

УДК 72

## ***РАСЧЕТ ФЕРМЫ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ПОЯСАМИ***

***Алтухов Ф.В.,***

*студент-магистратуры*

*Юго-Западный государственный университет,*

*Россия, г. Курск*

***Галаева Д.Х.,***

*студент-магистратуры*

*Юго-Западный государственный университет,*

*Россия, г. Курск*

**Аннотация:** произведен подробный расчет фермы с параллельными поясами. Произведен подсчет нагрузок, построена расчетная схема, определены усилия в узлах, посчитаны раскосы. Произведен расчет на трещиностойкость.

**Ключевые слова:** нагрузки, схема, усилия, пролет, раскосы, узлы

## ***CALCULATION OF TRUSSES WITH PARALLEL ZONES***

***Altukhov F.V.,***

*student of a magistracy*

*Southwest state University,*

*Russia, Kursk*

***Galayeva D.H.,***

*master's student*

*Southwest state University,*

*Russia, Kursk*

**Abstract:** a detailed calculation of the farm with parallel belts is made. Performed calculation of loads, built a design scheme, determined efforts in nodes deemed braces. The calculation of fracture toughness tests.

**Key words:** load, diagram, effort, span, bracing, nodes

В данной статье описывается подробный расчет фермы с параллельными поясами.

Целью работы является подбор оптимальной конструкции с учетом всех нормативных и технических требований.

Ниже приведены исходные данные для начала расчетов

**Исходные данные:** Пролет фермы – 24 м. Шаг конструкций – 6 м.

Район строительства – г. Тула – 2 снеговой район – 120 кН/м<sup>2</sup>.

В таблице 1 собраны технические данные (в частности нагрузки) по строительным материалам элементов покрытия и их влияния на конструкцию

Таблица 1 – Технические данные

| №№<br>пп | Элементы покрытия                                                                   | Нормативная<br>нагрузка $q^H$ ,<br>Н/м <sup>2</sup> | Коэффициент<br>надёжности<br>по нагрузке $\gamma_f$ | Расчётная<br>нагрузка<br>$q$ , Н/м <sup>2</sup> |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1        | Водоизоляционный ковёр (три слоя рубемаста)                                         | 260                                                 | 1,2                                                 | 312                                             |
| 2        | Цементная стяжка $\delta=40$ мм,<br>$\gamma=1800$ кг/м <sup>3</sup>                 | 720                                                 | 1,3                                                 | 936                                             |
| 3        | Минераловатные плиты (керамзит $\delta=200$ мм,<br>$\gamma=100$ кг/м <sup>3</sup> ) | 200                                                 | 1,2                                                 | 240                                             |
| 4        | Пароизоляция (1 слой рубероида на битумной мастике)                                 | 50                                                  | 1,2                                                 | 60                                              |
| 5        | Железобетонная плита (с заливкой швов)                                              | 1420                                                | 1,1                                                 | 1562                                            |
|          | Итого                                                                               | 2680                                                |                                                     | 3120                                            |
|          | Снеговая полная                                                                     | 840                                                 | 0,7                                                 | 1200                                            |

|  |                              |     |  |      |
|--|------------------------------|-----|--|------|
|  | в т. ч. длительнодействующая | 420 |  | 600  |
|  | с учетом $\gamma_n=0.95$     | 800 |  | 1140 |

Рассчитываем предварительно напряжённую ферму с параллельными поясами для плоской кровли одноэтажного промышленного здания пролётом 24 м при шаге ферм 6 м.

Предварительно напряженный пояс армируется канатами К-1400 диаметром 15 мм с натяжением на упоры:  $R_s=1080$  МПа,  $R_{s.ser}=1295$  МПа,  $E_s=180000$  МПа. Остальные элементы фермы армируются ненапрягаемой арматурой класса А-400:  $R_s=R_{sc}=365$  МПа (диаметром 10-40 мм),  $E_s=200000$  МПа;

Хомуты из арматуры класса А-240:  $R_s=225$  МПа,  $R_{sw}=175$  МПа.

Бетон класса В-40:  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $R_b=22$  МПа,  $R_{bt.ser}=2,1$  МПа. Прочность бетона к моменту обжатия (отпуска напрягаемой арматуры)  $R_{вр}=0,7*B=0,7*40=28$  МПа

Назначаем геометрические размеры:

Ширину панели принимаем 3 м с расчётом опирания рёбер плит покрытия в узлы верхнего пояса. Решётка треугольная, угол наклона раскоса  $42^\circ$ .

Высота фермы 2,7 м. Сечение верхнего пояса  $280 \times 300$  мм, сечение нижнего пояса  $280 \times 380$  мм, сечение элементов решётки  $180 \times 280$  мм. Решётка фермы выполняется из готовых элементов с выпусками арматуры, которые заделываются в узлах при бетонировании поясов. Бетонные торцы элементов решётки втапливаются в узлы на  $30 \div 50$  мм.

Подсчет нагрузок

Узловые расчётные нагрузки по верхнему поясу фермы постоянные и длительные:

$$G1 = (3,12 + 0,6) * 6 * 1,5 = 33,48 \text{ кН,}$$

$$G2 = (3,12 + 0,6) * 6 * 3 = 66,96 \text{ кН.}$$

Кратковременные:

$$P1 = 0,6 * 6 * 1,5 = 5,4 \text{ кН},$$

$$P2 = 0,6 * 6 * 2 = 10,8 \text{ кН}.$$

Нормативные нагрузки будут равны:

$$\text{постоянные и длительные} - G1n = (2,68 + 0,42) * 6 * 1,5 = 27,9 \text{ кН},$$

$$G2n = (2,68 + 0,42) * 6 * 3 = 55,8 \text{ кН}.$$

$$\text{кратковременные} - P1n = 0,45 * 6 * 1,5 = 4,05 \text{ кН},$$

$$P2n = 0,45 * 6 * 2 = 8,1 \text{ кН}.$$

Усилия в элементах фермы определяем с помощью метода вырезания узлов. Подсчёт ведется отдельно от действия нормативных и расчётных узловых сил.

На рисунке 1 приведена расчетная схема, показывающая направления действующих усилий на заданную ферму

#### РАСЧЁТНАЯ СХЕМА

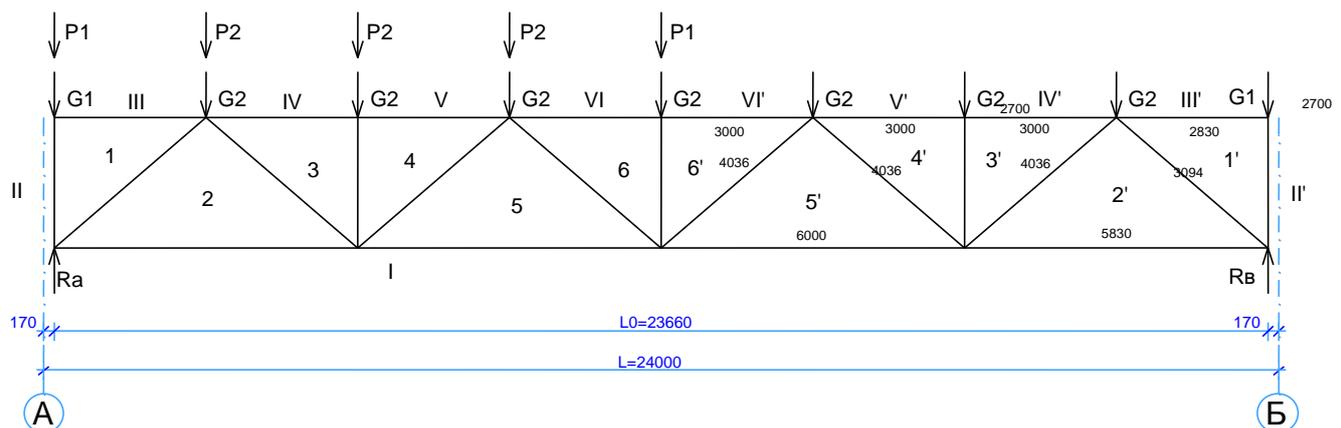


Рис 1. - Расчетная схема

Определим усилия в стержнях от единичного нагружения на всём пролёте.

Узел №1:  $N_{III-1}=0$ ;  $N_{II-1}=-0,5$ . Узел №2:  $N_{1-2}=-5,06$ ;  $N_{I-2}=3,65$ . Узел №3:  $N_{2-3}=3,74$ ;  $N_{IV-3}=-6,37$ . Узел №4:  $N_{3-4}=-1,0$ ;  $N_{V-4}=-6,37$ . Узел №5:  $N_{4-5}=-2,25$ ;  $N_{I-5}=8,10$ . Узел №6:  $N_{5-6}=0,76$ ;  $N_{VI-6}=-8,61$ . Узел №7:  $N_{6-6'}=-1,0$ ;  $N_{VII-6'}=-8,61$ .

Усилия в стержнях от единичного нагружения на половине пролёте.

Узел №1:  $N_{III-1}=0$ ;  $N_{II-1}=-0,5$ . Узел №2:  $N_{I-2}=-3,63$ ;  $N_{I-2}=2,62$ . Узел №3:  $N_{2-3}=2,26$ ;  $N_{IV-3}=-4,3$ . Узел №4:  $N_{3-4}=-1,0$ ;  $N_{V-4}=-4,3$ . Узел №5:  $N_{4-5}=-0,77$ ;

$N_{I-5}=4,87$ . Узел №6:  $N_{5-6}=-0,72$ ;  $N_{VI-6}=-4,33$ . Узел №7:  $N_{6-6'}=-0,5$ ;  $N_{VI-6'}=-4,33$ .

Узел №8:  $N_{III-1'}=0$ ;  $N_{II-1'}=0$ . Узел №9:  $N_{1'-2'}=-1,43$ ;  $N_{I-2'}=0,82$ . Узел №10:  $N_{2'-3'}=1,48$ ;  $N_{IV'-3'}=-2,13$ . Узел №11:  $N_{3'-4'}=0$ ;  $N_{V'-4'}=-2,13$ . Узел №12:  $N_{4'-5'}=-1,48$ ;

$N_{I-5'}=0,82$ . Узел №13:  $N_{5'-6'}=1,48$ ;  $N_{VI'-6'}=-4,33$

В таблице 2 приведены усилия в стержнях фермы от  $G=1$  на всем пролёте и от  $P=1$  на половине пролёта

Таблица 2 - Усилия в стержнях фермы

| Элемент      | Обозначение стержня по расчётной схеме | Усилие от нагрузок            |                                             |                                              |
|--------------|----------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------------------|
|              |                                        | Постоянных и длительных $G=1$ | Кратковрем. $P=1$ на половине пролёта слева | Кратковрем. $P=1$ на половине пролёта справа |
| Верхний пояс | III-1, III'-1'                         | 0                             | 0                                           | 0                                            |
|              | IV-3                                   | -6,37                         | -4,3                                        | -2,13                                        |
|              | V-4                                    | -6,37                         | -4,3                                        | -2,13                                        |
|              | VI-6, VI'-6'                           | -8,61                         | -4,33                                       | -4,33                                        |
|              | V'-4'                                  | -6,37                         | -2,13                                       | -4,3                                         |
|              | IV'-3'                                 | -6,37                         | -2,13                                       | -4,3                                         |
| Нижний пояс  | I-2                                    | 3,65                          | 2,62                                        | 0,82                                         |
|              | I-5                                    | 8,1                           | 4,87                                        | 0,82                                         |
|              | I-5'                                   | 8,1                           | 0,82                                        | 4,87                                         |
|              | I-2'                                   | 3,65                          | 0,82                                        | 2,62                                         |
| Раскосы      | 1-2                                    | -5,06                         | -3,63                                       | -1,43                                        |
|              | 2-3                                    | 3,74                          | 2,26                                        | 1,48                                         |
|              | 4-5                                    | -2,25                         | -0,77                                       | -1,48                                        |
|              | 5-6                                    | 0,76                          | -0,72                                       | 1,48                                         |
|              | 6'-5'                                  | 0,76                          | 1,48                                        | -0,72                                        |
|              | 5'-4'                                  | -2,25                         | -1,48                                       | -0,77                                        |
|              | 3'-2'                                  | 3,74                          | 1,48                                        | 2,26                                         |

|        |        |       |       |       |
|--------|--------|-------|-------|-------|
|        | 2'-1'  | -5,06 | -1,43 | -3,63 |
| Стойки | II-1   | -0,5  | -0,5  | 0     |
|        | 3-4    | -1,0  | -1,0  | 0     |
|        | 6-6'   | -1,0  | -0,5  | -0,5  |
|        | 4'-3'  | -1,0  | 0     | -1,0  |
|        | 1'-II' | -0,5  | 0     | -0,5  |

В таблице 3 приведены усилия в узлах фермы при полном нагружении

Таблица 3 - Усилия в узлах фермы

| Элемент      | Обозначение стержня по расчётной схеме | Усилие от нормативных нагрузок, кН |                            |                        | Усилие от расчётных нагрузок, кН |                          |                      |
|--------------|----------------------------------------|------------------------------------|----------------------------|------------------------|----------------------------------|--------------------------|----------------------|
|              |                                        | Постоянных и длительных $N_{ld}^n$ | Кратковременных $N_{cd}^n$ | Расчётное усилие $N^n$ | Постоянных и длительных $N_{ld}$ | Кратковременных $N_{cd}$ | Расчётное усилие $N$ |
| Верхний пояс | III-1,                                 | 0                                  | 0                          | 0                      | 0                                | 0                        | 0                    |
|              | IV-3                                   | -804,9                             | -344,0                     | -1148,9                | -976,0                           | -481,6                   | -1457,6              |
|              | V-4                                    | -804,9                             | -344,0                     | -1148,9                | -976,0                           | -481,6                   | -1457,6              |
|              | VI-6,                                  | -1088,0                            | -464,9                     | -1552,9                | -1319,2                          | -650,9                   | -1970,1              |
| Нижний пояс  | I-2                                    | 461,2                              | 197,1                      | 658,3                  | 559,3                            | 275,9                    | 835,2                |
|              | I-5                                    | 1023,5                             | 437,4                      | 1460,9                 | 1241,1                           | 612,4                    | 1853,5               |
| Раскосы      | 1-2                                    | -639,4                             | -273,2                     | -912,6                 | -775,3                           | -382,5                   | -1157,8              |
|              | 2-3                                    | 472,6                              | 202,0                      | 674,6                  | 573,0                            | 282,7                    | 855,7                |
|              | 4-5                                    | -284,3                             | -121,5                     | -405,8                 | -344,7                           | -170,1                   | -514,8               |
|              | 5-6                                    | 96,0                               | 41,0                       | 137,0                  | 116,4                            | 57,5                     | 173,9                |
| Стойки       | II-1                                   | -63,2                              | -27                        | -90,2                  | -76,6                            | -37,8                    | -114,4               |
|              | 3-4                                    | -126,4                             | -54                        | -180,4                 | -153,2                           | -75,6                    | -228,8               |
|              | 6-6'                                   | -126,4                             | -54                        | -180,4                 | -153,2                           | -75,6                    | -228,8               |

### Расчет верхнего пояса:

Сечение верхнего пояса  $h1 \times b1 = 300 \times 280$  мм.  $A = 840$  см<sup>2</sup>.

Требуемую минимальную площадь сечения верхнего пояса фермы можно определить по формуле:

$A_{min} = N_{max} * \gamma_n / (0,8 * (R_b + 0,03 * R_{sc})) = 1970100 * 0,95 / (0,8 * (22 * (100) * +0,03 * 365 * (100) *)) = 710 \text{ см}^2$ , что меньше принятого сечения.

Свободную длину пояса для учёта продольного изгиба в плоскости и из плоскости фермы принимаем равной ширине одной панели – 3 м, так как в узлах ферма раскреплена панелями покрытиями.

Случайный начальный эксцентриситет равен:

$$e_a = l/600 = 300/600 = 0,5 \text{ см}, e_a = h_1/30 = 30/30 = 1,0 \text{ см}, e_a = 1 \text{ см}.$$

Принимаем  $e_a = 1 \text{ см}$ .

Так как  $e_a < 1/8 * h_1 = 1/8 * 30 = 3,75 \text{ см}$ , то расчётную длину принимаем  $l_0 = 0,9 * l = 0,9 * 300 = 270 \text{ см}$ .

Радиус инерции сечения равен:

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{(h^2/12)} = \sqrt{(30^2/12)} = 8,66 \text{ см}.$$

Гибкость равна:  $l_0/i = 270/8,66 = 31,2 > 14$ ;  $l_0/h_1 = 270/30 = 9,0 > 4$  – следовательно, необходимо учесть влияние прогиба на его прочность.

Предварительно вычисляем площадь сечения арматуры, полагая  $\gamma_n = 0,95$ ,  $A_s = A_s'$ ,  $\xi = x/h_0 = 1$  и  $\eta = 1$ .

$$e = e_0 * \eta + h_1/2 - a = 1 * 1 + 30/2 - 3,5 = 12,5 \text{ см};$$

$$S_0 = 0,5 * b_1 * h_1^2 = 0,5 * 28 * 30^2 = 12600 \text{ см}^3;$$

$$R_b * \gamma_b = 22 * 0,9 = 19,8 \text{ МПа}.$$

$$A_s = A_s' = (N * e * \gamma_n - R_b * \gamma_b * S_0) / (R_{sc} * (h_0 - a')) = (1970100 * 12,5 * 0,95 - 19,8 * (100) * 12600) / (365 * (100) * (26,5 - 3,5)) = -1,85 \text{ см}^2 < 0.$$

Принимаем арматуру конструктивно 4 Ø12 А-400,  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

Процент армирования сечения равен:

$$\mu = 4,52 * 100\% / (28 * 30) = 0,54\% > 0,2\%.$$

Уточняем расчёт. Определяем условную критическую силу по формуле:

$$N_{cr} = 6,4 * E_b / l_0^2 * [I / \varphi l * (0,11 / (0,1 + \delta_e) + 0,1) + \alpha * I_s],$$

где  $M_{ld} = N_{ld} * \gamma_n * (h_0 - a) / 2 = 1319,2 * 0,95 * (26,5 - 3,5) / 2 = 14412,3 \text{ кН} * \text{м},$

$$M = N * \gamma_n * (h_0 - a) / 2 = 1970,1 * 0,95 * (26,5 - 3,5) / 2 = 21523,3 \text{ кН} * \text{м},$$

$\beta = 1$  – для тяжёлого бетона,

$$\varphi l = 1 + \beta * M_{ld} / M = 1 + 1 * 14412,3 / 21523,3 = 1,67,$$

$$\delta_e = e_0 / h_1 = 0,01 / 0,3 = 0,033 < \delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 * l_0 / h_1 - 0,01 * R_b * \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 * 270 / 30 - 0,01 * 22 * 0,9 = 0,21,$$

принимаем  $\delta_e = 0,21$ .

$$I = b * h^3 / 12 = 28 * 30^3 / 12 = 63000 \text{ см}^4,$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 32500 = 6,15,$$

$$I_s = \mu * b_1 * h_0 * (0,5 * h - a)^2 = 0,0054 * 28 * 26,5 * (0,5 * 30 - 3,5)^2 = 529,9 \text{ см}^4.$$

$$N_{cr} = 6,4 * 32500 * (100) * / 270^2 * [63000 / 1,67 * (0,11 / (0,1 + 0,21) + 0,1) + 6,15 * 529,9] = 5825,6 \text{ кН}.$$

Коэффициент равен:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1970,1 / 5825,6) = 1,51.$$

$$\text{Расстояние } e = e_0 * \eta + h_1 / 2 - a = 1 * 1,51 + 30 / 2 - 3,5 = 13,0 \text{ см}.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона при  $\gamma_{b2} = 0,9$  равно:

$$\xi R = \omega / (1 + \sigma_{sr} / \sigma_{sc, u} * (1 - \omega / 1,1)),$$

где  $\omega = \alpha - \beta * \gamma_{b2} * R_b = 0,85 - 0,008 * 0,9 * 22 = 0,69$ .

для ненапрягаемой арматуры:  $\sigma_{sr} = R_s = 365 \text{ МПа},$

$\sigma_{sc, u} = 500 \text{ МПа}$  – напряжение в сжатой арматуре.

$$\xi R = 0,69 / (1 + 365 / 500 * (1 - 0,69 / 1,1)) = 0,542.$$

Относительная высота продольной силы равна:

$$n_1 = N * \frac{\gamma n}{R_b * \gamma b^2 * b * h_0} = 1970,1 * 0,95 * \frac{1000}{22 * (100) ** 0,9 * 28 * 26,5}$$

$$= 1,27 > \xi_R = 0,542.$$

Так как  $n_1 = 1,27 > \xi_R = 0,542$ , уточняем  $\xi = x/h_0$ ;

$$m = N * \gamma_n * \frac{e}{R_b * \gamma_{b2} * b * h_0^2} = 1970,1 * 0,95 * 1000 * \frac{13,0}{22 * (100) ** 0,9 * 28 * 26,5^2} = 0,625.$$

$$\alpha = R_s * A_s / (R_b * \gamma_{b2} * b * h_0) = 365 * (100) ** 2,26 / (22 * (100) ** 0,9 * 28 * 26,5) = 0,056.$$

где принято конструктивно  $2 \text{ } \emptyset 12 \text{ A-400}$ ,  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

$$\xi = (n_1 * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha * \xi_R) / (1 - \xi_R + 2 * \alpha) =$$

$$= (1,27 * (1 - 0,542) + 2 * 0,056 * 0,542) / (1 - 0,542 + 2 * 0,056) = 1,13 > \xi_R = 0,542.$$

Расчёт симметрично расположенной арматуры производим по формуле:

$$"A_s = A_s' = R_b * \gamma b^2 * b * h_0 / R_s * (m - n_1 * (1 - 0,5 * n_1)) / (1 - \delta') =$$

$$= 0,9 * 22 * (100) ** 28 * 26,5 / 365 * (100) ** (0,625 - 1,27$$

$$* (1 - 0,5 * 1,27)) / (1 - 0,132) = 5,64 \text{ см}^2"$$

$$\delta' = a' / h_0 = 3,5 / 26,5 = 0,132.$$

Принимаем арматуру  $4 \text{ } \emptyset 14 \text{ A-400}$ ,  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

Расчёт сечения пояса из плоскости фермы не выполняем, так как все узлы фермы раскреплены плитами покрытия.

### Расчет нижнего пояса фермы:

Расчет на прочность:

Максимальное расчётное усилие растяжения  $N = 1853,5 \text{ кН}$ , нормативное  $N_n = 1460,9 \text{ кН}$ , а с учётом  $\gamma_n = 0,95$  соответственно равно  $N = 1853,5 * 0,95 = 1760,8 \text{ кН}$ ,  $N^n = 1460,9 * 0,95 = 1387,9 \text{ кН}$ .

Требуемое по прочности сечение арматуры при  $\gamma_{s6} = 1,15$  (СНиП 2.03.01-84 п 3.13):

$$A_{sp} = N / (\gamma_{s6} * R_s) = 1760800 / (1,15 * 1080 * (100) *) = 14,15 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем с учётом симметричного расположения 10 канатов К-7 диаметром  $d = 15 \text{ мм}$ ,  $A_{sp} = 14,16 \text{ см}^2$ .

Напрягаемая арматура окаймляется хомутами. Из конструктивных соображений по углам перегиба хомутов ставим 4 Ø10 А-400,  $A_s=3,14 \text{ см}^2$ .

Процент армирования равен:

$$\mu = (14,16 + 3,14) * 100\% / (28 * 38) = 1,63\%.$$

Приведённая площадь бетона равна:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha * A_{\text{sp}} + \alpha * A_s = 28 * 38 + 5,54 * 14,16 + 5,54 * 3,14 = 1142,45 \text{ см}^2.$$

$$\text{где } \alpha = E_s / E_b = 180000 / 32500 = 5,54$$

Расчет на трещиностойкость:

Элемент относится к третьей группе трещиностойкости. Максимальное предварительное напряжение арматуры принимаем:

$$\sigma_{\text{sp}} = 0,7 * R_{s, \text{ser}} = 0,7 * 1295 = 906,5 \text{ МПа.}$$

Проверяем условия:

$$\sigma_{\text{sp}} + P \leq R_{s, \text{ser}};$$

$$\sigma_{\text{sp}} - P \geq 0,3 * R_{s, \text{ser}}.$$

где  $P$  – допустимое отклонение предварительного напряжения.

$$P = 0,05 * \sigma_{\text{sp}} = 0,05 * 906,5 = 45,3 \text{ МПа.}$$

Проверим выполнение условия:

$$906,5 + 45,3 \leq 1295; \quad 951,8 \leq 1295,$$

$$906,5 - 45,3 \geq 0,3 * 1295, \quad 861,2 \geq 388,5.$$

Определим потери предварительного напряжения арматуры при натяжении на упоры электротермическим способом.

Выделяют следующие виды потерь:

1. При изготовлении элемента и обжати бетона

$$\sigma_{\text{los1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6.$$

2. После обжатия бетона

$$\sigma_{\text{los2}} = \sigma_8 + \sigma_9.$$

3. Общие потери

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los1}} + \sigma_{\text{los2}} \geq 100 \text{ МПа.}$$

I потери  $\sigma_{\text{los1}}$ :

$\sigma_1$  – потери от релаксации напряжений арматуры при электротермическом способе натяжения для стержневой арматуры.

$$\sigma_1 = (0,22 * \sigma_{\text{sp}} / R_{\text{s, ser}} - 0,1) * \sigma_{\text{sp}} = (0,22 * 906,5 / 1295 - 0,1) * 906,5 = 49,0 \text{ МПа.}$$

$\sigma_2$  – потери от температурного перепада температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при  $\Delta t = 65^\circ\text{C}$ ):

$$\sigma_2 = 1,25 * \Delta t = 1,25 * 65 = 81,3 \text{ МПа.}$$

$\sigma_3$  – потери в следствие деформации анкеров (при  $\lambda = 2$  мм):

$$\sigma_3 = E_s * \Delta l / l = 180000 * 0,2 / 2500 = 14,4 \text{ МПа,}$$

где  $E_s = 180000$  МПа – для канатов К-1400,  $\Delta l = 0,2$  см.

$\sigma_4$  – потери от трения арматуры об огибающие приспособления, т.к. нет отгиба арматуры  $\sigma_4 = 0$ .

$\sigma_5$  – потери от деформации от стальной формы, при электротермическом натяжении  $\sigma_5 = 0$ .

$\sigma_6$  – потери от быстронатекающей ползучести:

$p_1 = A_{\text{sp}} * (\sigma_{\text{sp}} - \sum \sigma_i)$ , где  $i = 1 \dots 5$  – усилия с учетом пяти потерь.

$$p_1 = 14,16 * (906,5 - 49,0 - 81,3 - 14,4) * (100)^* = 1078,7 \text{ кН.}$$

$\sigma_{\text{вр}} = p_1 / A_{\text{red}} = 1078700 / 1142,45 = 944,2 \text{ Н/см}^2 = 9,44 \text{ МПа}$  – напряжение в бетоне при обжатии на уровне центра тяжести арматуры  $A_{\text{sp}}$ .

$\sigma_{\text{вр}} / R_{\text{вр}} = 9,44 / 28 = 0,34 < \alpha = 0,25 + 0,025 * R_{\text{вр}} = 0,25 + 0,025 * 28 = 0,95 > 0,8$   
принимаем  $\alpha = 0,8$

$\sigma_{\text{вр}} / R_{\text{вр}} < \alpha$ , следовательно

$$\sigma_6 = 0,85 * 40 * \sigma_{\text{вр}} / R_{\text{вр}} = 0,85 * 40 * 0,34 = 11,6 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{\text{los1}} = 49,0 + 81,3 + 14,4 + 11,6 = 156,3 \text{ МПа.}$$

II потери  $\sigma_{\text{los2}}$ :

$\sigma_8$  – потери от усадки. Для тяжёлого бетона класса В-40 подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении  $\sigma_8 = 40$  МПа.

$\sigma_9$  – потери от ползучести тяжёлого бетона. Его величина зависит от соотношения  $\sigma_{вр}/R_{вр}$ .

$$\sigma_{вр}/R_{вр} = 0,34 < 0,8, \text{ следовательно}$$

$$\sigma_9 = 150 * 0,85 * \sigma_{вр}/R_{вр} = 150 * 0,85 * 0,34 = 43,4 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{los2} = 40 + 43,4 = 83,4 \text{ МПа.}$$

III потери  $\sigma_{los}$ :

Общие потери  $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 156,3 + 83,4 = 240 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$  – условие выполняется.

Значение предварительного напряжения в арматуре с учётом всех потерь равно:

$$\sigma_{sp} - \sigma_{los} = 906,5 - 240 = 667 \text{ МПа.}$$

Расчётное отклонение напряжений при механическом способе натяжения арматуры:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 * P / \sigma_{sp} * (1 + 1/\sqrt{np}),$$

где  $n_p = 10$  – число напрягаемых стержней.

$$P = 0,05 * \sigma_{sp} = 45,3 \text{ МПа,}$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 * 45,3 / 906,5 * (1 + 1/\sqrt{10}) = 0,033 < 0,1, \text{ принимаем } \Delta\gamma_{sp} = 0,1$$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

Сила обжатия бетона равна:

$$p_2 = A_{sp} * \gamma_{sp} * (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) * A_s$$

$$14,16 * 0,9 * 667 - (11,6 + 40 + 43,4) * 3,14 = 820,2 \text{ кН.}$$

Проверяем условие трещиностойкости:

$$N^n \leq N_{crc},$$

Усилие  $N_{crc}$ , воспринимаемое сечением при образовании трещин равно:

$$N_{crc} = \gamma_i * [R_{bt.ser} * (A + 2 * \alpha * A_{sp}) + p_2]$$

$$0,85 * [2,1 * (1064 + 2 * 5,54 * 14,16) / 10 + 860,2] = 949,1 \text{ кН.}$$

$$N_{crc} = 949,1 \text{ кН} < N^n = 1387,9 \text{ кН.}$$

Условие трещиностойкости не соблюдается, т.е. необходим расчёт по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин:

Ширина раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры  $A_{sp}$  определяется по формуле:

$$a_{crc} = \delta * \varphi_1 * \eta * \sigma_s / E_s * 20 * (3,5 - 100 * \mu)^{3/4} * \sqrt{d};$$

где  $\delta = 1,2$  – для растянутых элементов,

$\varphi_1 = 1,5$  – для постоянных и длительных нагрузок,

$\varphi_1 = 1$  – для кратковременного действия нагрузки,

$\eta = 1,2$  – для канатов,

$\mu$  – коэффициент армирования сечения,

$\mu = A_{sp} / (b * h) = 14,16 / (28 * 38) = 0,0133 < [0,02]$  – коэффициент армирования сечения,

$d = 15$  мм – диаметр каната К-1400,

$E_s = 180000$  МПа – модуль упругости каната,

$\sigma_s$  – напряжение в растянутой арматуре,

$\sigma_s = \frac{Nn-p}{A_{sp}}$  – приращение напряжения от полной нагрузки,

$$p = A_{sp} * \gamma_{sp} * (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) * A_s$$

$$14,16 * 1 * 667 - (11,6 + 40 + 43,4) * 3,14 = 914,6 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{s1} = (1387,9 - 914,6) / 14,16 = 33,43 \text{ кН/см}^2 = 334,3 \text{ МПа.}$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре от постоянной и длительной нагрузок равно:

$$\sigma_{s2} = (972,3 - 914,6) / 14,16 = 4,08 \text{ кН/см}^2 = 40,8 \text{ МПа.}$$

Ширина раскрытия трещин равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3},$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки равна:

$$a_{crc1} = 1,2 * 1,0 * 1,2 * 334,3 / 180000 * 20 * (3,5 - 100 * 0,0133)^3 \sqrt{15} = 0,27 \text{ мм}$$

$$0,27 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,3 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равна:

$$a_{crc2} = 1,2 * 1,0 * 1,2 * 40,8 / 180000 * 20 * (3,5 - 100 * 0,0133)^3 \sqrt{15} = 0,03 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равна:

$$a_{crc3} = 1,2 * 1,5 * 1,2 * 40,8 / 180000 * 20 * (3,5 - 100 * 0,0133)^3 \sqrt{15} = 0,05 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм.}$$

$$\text{Тогда } a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} + a_{crc3} = 0,27 + 0,03 + 0,05 = 0,29 \text{ мм}$$

$$0,29 < [a_{crc}]_{lim} = 0,3 \text{ мм.}$$

Условие по раскрытию трещин соблюдается.

Проверяем прочность нижнего пояса в процессе натяжения по условию (при  $\gamma_{sp} = 1,1$ ):  $A_{sp} * (\gamma_{sp} * \sigma_{01} - 330) < A * R_b * \gamma_{b8}$ ;

$$\sigma_{01} = \sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 906,5 - (49,0 + 81,3 + 14,4) = 761,8 \text{ МПа,}$$

$$\gamma_{b8} = 1,1 \text{ – для проволочной арматуры.}$$

$$14,16 * (1,1 * 761,8 - 330) / 10 < 1064 * 22 * 1,1 / 10;$$

$$719,3 \text{ кН} < 2574,9 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Контролируемое усилие при натяжении канатов равно:

$$N_0 = \sigma_{sp} * A_{sk} = 906,5 * 1,416 / 10 = 128,3 \text{ кН.}$$

### **Расчет первого раскоса (1-2)**

Расчётное сжимающее усилие с учётом  $\gamma_n = 0,95$  от постоянной и длительной нагрузок  $775,3 * 0,95 = 736,5 \text{ кН}$ ,

от кратковременных  $382,5 * 0,95 = 363,4 \text{ кН}$ .

Бетон класса В-40:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $R_b = 22 * 0,9 = 19,8 \text{ МПа}$ .

Сечение раскоса  $18 \times 28 \text{ см}$ ,  $A = 504 \text{ см}^2$ .

Случайный начальный эксцентриситет равен:

$$e_a = l/600 = 390,4/600 = 0,65 \text{ см}, e_a = h/30 = 28/30 = 0,93 \text{ см}, e_a = 1 \text{ см}.$$

Принимаем  $e_a = 1 \text{ см}$ .

Так как  $e_a = 1 \text{ см} < 1/8 * h = 1/8 * 28 = 3,5 \text{ см}$ , то расчётную длину принимаем  $l_0 = 0,9 * l = 0,9 * 390,4 = 351,4 \text{ см}$ .

При  $l_0 = 351,4 \text{ см} < 20 * h = 20 * 28 = 560 \text{ см}$  расчёт ведём как условно центрально сжатого элемента с учётом гибкости  $l_0/h = 560/28 = 20$ , соотношения между усилием  $N_1$  от постоянной и длительной нагрузки и усилием  $N$  от постоянной, длительной и кратковременной нагрузки ( $N_1/N$ ) и количества промежуточной арматуры  $A_{ms}$ .

Условие прочности имеет вид:

$$N \leq \eta * \varphi * (R_b * A_b + R_{sc} * (A_s + A_s')),$$

где  $\eta = 1$  – так как  $h = 28 \text{ см} > 20 \text{ см}$ ,

$$A_b = b * h = 18 * 28 = 504 \text{ см}^2 \text{ – площадь поперечного сечения,}$$

$\varphi$  – коэффициент учитывающий длительное загрузеение, гибкость и характер армирования элемента,

$$\varphi = \varphi_b + 2 * (\varphi_r + \varphi_b) * \mu * R_{sc} / R_b \leq \varphi_r,$$

При отношении  $N_1/N = 736,5/1099,9 = 0,67$

$$\varphi_r = 0,72, \varphi_b = 0,61.$$

Определяем площадь сечения арматуры по формуле:

$$(A_s + A_s') = N / (\varphi * R_{sc}) - R_b * A_b / R_{sc}$$

$$1099,9 * (1000)^* / (0,85 * 365 * (100)^*) - 504 * 22 * (100)^* / (365 * (100)^*) = 5,07 \text{ см}^2.$$

По сортаменту определяем диаметр арматуры 4 Ø14 А-400,  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

Определим коэффициент армирования:

$$\mu = A_s / A_b = 6,16 / 504 * 100\% = 1,22\% > 0,25\%.$$

Уточняем коэффициент  $\varphi$ :

$$\alpha = \mu * R_{sc} / R_b = 0,012 * 365 / 22 = 0,20.$$

Тогда  $\varphi = 0,61 + 2 * (0,72 + 0,61) * 0,2 = 1,15$ .

Окончательно проверяем условие прочности:

$1,0 * 1,15 * (22 * (100) ** 504 + 365 * (100) ** 6,16) = 1533,7 \text{ кН} > 1099,9 \text{ кН}$ , условие прочности выполняется.

### Расчет раскоса (2-3)

Расчётное растягивающее усилие с учётом  $\gamma_n = 0,95$   $N = 855,7 * 0,95 = 812,9 \text{ кН}$ , нормативное  $N^n = 674,6 * 0,95 = 640,9 \text{ кН}$ .

Сечение раскоса  $18 \times 28 \text{ см}$ ,  $A = 504 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения арматуры из условия прочности равна:

$$A_s = N / R_s = 812900 / 36500 = 22,3 \text{ см}^2,$$

По сортаменту определяем диаметр арматуры 8 Ø20 А-400,  $A_s = 25,13 \text{ см}^2$ .

Расчёт по раскрытию трещин:

Вычисляем усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 32500 = 6,15$$

$$N_{\text{crc}} = R_{\text{bt.ser}} * (A + 2 * \alpha * A_s) = 2,1 * (504 + 2 * 6,15 * 25,13) / 10 = 170,7 \text{ кН}.$$

$$N_{\text{crc}} = 170,7 \text{ кН} < N^n = 640,9 \text{ кН}.$$

Условие трещиностойкости не соблюдается, т.е. необходим расчёт по раскрытию трещин.

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равна:

$$a_{\text{crc3}} = \delta * \varphi_l * \eta * \sigma_s / E_s * 20 * (3,5 - 100 * \mu)^3 \sqrt{d};$$

где  $\delta = 1,2$  – для растянутых элементов,

$\varphi_l = 1,5$  – для постоянных и длительных нагрузок,

$\eta = 1,0$  – для стержневой арматуры периодического профиля,

$\mu$  – коэффициент армирования сечения,

$$\mu = A_s / (b * h) = 25,13 / (18 * 28) = 0,05 > [0,035] \quad - \quad \text{коэффициент}$$

армирования сечения,

принимаем сечение  $24 \times 30 \text{ см}$ ,  $A = 720 \text{ см}^2$ .

$$\mu = 25,13 / 720 = 0,034$$

$d=20$  мм – диаметр арматуры А400,

$E_s=200000$  МПа – модуль упругости арматуры,

$\sigma_s$  – напряжение в растянутой арматуре,

$$\sigma_s = \gamma_n * N_{ld}^n / A_s = 0,95 * 472,6 / 25,13 = 17,87 \text{ кН/см}^2 = 179 \text{ МПа.}$$

$$a_{crc3} = 1,2 * 1,5 * 1,0 * 179 / 200000 * 20 * (3,5 - 100 * 0,034)^3 * \sqrt{20} = 0,01 \text{ мм}$$

$$0,01 < [a_{crc}]_{lim} = 0,2 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин при действии кратковременной нагрузки:

- приращение нагрузок при увеличении нагрузки до её полной величины:

$$\Delta \sigma_s = \gamma_n * N_{cd}^n / A_s = 0,95 * 202 / 25,13 = 7,64 \text{ кН/см}^2 = 76,4 \text{ МПа.}$$

- приращение коэффициента ширины раскрытия трещин при  $\varphi_1=1,0$ :

$$\Delta a_{crc} = 1,2 * 1,0 * 1,0 * 76,4 / 200000 * 20 * (3,5 - 100 * 0,034)^3 * \sqrt{20} = 0,002 \text{ мм.}$$

Полная ширина раскрытия трещин равна:

$$a_{crc} = \Delta a_{crc} + a_{crc3} = 0,01 + 0,002 = 0,012 \text{ мм} < [a_{crc}]_{lim} = 0,3 \text{ мм.}$$

Следовательно, сечение удовлетворительно.

Менее нагруженные элементы не рассчитываются, в сечениях арматуру принимаем из конструктивных соображений.

В данной работе на конкретном примере был рассмотрен расчет фермы с параллельными поясами. Исходя из климатических особенностей и заданных технических характеристик, были подобраны оптимальные конструктивные решения. Было проверено соблюдение выполнений всех нормативных условий.

### **Библиографический список:**

1. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования//Учебное пособие для студентов строительных

специальностей. Под редакцией проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. - Брест, БГТУ - 2003 – с. 380

2. СНБ 5.03.01–02” Бетонные и железобетонные конструкции“. – Мн.: Стройтехнорм - 2003 г. – 274 с.

3. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР - 1988. - 36 с.

*Оригинальность 74%*