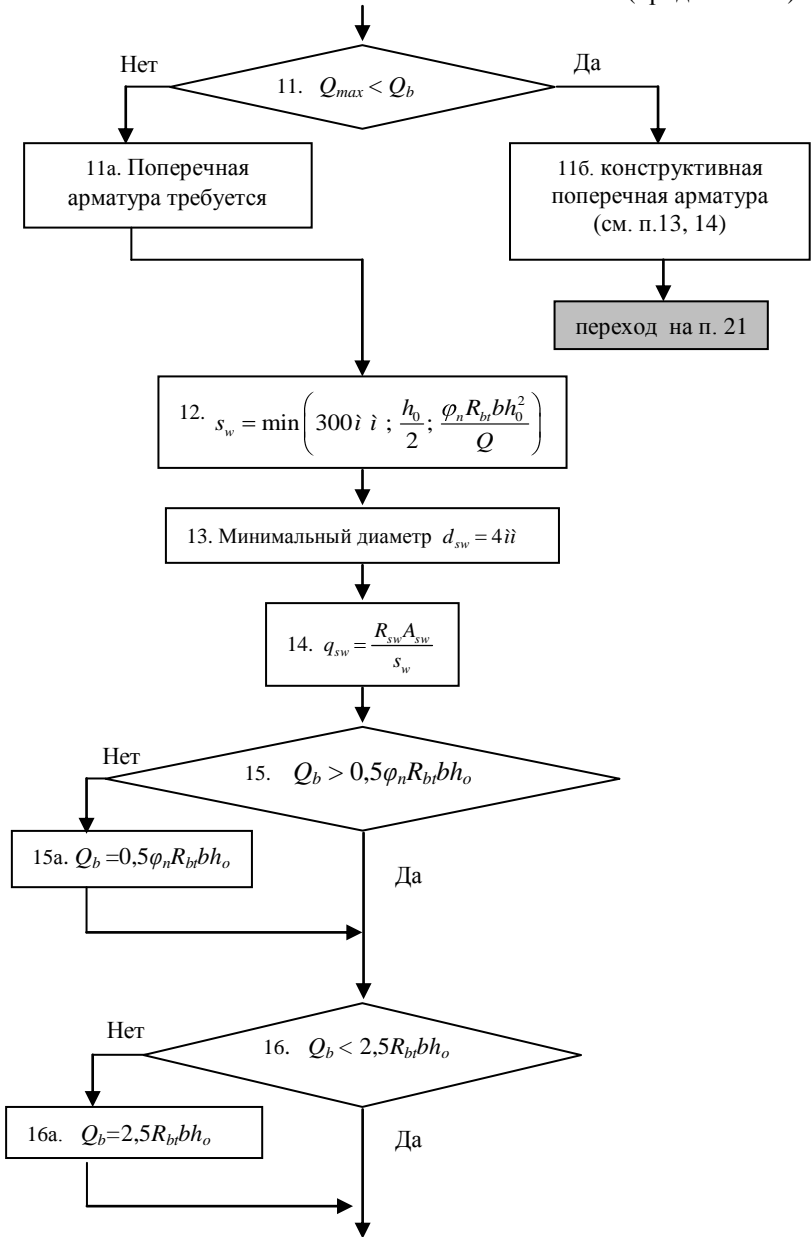


Подбор поперечной арматуры в нижнем поясе балки

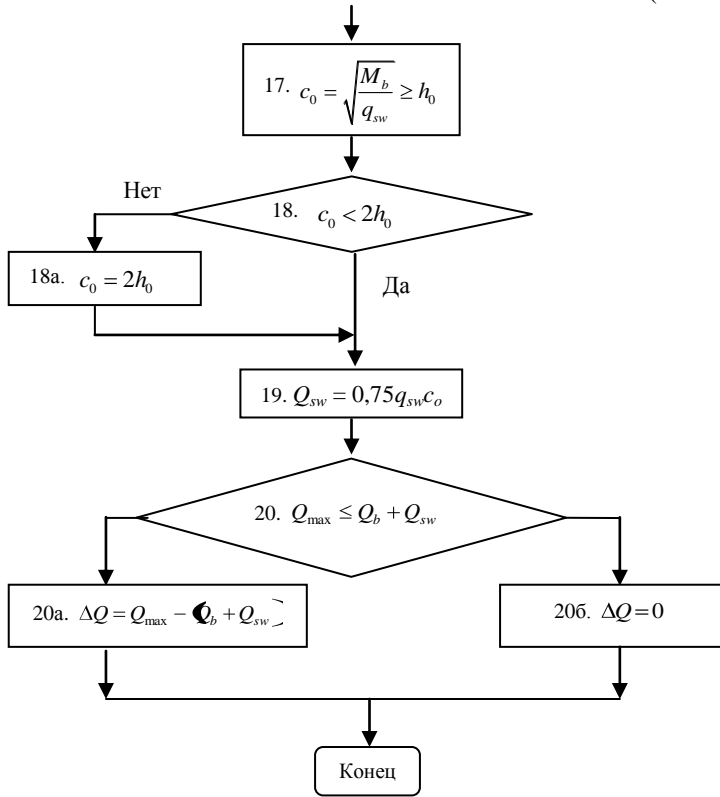
Блок-схема 4.10 (начало)



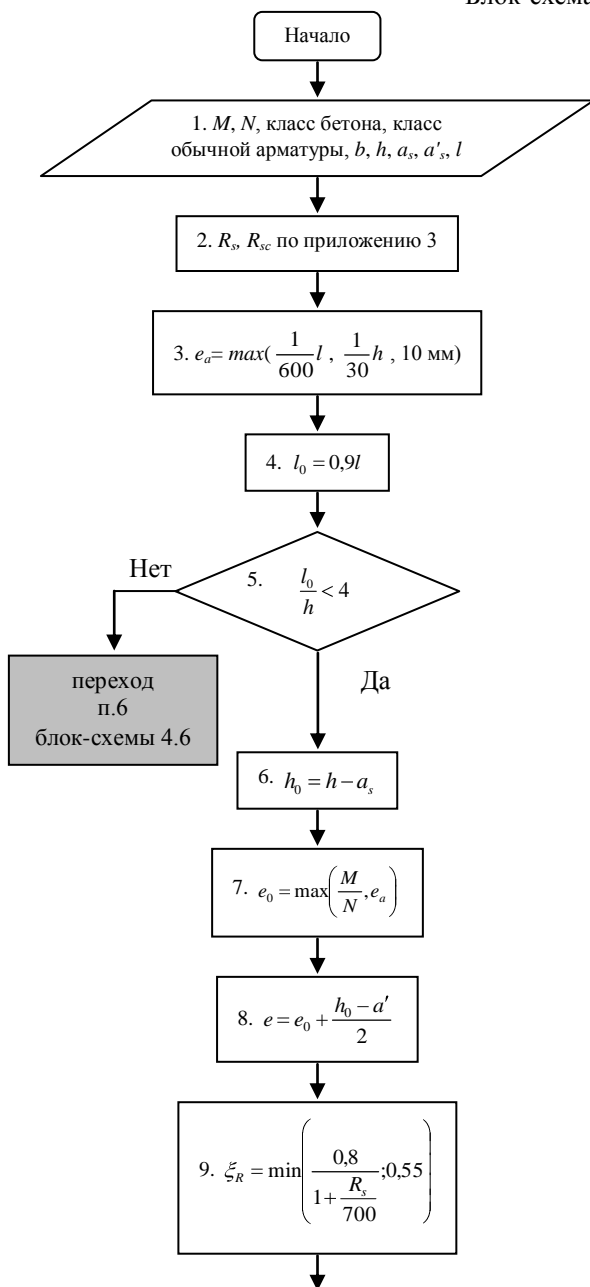
блок-схема 4.10 (продолжение)



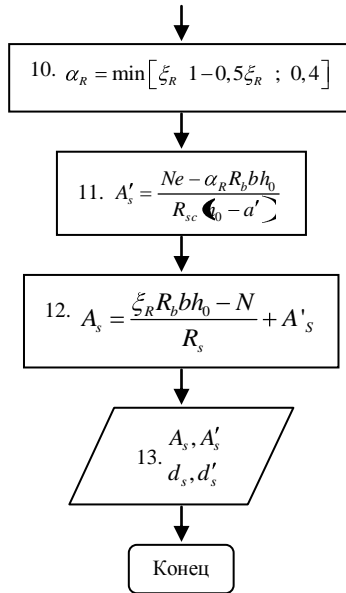
блок-схема 4.10 (окончание)



Расчет верхнего пояса и сжатых стоек по нормальному сечению
Блок-схема 4.11 (начало)

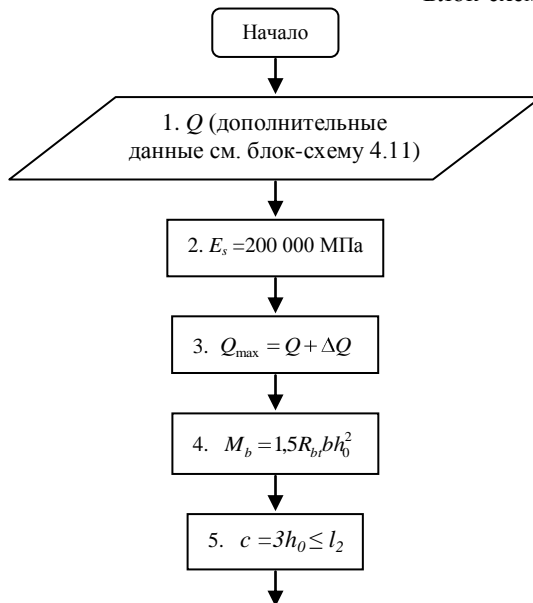


блок-схема 4.11 (окончание)

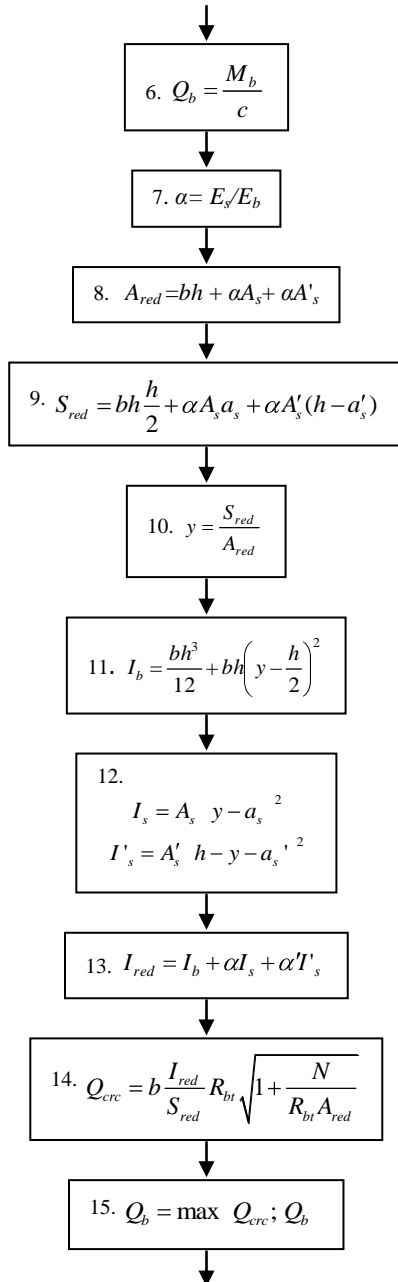


Расчет верхнего пояса: по наклонному сечению

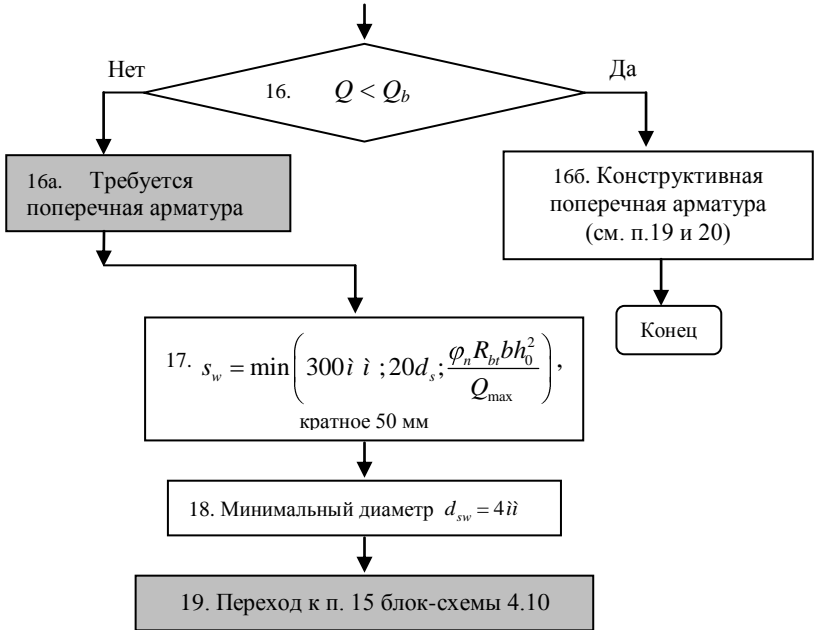
Блок-схема 4.12 (начало)



блок-схема 4.12 (продолжение)

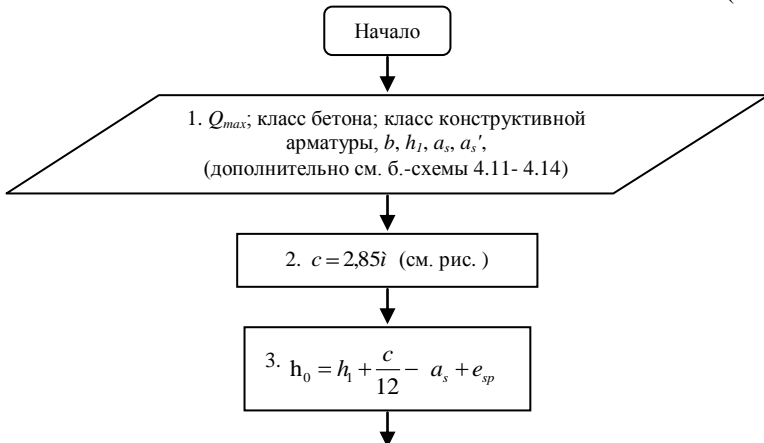


блок-схема 4.12 (окончание)

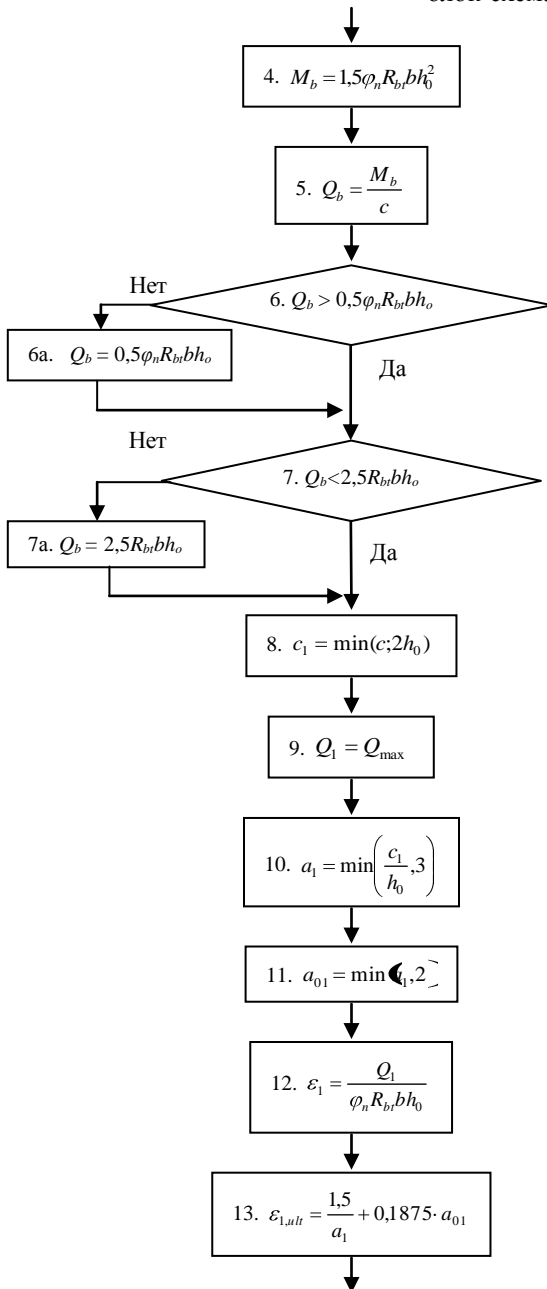


Расчет опорного узла БДР

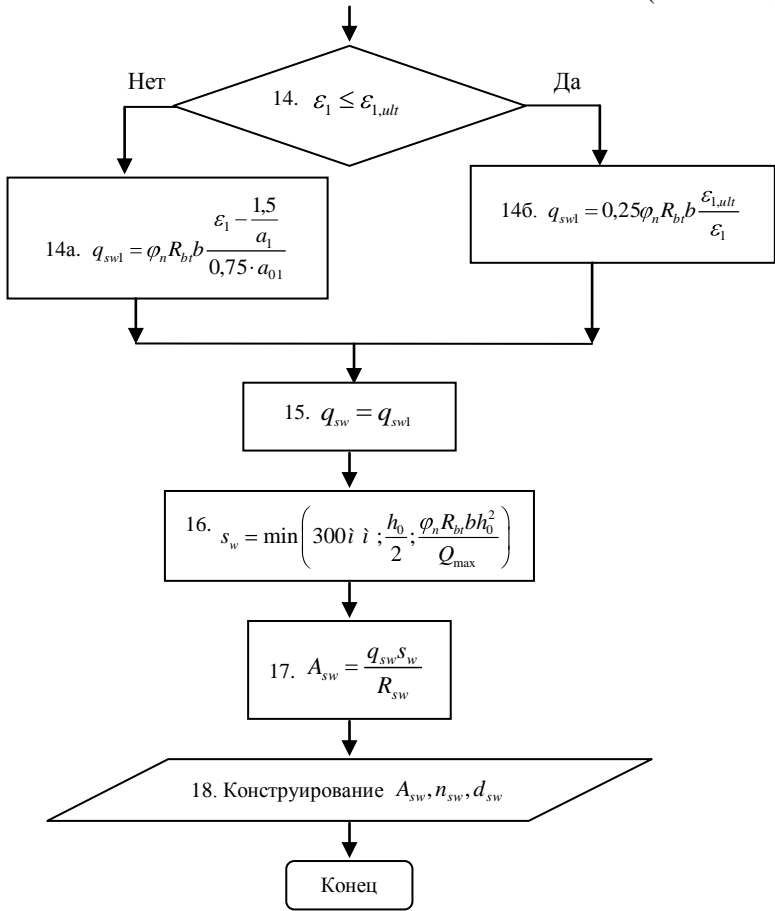
Блок-схема 4.13 (начало)



блок-схема 4.13 (продолжение)



блок-схема 4.13 (окончание)



Пример расчета.

Расчетные сочетания усилий.

Для анализа напряженного состояния элементов решетчатой балки построим эпюры усилий N , M , Q от суммарного действия постоянного и снеговой нагрузки (снеговая I), как показано на рисунке 2.

Согласно эпюрам N , M наиболее неблагоприятные сочетания усилий для расчета прочности нормальных сечений верхнего и нижнего поясов балки имеет в контуре сечения 3,4 и 11,12, а для расчета прочности наклонных сечений в поясах опасными будут сечения в контуре 1,2 и 9,10. Для конструктивного расчета стоек следует проанализировать напряженное состояние в сечениях 17-24 с учетом двух схем загрузки снеговой нагрузки. Так для стойки 17-18 наиболее опасным будет сечение 18 при первой схеме загрузки снеговой нагрузкой, а для стойки 23-24 – сечение 24 при второй схеме загрузки снеговой нагрузкой.

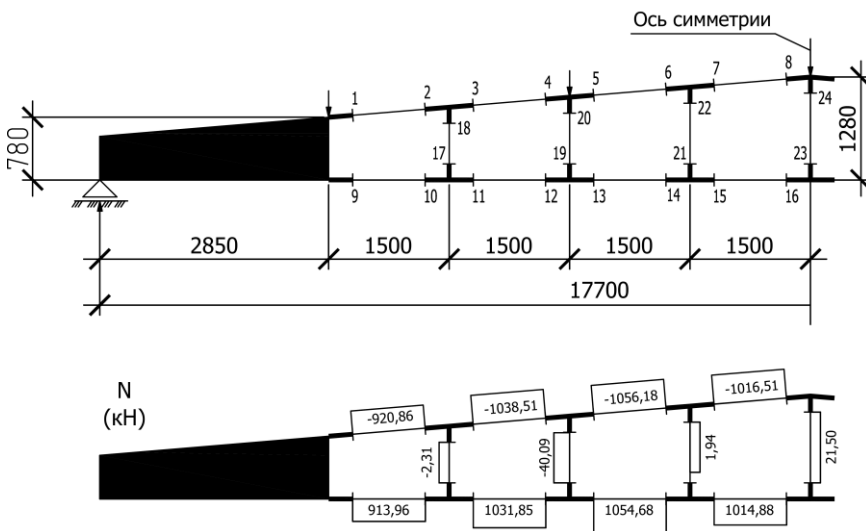


Рис. 1. Схема расположения сечений и эпюра N (кН) в балке

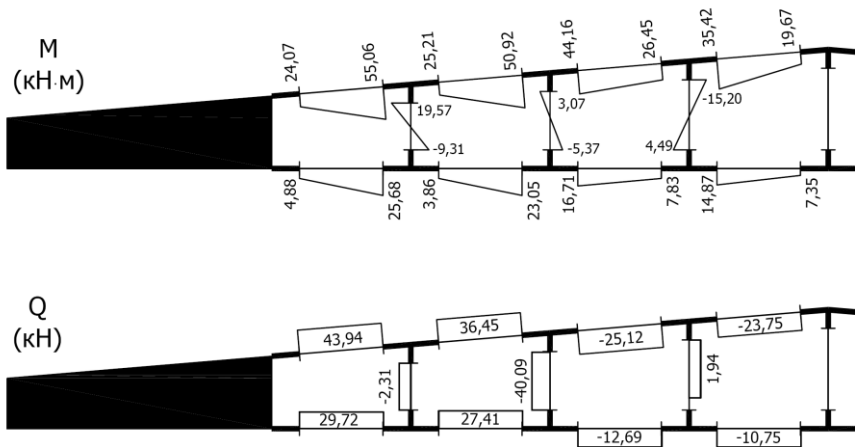


Рис. 2. Эпюры М (кНм) и Q (кН) в элементах балки

Примем третий тип опалубочной формы стропильной балки как для третьего снегового района строительства

Расчет нижнего ПН пояса: подбор арматуры.

Расчет ведем по блок-схеме 4.9 методических указаний (номер пункта примера расчета соответствует пункту блок-схемы). В нижнем поясе балки принимается несимметричное армирование.

Начало.

1. Расчетные усилия в сечении нижнего пояса: $N=1034,85$ кН, $M=23,05$ кН·м.

По приложению 12 определяем размеры поперечного сечения $b=0,28$ м; $h=0,3$ м; - величина защитного слоя бетона $a_s=a_s' = 0,06$ м.

2. По приложению 3 для указанного в задании класса ПН арматуры А600 определяем $R_s=520$ МПа, $E_s = 200\ 000$ МПа.

3. Рабочая высота сечения $h_0 = 0,3 - 0,06 = 0,24$ м .

4. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения нижнего пояса:

$$e_0 = \frac{23,05}{1034,85} = 0,022 \text{ м} .$$

5. Эксцентриситет продольного усилия относительно граней сечения соответственно верхней и нижней:

$$e' = 0,022 + \frac{0,3}{2} - 0,06 = 0,112 \text{ м}; \quad e = -0,022 + \frac{0,3}{2} - 0,06 = 0,068 \text{ м}.$$

6. Коэффициент $\eta = 1,1$.

7. Площадь растянутой и менее растянутой арматуры в сечении нижнего пояса:

$$A_{sp} = \frac{1034,85 \cdot 0,112}{1,1 \cdot 520 \cdot 10^3 (0,24 - 0,06)} \cdot 10^6 = 1128 \text{ мм}^2,$$

$$A'_{sp} = \frac{1034,85 \cdot 0,068}{1,1 \cdot 520 \cdot 10^3 (0,24 - 0,06)} \cdot 10^6 = 680 \text{ мм}^2.$$

8. Принимаем нижнюю арматуру 3Ø22A600 $A_{sp} = 1140 \text{ мм}^2$, $d_{sp} = 22 \text{ мм}$, а верхнюю 2Ø22A600 $A'_{sp} = 760 \text{ мм}^2$, $d'_{sp} = 22 \text{ мм}$ (рис. 3).

Конец.

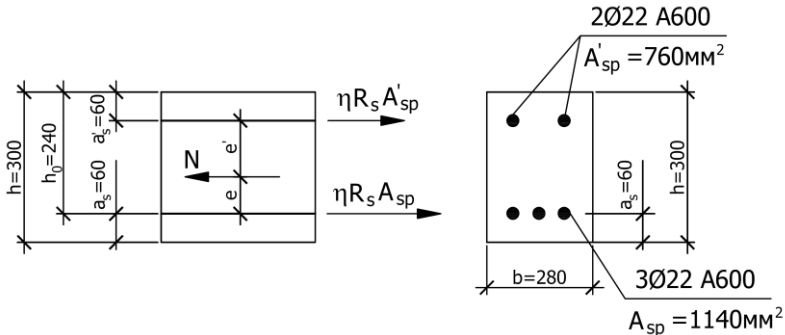


Рис. 3. К подбору продольной арматуры в нижнем растянутом поясе

Расчет нижнего предварительно напрягаемого пояса образование трещин. Расчет продолжаем по блок-схеме 4.3.

Начало.

1. Дополнительные данные необходимые для расчета:

- класс бетона В40;
- условия твердения – подвергнутый тепловлажностной обработке;
- способ натяжения арматуры – механический;
- средний коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,249$ (см. табл. 2.1);
- длина растянутого пояса $l = 18,0 \text{ м}$

2. Нормативная прочность бетона при растяжении $R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$, модуль упругости бетона $E_b = 36000 \text{ МПа}$, нормативная прочность арматуры $R_{s,ser} = 600 \text{ МПа}$, модуль упругости арматуры $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

3. Назначаем величину предварительных напряжений:

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ Н/мм}^2$$

4. Коэффициент учитывающий благоприятное влияния ПН: $\gamma_{sp} = 0,9$.

5. Величина предварительного напряжения: $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 0,9 \cdot 540 = 486 \text{ Н/мм}^2$.

6. Потери от релаксации арматуры $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 \cdot 486 = 28,6$ МПа.

7. Потери от перепада температуры при тепловлажностной обработке бетона: $\Delta\sigma_{sp2} = 1,25 \cdot 65 = 81,25$ МПа.

8. Потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа.

9. Потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4} = \frac{0,002}{18+1} \cdot 200000 = 21,053 \text{ Н/мм}^2$

10. Первые суммарные потери в ПН арматуре:

$$\sigma_{los,1} = 28,6 + 81,25 + 30 + 21,053 = 160,903 \text{ Н/мм}^2$$

11. Деформация усадки бетона по п. 2.31 [3] $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$.

12. Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5} = 0,00025 \cdot 200000 = 50$ МПа.

13. Коэффициент ползучести $\varphi_{b,cr} = 1,4$ (по приложению 4).

14. Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = E_{\sigma}/E_b = 200000/36000 = 5,556$$

15. Коэффициент армирования сечения: $\mu_{sp} = \frac{1140 + 760}{0,28 \cdot 0,3} \cdot 10^{-6} = 0,022$.

16. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь:

$$P_{(1)} = (1140 + 760) \cdot (486 - 160,903) \cdot 10^{-3} = 588,159 \text{ кН}$$

17. Приведенная площадь сечения:

$$A_{red} = 0,28 \cdot 0,3 + 5,556 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 760 \cdot 10^{-6} = 0,094 \text{ м}^2$$

18. Приведенный статический момент:

$$S_{red} = 0,28 \cdot 0,3 \cdot \frac{0,3}{2} + 5,556 \cdot 1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,06 + 5,556 \cdot 760 \cdot 10^{-6} \cdot (0,3 - 0,06) = 0,014 \text{ м}^3$$

19. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее

растянутой грани $y = \frac{0,014}{0,094} = 0,148 \text{ м}$.

20. Момент инерции бетонного сечения:

$$I_b = \frac{0,28 \cdot 0,3^3}{12} + 0,28 \cdot 0,3 \left(0,148 - \frac{0,3}{2} \right)^2 = 6,305 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

21. Момент инерции нижней и верхней арматуры:

$$I_{sp} = 1140 \cdot 10^{-6} \left(0,148 - 0,06 \right)^2 = 8,663 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$I'_{sp} = 760 \cdot 10^{-6} \left(0,3 - 0,148 - 0,06 \right)^2 = 5,809 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

22. Приведенный момент инерции сечения нижнего пояса балки:

$$I_{red} = 6,305 \cdot 10^{-4} + 5,556 \cdot 8,663 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 5,809 \cdot 10^{-6} = 7,109 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

23. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до ц.т. арматуры соответственно нижней и верхней:

$$y_{sp} = 0,148 - 0,06 = 0,088 \text{ м} \quad , \quad y'_{sp} = 0,3 - 0,148 - 0,06 = 0,092 \text{ м} \quad .$$

24. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом первых потерь:

$$e_{op1} = \frac{0,088 \cdot 1140 - 0,092 \cdot 760}{1140 + 760} = 0,02 \text{ м} \quad .$$

25. Напряжения в бетоне на уровне ц.т. нижней и верхней арматуры:

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{588,159}{0,094} + \frac{588,159 \cdot 0,02 \cdot 0,088}{7,109 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 7,696 \text{ МПа} \quad ,$$

$$\sigma'_{bp} = \left(\frac{588,159}{0,094} - \frac{588,159 \cdot 0,02 \cdot 0,092}{7,109 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 10^{-3} = 4,733 \text{ МПа} \quad .$$

26. Потери от ползучести бетона:

$$\Delta \sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,4 \cdot 5,556 \cdot 7,696}{1 + 5,556 \cdot 0,022 \cdot \left(1 + \frac{0,02 \cdot 0,088 \cdot 0,094}{7,109 \cdot 10^{-6}} \right)} \left(+,8 \cdot 1,4 \right) = 36,493 \text{ МПа} \quad ,$$

$$\Delta \sigma'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 1,4 \cdot 5,556 \cdot 4,733}{1 + 5,556 \cdot 0,022 \cdot \left(1 - \frac{0,02 \cdot 0,092 \cdot 0,094}{7,109 \cdot 10^{-6}} \right)} \left(+,8 \cdot 1,4 \right) = 24,707 \text{ МПа}$$

27. Вторые суммарные потери в верхней и нижней арматуре:

$$\sigma_{los,2} = 50 + 36,493 = 86,493 \text{ МПа} \quad , \quad \sigma'_{los,2} = 50 + 24,707 = 74,707 \text{ МПа}$$

28. Так как $\sigma_{bp} > 0$, т.е. потери от ползучести следует учитывать.

$$29. \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 247,396 > 100 \text{ МПа}$$

30. ПН с учетом всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = 486 - \left(60,903 + 86,493 \right) = 238,604 \text{ МПа} \quad ,$$

$$\sigma'_{sp2} = 486 - \left(60,903 + 74,707 \right) = 238,604 \text{ МПа} \quad .$$

31. Коэффициент учета пластичности $\gamma = 1,3$ по таблице 4.1 [3].

32. Упругий момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{red} = \frac{7,109 \cdot 10^{-4}}{0,148} = 4,816 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 \quad .$$

$$33. \text{Ядровое расстояние } r = \frac{4,816 \cdot 10^{-3}}{0,094} = 51,202 \cdot 10^{-3} \text{ м} \quad .$$

34. Усилие обжатия с учетом всех потерь:

$$P = (1140 \cdot 238,604 + 760 \cdot 250,39) \cdot 10^{-3} = 439,701 \text{ кН}.$$

35. Эксцентриситет усилия обжатия с учетом всех потерь:

$$e_{op} = \frac{1140 \cdot 238,604 \cdot 0,088 - 760 \cdot 250,39 \cdot 0,092}{439,701} \cdot 10^{-3} = 0,018 \text{ м} \quad .$$

36. Момент трещиностойкости:

$$M_{crc} = 1,3 \cdot 2,1 \cdot 4,816 + 439,701 \cdot (0,018 + 0,051) = 43,507 \text{êí} \cdot \text{ì}$$

37. Нормативное усилие от постоянной и полной снеговой нагрузки:

$$N_{tot} = \frac{1034,89}{1,249} = 828,543 \text{êí} \text{ .}$$

38, 39. Момент усилия N_{tot} относительно ядерной точки:

$$M_r = 828,543 \cdot (0,022 + 0,051) = 60,878 \text{êí} \text{ .}$$

40. Так как действующий момент $M_r > M_{crc}$, то трещины образуются и необходимо проверить их ширину раскрытия.

Конец.

Расчет нижнего ПН пояса на раскрытие трещин.

Расчет продолжаем по блок-схеме 4.4.

Начало.

1. Усилие в нижнем поясе балки от постоянной нагрузки $N_g = 661,25$ кН.

2. Коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей снеговой нагрузки по [4] $k_l = 0,5$.

3. Продольная сила от продолжительного действия длительных нагрузок:

$$N_l = \frac{661,25 + 1034,89 - 661,25 \cdot 0,5}{1,249} = 678,983 \text{êí} \text{ .}$$

4. Значение продольной силы в момент образования трещины:

$$N_{crc} = 828,543 \cdot \frac{43,507}{60,878} = 592,121 \text{êí} \text{ .}$$

5. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения продольной силы: $e_s = 0,088 - 0,022 = 0,065 \text{ì}$.

6. Расстояние от ц.т. приведенного сечения до точки приложения усилия обжатия P : $e_s = 0,088 - 0,018 = 0,07 \text{ì}$.

7. Плечо внутренней пары сил $z = 0,24 - 0,06 = 0,18 \text{ì}$.

8.1. Напряжения в растянутой арматуре от усилия N_{tot} :

$$\sigma_s = \frac{828,543 \cdot (0,18 - 0,065) + 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 229,071 \text{ììà} \text{ .}$$

8.2. Напряжения в растянутой арматуре от усилия N_l :

$$\sigma_s = \frac{678,983 \cdot (0,18 - 0,065) + 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 144,652 \text{ììà} \text{ .}$$

8.3. Напряжения в растянутой арматуре от усилия N_{crc} :

$$\sigma_s = \frac{592,121 \cdot (0,18 - 0,065) + 439,701 \cdot (0,18 - 0,07)}{1140 \cdot 10^{-6} \cdot 0,18} \cdot 10^{-3} = 95,622 \text{ììà} \text{ .}$$

9. Так как $229,07 \text{ МПа} < 520 \text{ МПа}$, прочность нижней арматуры на разрыв обеспечена.

10. Поправочный коэффициент, учитывающий пластичность $k = 0,9$.

11. Высота растянутой зоны как для упругого материала:

$$y_0 = \frac{0,014}{0,094 + \frac{439,701}{2,1 \cdot 10^3}} = 0,046 \text{ м} .$$

12. Высота растянутой зоны с учетом пластичности:

$$y_i = 0,046 \cdot 0,9 = 0,041 \text{ м} .$$

13-14. Высота растянутой зоны сечения должна удовлетворять требованиям:

$$y_i < 2a_p = 2 \cdot 0,06 = 0,12 \text{ м} ,$$

$$y_i \leq 0,5h = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15 \text{ м} .$$

15. Принимаем $y_i = 0,12 \text{ м}$. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна: $A_{br} = 0,28 \cdot 0,12 = 0,034 \text{ м}^2$.

16. Базовое расстояние между трещинами:

$$l_s = \min \left(0,5 \cdot \frac{0,034}{1140 \cdot 10^{-6}} \cdot 0,022 = 0,328; 40 \cdot 0,0022 = 0,88; 400 \text{ мм} \right) = 0,328 \text{ м} ,$$

$$l_s = \max (0,328; 10 \cdot 0,022 = 0,22; 100 \text{ мм}) \approx 0,328 \text{ м} .$$

17.1. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при полной нагрузке (но не менее 0,2):

$$\psi_s = \max \left(1 - 0,8 \cdot \frac{95,622}{229,071} = 0,666; 0,2 \right) = 0,666 .$$

17.2. Коэффициент совместной работы бетона и арматуры при постоянной и временной длительной нагрузке:

$$\psi_{sl} = \max \left(1 - 0,8 \cdot \frac{95,62}{144,652} = 0,471; 0,2 \right) = 0,471 .$$

18. По п. 4.10 [3] определяем опытные коэффициенты $\varphi_1 = 1$, $\varphi_1^r = 1,4$, $\varphi_2 = 0,5$.

19.1. Ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и временных длительных нагрузок равна:

$$a_{cr,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{144,652}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,078 \text{ мм} .$$

19.2. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{cr,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{229,071}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,125 \text{ мм} .$$

19.3. Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия постоянных и временных длительных нагрузок:

$$a_{cre,1} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,471 \cdot \frac{144,652}{2000000} \cdot 0,328 \cdot 10^3 = 0,056 \text{ мм} .$$

20а. Продолжительная ширина раскрытия трещин $a_{cre}^r = a_{cre,1} = 0,078 \text{ мм} .$

20б. Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

$$a_{cre} = 0,078 + 0,125 - 0,056 = 0,147 \text{ мм} .$$

21, 22. Так как расчетные значение ширины раскрытия трещин

$$a_{cre} = 0,147 < a_{cre,ult} = 0,4; a_{cre}^r = 0,078 < a_{cre,ult}^r = 0,3.$$

не более предельных допускаемых значений, то трещиностойкость нижнего пояса обеспечена.

Конец.

Расчет нижнего ПН пояса на прочность по сечениям, наклонным к продольной оси. Расчет продолжаем по блок схеме 4.10.

Начало.

1. По результатам статического расчета балки получено значение максимальной поперечной силы на опоре $Q_{max} = 29,72 \text{ кН}$ и сопутствующего значения продольной силы $N = 913,96 \text{ кН}$.

Класс конструктивной поперечной арматуры В500.

2. Влияния длительной нагрузки на прочность бетона учитывается коэффициентом $\gamma_{bl} = 0,9$.

3. По таблицам приложений 2 и 3 определяем прочностные характеристики бетона и арматуры: при сжатии $R_b = 22,0 \text{ МПа}$, при растяжении $R_{br} = 1,4 \text{ МПа}$, расчетное сопротивление хомутов растяжению $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$.

4. Прочность бетона с учетом длительности действия нагрузки:

$$R_b = 0,9 \cdot 22,0 = 19,8 \text{ МПа}; R_{br} = 0,9 \cdot 1,4 = 1,26 \text{ МПа}.$$

5. Остаточное усилие предварительного обжатия сечения нижнего пояса:

$$N_p = 0,7 \cdot 439,701 - 913,96 = -331,98 \text{ кН} .$$

Знак «минус» показывает, что сечение растянуто.

6. Значение параметра: $N_b = 1,3 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,24 \cdot 0,3 = 2162 \text{ кН} .$

7. Коэффициент учета наличия продольной силы:

$$\varphi_n = 1 + 3 \cdot \frac{-331,98}{2162} - 4 \left(\frac{-331,98}{2162} \right)^2 = -0,074 < 0,2.$$

Так как вычисленное значение отрицательное, принимаем $\varphi_n = 0,2$.

8. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном:

$$M_b = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24^2 = 6,1 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

9. Длина проекции наклонного сечения $c = 3 \cdot 0,28 = 0,72 \text{ м} > l_l = 0,7 \text{ м}$.

Поэтому принимаем $c = 0,7 \text{ м}$.

10. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \frac{6,1}{0,7} = 8,7 \text{êÍ} .$$

11. Так как $Q_{max} = 29,72 \text{ кН} > Q_b = 8,7 \text{ кН}$, поперечная арматура в нижнем поясе требуется.

12. Конструктивный шаг поперечных стержней (принимаем кратным 50мм):

$$s_w = \min \left(300 \text{ê} ; \frac{h_0}{2} = 0,12 \text{ê} ; \frac{0,2 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24^2}{29,72} = 0,136 \text{ê} \right) = 0,12 \text{ê} .$$

Принимаем шаг $s_w = 100 \text{ мм}$ (значение кратное 50 мм).

13. Конструктивный диаметр поперечных стержней $d_{sw} = 4 \text{ê}$ из проволоки класса В500 (рис .4).

14. Интенсивность поперечных стержней:

$$q_{sw} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 25,1 \cdot 10^{-6}}{0,1} = 75,3 \text{êÍ} / \text{ê} .$$

15, 16. Так как $Q_b = 8,7 \text{ кН} > 0,5 \cdot 0,2 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24 = 8,46 \text{ кН}$ и не более $2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,24 = 211,68 \text{ кН}$, то значение Q_b не корректируем.

17. Значение длины проекции наклонной трещины:

$$c_0 = \sqrt{\frac{6,1}{75,3}} = 0,284 \text{ê} > h_0 = 0,24 \text{ê} .$$

18. Поскольку $c_0 = 284 \text{ мм} < 2 \cdot 0,24 = 0,48 \text{ м}$, его значение не корректируем.

19. Несущая способность поперечных стержней в наклонном сечении:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot 75,3 \cdot 0,284 = 16,04 \text{êÍ} .$$

20. Так как $Q_{max} = 29,72 \text{êÍ} > 8,7 + 16,04 = 24,74 \text{êÍ}$, следовательно, при расчете верхнего пояса на действие поперечной силы принимаем $\Delta Q = +4,98 \text{ кН}$.

Конец.

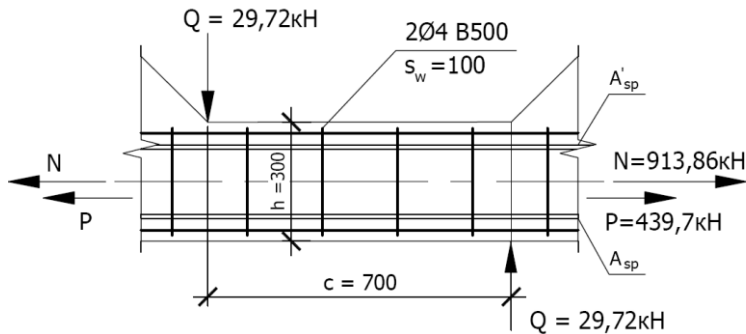


Рис. 4. К расчету сечений нижнего пояса балки

Расчет верхнего пояса: подбор арматуры. Расчет продолжаем по блок-схеме 4.11.

Начало.

1. По результатам статического расчета определены усилия в верхнем поясе балки (рис. 1 и 2): $N=1038,51$ кН, $M=50,92$ кН·м.

Размеры поперечного сечения $b=0,28$ м; $h=0,42$ м; величина защитного слоя бетона $a_s = a'_s = 0,04$ м. Длина панели верхнего пояса $l = 1,5$ м.

2. По приложению 3 для ненапрягаемой арматуры стропильной конструкции класс А400 определяем расчетные сопротивления $R_s = R_{sc} = 355$ МПа.

3. Величина случайного эксцентриситета:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025, \frac{1}{30} \cdot 0,42 = 0,014, 10 \text{ мм}\right) = 0,014 \text{ м.}$$

4. Расчетная длина панели верхнего пояса:

$$l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35 \text{ м.}$$

5. Так как $\frac{l_0}{h} = 3,214 < 4$, влияние гибкости на прогиб не учитываем.

6. Рабочая высота сечения: $h_0 = 0,42 - 0,04 = 0,38 \text{ м}$.

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести

сечения: $e_0 = \frac{50,92}{1038,51} = 0,049 \text{ м}$.

8. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани

сечения: $e = 0,049 + \frac{0,42 - 0,04}{2} = 0,219 \text{ м}$.

9. Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \min\left(\frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531; 0,55\right) = 0,531.$$

10. Предельный относительный момент:

$$\alpha_R = \min\left[0,531 \cdot (0,5 - 0,531) \cdot 0,4\right] = 0,39.$$

11. Определяем требуемую площадь арматуры у наиболее сжатой грани:

$$A'_s = \frac{1038,51 \cdot 0,219 - 0,39 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,38 - 0,04)} \cdot 10^6 = -701,672 \text{ мм}^2.$$

Так как сжатой арматуры не требуется, то расчет ведем без учета A'_s .

12. Определяем требуемую площадь арматуры у наименее сжатой грани:

$$A_s = \frac{0,531 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38 - 1038,51}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 + 0 = 224,645 \text{ мм}^2.$$

13. Принимаем нижнюю арматуру $2\text{Ø}12\text{A}400$ $A_s = 226 \text{ см}^2$, $d_s = 10 \text{ см}$, а верхнюю $2\text{Ø}10\text{A}400$ $A'_s = 157 \text{ см}^2$, $d'_s = 10 \text{ см}$ (рис. 5).

Конец.

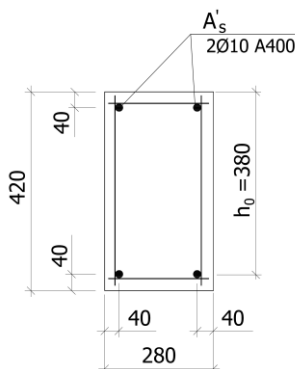


Рис. 5. Подбор продольной сжатой арматуры верхнего пояса

Расчет верхнего пояса: наклонное сечение. Расчет продолжаем по блок – схеме 4.12.

Начало.

1. Поперечная сила в верхнем поясе балки: $Q = 43,94$ кН.
2. Модуль упругости ненапрягаемой арматуры А400 $E_s = 200000$ МПа.
3. Максимальная поперечная сила в наклонном сечении с учетом перераспределения усилий:

$$Q_{\text{max}} = 43,94 + 4,98 = 48,92 \text{ кН}.$$

4. Момент в наклонном сечении, воспринимаемый бетоном:

$$M_b = 1,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2 = 76,416 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5. Длина проекции наклонного сечения $c = 3 \cdot 0,38 = 1,14 \text{ м} > l_2 = 0,7 \text{ м}$, то принимаем $c = 0,7 \text{ м}$.

6. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \frac{76,416}{0,7} = 109,16 \text{ кН}.$$

7. Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 36000 = 5,556.$$

8. Приведенная площадь сечения:

$$A_{\text{red}} = 0,28 \cdot 0,42 + 5,556 \cdot 226 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} = 0,119 \text{ м}^2.$$

9. Приведенный статический момент сечения:

$$S_{red} = 0,28 \cdot 0,42 \cdot \frac{0,42}{2} + 5,556 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot 0,04 + 5,556 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot (0,42 - 0,04) = 0,025 \text{ } \dot{\text{m}}^3$$

10. Центр тяжести приведенного сечения относительно наиболее растянутой грани:

$$y = \frac{0,025}{0,119} = 0,21 \dot{\text{m}} .$$

11. Момент инерции бетонного сечения:

$$I_b = \frac{0,28 \cdot 0,42^3}{12} + 0,28 \cdot 0,42 \left(0,21 - \frac{0,42}{2} \right)^2 = 1,729 \cdot 10^{-3} \dot{\text{m}}^4 .$$

12. Момент инерции нижней и верхней арматуры:

$$I_s = 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,21 - 0,04)^2 = 6,49 \cdot 10^{-6} \dot{\text{m}}^4 ,$$

$$I'_s = 157 \cdot 10^{-6} \cdot (0,42 - 0,21 - 0,04)^2 = 4,537 \cdot 10^{-6} \dot{\text{m}}^4 .$$

13. Приведенный момент инерции сечения:

$$I_{red} = 1,729 \cdot 10^{-3} + 5,556 \cdot 6,49 \cdot 10^{-6} + 5,556 \cdot 4,537 \cdot 10^{-6} = 1,79 \cdot 10^{-3} \dot{\text{m}}^4$$

14. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном до образования трещин:

$$Q_{crc} = 0,28 \frac{1,285 \cdot 10^{-3}}{0,018} \cdot 1,26 \cdot 10^3 \sqrt{1 + \frac{920,86}{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,119}} = 67,3 \text{ кН} .$$

15. Так как $Q_{crc} = 67,3 \text{ кН} < Q_b = 109,16 \text{ кН}$, то значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном, не корректируем.

16. Так как $Q + \Delta Q = 48,92 \text{ кН} < Q_b = 109,16 \text{ кН}$. Прочность неармированного наклонного сечения обеспечена.

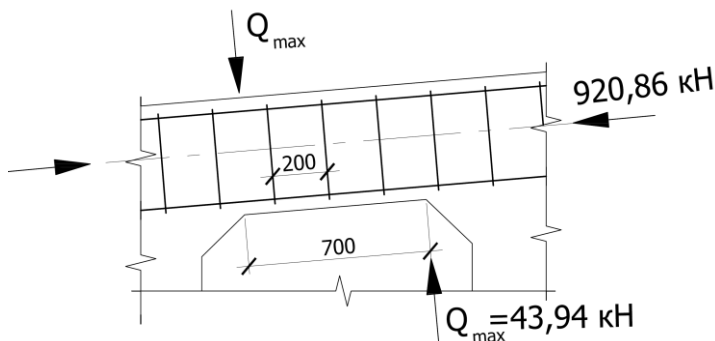


Рис. 6. К расчету верхнего пояса балки по наклонным сечениям

18. Поперечная арматура устанавливается конструктивно.

19. Конструктивный шаг поперечных стержней:

$$s_w = \min \left(300i ; 20 \cdot 0,01 = 0,2 ; \frac{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,38^2}{48,92} = 1,04 \right) = 0,2i$$

20. Конструктивный диаметр поперечных стержней $d_{sw} = 4i$

21. Принимаем поперечную арматуру 2Ø4 В500 с шагом $s_w=200$ мм как показано на рис. 6.

Подбор продольной арматуры в стойках балки БДР. Расчет ведем по блок-схеме 4.11.

Начало.

1. Расчетные усилия в сечении сжатой стойки: $N=2,31$ кН; $M=19,57$ кН·м; Размеры поперечного сечения $b=0,28$ м; $h=0,5$ м; величина защитного слоя бетона $a_s=a_s'=0,04$ м. Длина панели верхнего пояса $l=1,5$ м. (см. приложение 12).

2. Расчетное сопротивление арматуры класса А400 $R_s=R_{sc}=355$ МПа.

3. Определяем величина случайного эксцентриситета:

$$e_a = \max \left(\frac{1}{600} \cdot 1,5 = 0,0025, \frac{1}{30} \cdot 0,5 = 0,017, 10 \text{ мм} \right) = 0,017 \text{ м.}$$

4. Расчетная длина панели верхнего пояса: $l_0 = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35i$

5. Так как $\frac{l_0}{h} = 3,214 < 4$, т.е. прогиб стойки не учитываем.

6. Рабочая высота сечения: $h_0 = 0,5 - 0,04 = 0,46i$.

7. Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения:

$$e_0 = \frac{19,57}{2,31} = 8,472i$$

8. Эксцентриситет продольного усилия относительно растянутой грани сечения:

$$e = 8,472 + \frac{0,46 - 0,04}{2} = 8,73i$$

9. Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{355}{700}} = 0,531 < 0,55.$$

10. Предельный относительный момент:

$$\alpha_R = 0,531 \cdot 1 - 0,5 \cdot 0,531 = 0,39 < 0,4.$$

11. Определяем требуемую площадь наиболее сжатой арматуры:

$$A'_s = \frac{2,31 \cdot 8,73 - 0,39 \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46^2}{355 \cdot 10^3 \cdot 0,46 - 0,04} \cdot 10^6 = 2933i^2.$$

Арматура в этой зоне не требуется.

12. Относительный момент:

$$\alpha_m = \frac{2,31 \cdot 8,73}{19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46^2} = 0,017.$$

12. Площадь наименее сжатой арматуры:

$$A_s = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017} \cdot 19,8 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,46 - 2,31}{355 \cdot 10^3} \cdot 10^6 + 0 = 116,672 \text{ и } \text{и}^2.$$

13. Учитывая конструктивные требования, принимаем нижнюю арматуру 2Ø10A400 с общей площадью $A_s = 157 \text{ и}^2$, $d_s = 10 \text{ и}$, а верхнюю 2Ø10A400 $A'_s = 157 \text{ и}^2$, $d'_s = 10 \text{ и}$ (рис. 7).

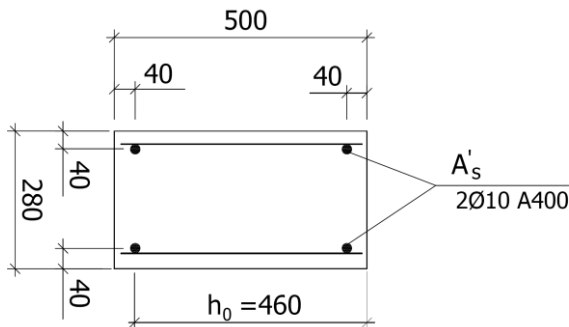


Рис. 7. К расчету прочности сечения стойки

Расчет опорного узла. Расчет ведем по блок-схеме 4.13.

Начало.

1. Максимальное поперечное усилие на опоре составляет $Q_{max} = 249,96 \text{ кН}$; ширина и высота сечения опорной части $b = 0,28 \text{ м}$, $h_l = 0,89 \text{ м}$, величина защитного слоя бетона $a_s = a'_s = 0,06 \text{ м}$.

2. Длина проекции наклонного сечения: $c = 2,85 \text{ и}$.

3. Рабочая высота сечения:

$$h_0 = 0,89 + \frac{2,85}{12} - (0,06 + 0,07) = 0,998 \text{ и}.$$

4. Момент, воспринимаемый бетонным сечением:

$$M_b = 1,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998^2 = 709,067 \text{ кН} \cdot \text{и}$$

5. Поперечная сила, воспринимаемая бетонным сечением:

$$Q_b = \frac{709,067}{2,85} = 248,796 \text{ кН}.$$

6. Так как $0,5 \varphi_n R_b b h_0 = 0,5 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998 = 236,9 < Q_b = 248,8 \text{ кН}$, т.е. значение Q_b не корректируем.

7. Так как $Q_b = 248,8 \leq 2,5 R_b b h_0 = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998 = 879,99 \text{ кН}$, то значение поперечной силы Q_b не корректируем.

8. Поскольку $c = 2,85\text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 0,998 = 1,995\text{ м}$. То принимаем $c_l = 1,995\text{ м}$.

9. Поперечная сила в таком сечении $Q_1 = Q_{\max} = 249,96\text{ кН}$

10. Значение параметра:

$$a_1 = \min\left(\frac{1,995}{0,998} = 2; 3\right) = 2.$$

11. Параметр $a_{01} = \min(2) = 2$.

12. Параметр $\varepsilon_1 = \frac{249,96}{1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,998} = 0,528$.

13. Предельное значение параметра: $\varepsilon_{1,ult} = \frac{1,5}{2} + 0,1875 \cdot 2 = 1,125$.

14. Так как $\varepsilon_1 = 0,528 \leq \varepsilon_{1,ult} = 1,125$, тогда требуемая интенсивность хомутов равна:

$$q_{sw1} = 0,25 \cdot 1,346 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot \frac{1,125}{0,528} = 253,152\text{ кН/м}$$

16. $q_{sw} = q_{sw1} = 253,152\text{ кН/м}$

17. Конструктивный шаг поперечных стержней:

$$s_w = \min\left(300\text{ мм}; \frac{0,89}{2} = 0,445; \frac{1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,28 \cdot 0,988^2}{249,96} = 1,891\right) = 0,3\text{ м}$$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_w = 250\text{ мм}$.

19. Требуемая площадь поперечной арматуры при 2 стержнях в сечении:

$$A_{sw} = \frac{253,152 \cdot 0,25}{300 \cdot 10^3} \cdot 10^{-6} = 210,1\text{ мм}^2$$

20. Принимаем поперечную арматуру 2Ø12 В500 $A_{sw} = 226\text{ мм}^2$ с шагом $s_w = 250\text{ мм}$ (рис. 8).

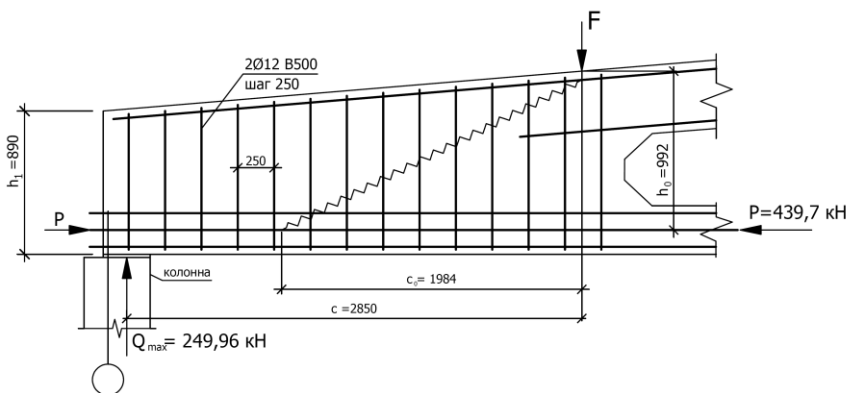


Рис. 8. К расчету прочности опорной части балки по наклонному сечению