

МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ ЛЕСТНИЧНОГО МАРША С ПОЛУПЛОЩАДКАМИ

Николаева Л.Г.

Жезказганский политехнический колледж

Экономикалық тиімді темір-бетон конструкцияларды жобалау олардың әсер ететін күшке жұмыс істеу ерекшелігін білуге, олардың конструктивтік формасын дұрыс таңдауға, қажетті есептен дәлелденген типтік және үйлестірілген конструкциялар пайдалануға негізделген.

Ғимараттау және үймәреттер жобалаумен айналысатын техник-құрылысшылар объектілер салу әдісімен, және оларды есептеу, құрастыру мәселелерімен таныс болу керек.

Сондықтан осы әдістеменің мақсаты оқушыға өз бетінше баспалдақ жарты алаңды баспалдақ адымын есептеуге жобалаудың қазіргі талаптарын ескеріп шығаруға көмектеседі.

Projecting economic effective pre-fabricated ferro-concrete structures is based on the knowledge of feature of their working load, in right choice of constructive forms, in application of typical and unify decisions, according calculation.

РАСЧЕТ ЛЕСТНИЧНОГО МАРША, ОБЪЕДИНЕННОГО С ПЛОЩАДКАМИ

Задание. Рассчитать лестничный марш шириной 1,35 м, объединенный с площадками для жилого здания. Марш имеет ребристую конструкцию с двумя гнутыми косоурами. Ступени облицовываются накладными проступями, а площадки плитками толщиной 30 мм на цементно - песчаном растворе толщиной 15 мм. Основные размеры марша 5760х1350х1650 мм.

Класс бетона В25. Рабочая продольная арматура из стали класса А-III.

1 Расчет косоуров

1.1 Нагрузка

Нормативная временная нагрузка в соответствии с таблицей «Временные и нормативные нагрузки на перекрытия и коэффициенты надежности по нагрузке» принята 4000 Н/м² [1], коэффициент надежности по нагрузке -1,2; толщина проступи и подступенка 5 см, высота сечения косоура ориентировочно

$$h = \frac{1}{20} \leq \frac{1}{20} 6000 = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см}$$

Ширина сечения 10 см.

Нагрузку на 1 погонный метр горизонтальной проекции марша смотрите по таблице 1.1

Таблица 1.1 - Нагрузка на 1 погонный метр горизонтальной проекции марша

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, н/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, н/м
Накладные проступи и плитки	1,4x0,03x25000	1050	1,1	1155
Цементный раствор	1,2x0,015x18000	330	1,3	429
Проступи	1,2x0,05x25000	1500	1,3	1950
Подступенки	$\frac{1.2 \times 0.05 \times 0.15 \times 25000}{1.3}$	750	1,3	975
Ограждения	250	250	1,3	325
Два косоура	$\frac{0.2 \times 0.3 \times 25000}{\cos 26^{\circ} 30'}$	1680	1,1	1848
Постоянная нагрузка	-	5560	-	6672
Временная нагрузка	1,4x4000	5600	1,2	6720
Полная нагрузка	-	11160	-	13402
Округленно принято	-	11200	-	13500

1.2 Расчет косоуров по прочности

Расчетная схема. При расчете на прочность для упрощения принята расчетная схема (рис. 3)[4]. Расчетное поперечное сечение двух косоуров марша может быть принято таврового профиля[2] (смотрите рисунок 2), ширина ребра которого равна удвоенной ширине сечения косоура, а ширина полки- ширине марша.

1.2.1 Расчет прочности по нормальному сечению

Максимальный изгибаемый момент

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{13500 * 5.66^2}{8} = 54060 \text{ Н} * \text{м} = 54,1 \text{ кН} * \text{м}$$

Целесообразный пределы высоты балок таврового профиля могут быть определены по формуле:

$$h = (15;20) \sqrt[3]{M} = (15;20) \sqrt[3]{54.1} = (15;20) \cdot 1.52 = (22.8;30.4) \text{ см}$$

Принято $h=30$ см.

При арматуре $d=25$ мм, расположенный в один ряд, рабочая высота может быть принята

$$h_0 = h - h_{з.с} - \frac{d_1}{2} = 30 - 2.5 - \frac{2.5}{2} = 26 \text{ см};$$

$h_{з.с}$ - высота защитного слоя.

Ширина ребра расчетного сечения принята $b = 2 \times 10 = 20$ см.

Толщина полки может быть принята равной толщине проступи, т.е. $h_f = 5$ см[4].

1.2.2 Подбор площади сечения продольной арматуры

По условию (при $\xi < \xi_R$) $M < R_b \gamma_{b2} b_f h_f (h_0 - 0.5h_f) + R_{sc} A_s (h_0 - a)$ устанавливаем расчетный случай для таврового сечения (при $x = h_f$; $b_x = b_f$) при $M < R_b \gamma_{b2} b_f h_f (h_0 - 0.5h_f)$ – нейтральная ось проходит в полке [3].

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}, \gamma_{b2} = 0,9; b = 20; b_f = 120 \text{ см.}$$

$$5406000 < 14,5(100)0,9 \times 120 \times 5(26 - 0,5 \times 5) = 18400500 \text{ Н/см}$$

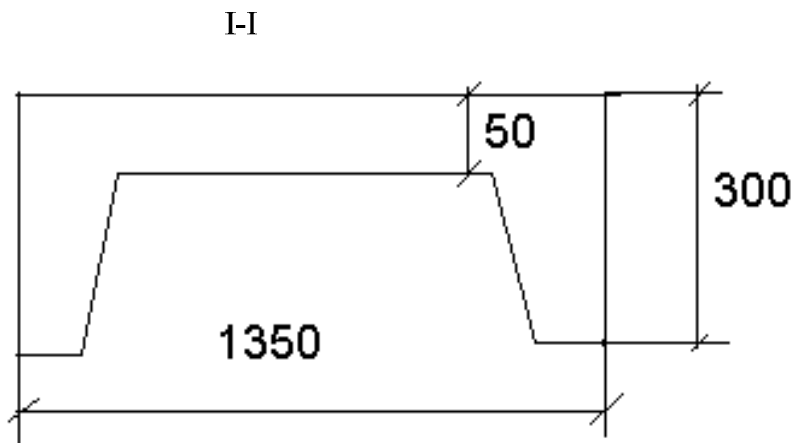


Рис. 1. Фактическое поперечное сечение косоура

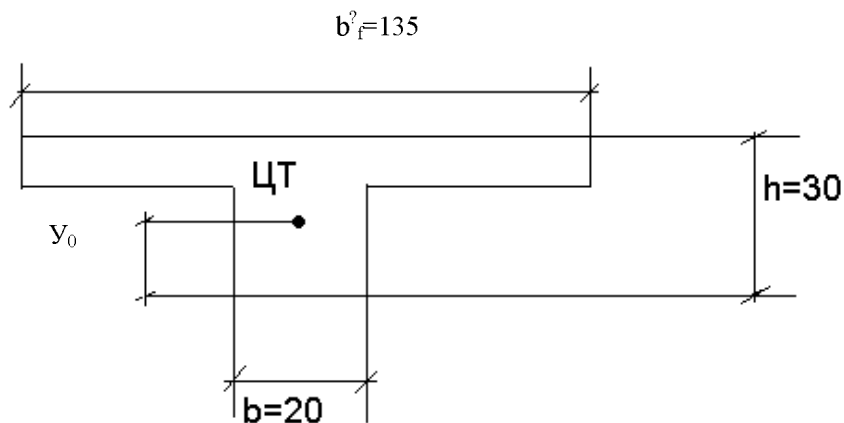


Рис 2. Расчетное сечение косоуров

условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке, расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной $b_f = 120$ см. [1] Вычисляем:

$$\alpha_0 = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_{b2} b_f h_0^2} = \frac{5406000 \cdot 0,95}{14,5(100)0,9 \cdot 120 \cdot 26} = 0,049$$

$$\eta = 0.975; \xi = 0.005; R_s = 280$$

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{5406000 \cdot 0.95}{0.975 \cdot 26 \cdot 280(100)} = 7.24 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø22 А-II $A_s = 7,6 \text{ см}^2$ (незначительный перерасход арматуры)[2].
В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу Кр-1[4].

1.2.3 Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Поперечная сила на опоре.

$$Q = \frac{q \ell_o}{2 \cos \alpha} = \frac{13500 \cdot 5.66}{2 \cdot 0.867} = 44060 \text{ Н} = 44.1 \text{ КН}$$

$$Q_{\max} = 44.1 \cdot 0.95 = 42 \text{ КН}$$

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось с по формулам:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot V_{b2} \cdot b \cdot h_o^2, \text{ где} \quad (1.1)$$

$$\varphi_n = 0; \varphi_f = 2 \cdot \frac{0.75 \cdot (3h_f) \cdot h_f}{bh_o} = 2 \cdot \frac{0.75 \cdot (3 \cdot 5) \cdot 5}{20 \cdot 26} = 0.216 < 0.5$$

$$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа};$$

$$(1 + Y_f + Y_n) = 1 + 0.216 = 1.216 < 1.5$$

$$B_b = 2 \cdot 1.216 \cdot 1.05 \cdot 0.9 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 26^2 \cdot 3.1 \cdot 10^6 \text{ Н/см.}$$

В расчетном наклоне сечения

$$Q_b = Q_{su} = Q/2, \quad (1.2)$$

а т.к. по формуле

$$Q_b = B_b/2, \text{ то } C = B_b/0.5Q_{\max} = 3.1 \cdot 10^6 / 0.5 \cdot 42000 = 148 \text{ см},$$

что больше $C' = 2 \cdot h_o = 2 \cdot 26 = 52 \text{ см.}$

Тогда

$$Q_b = B_b/C = 3.1 \cdot 10^6 / 52 = 60 \cdot 10^3 \text{ Н} = 60 \text{ КН},$$

что больше $Q_{\max} = 42 \text{ кН}$ следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется [3].

В $1/4$ пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни диаметром $\varnothing 8$ из стали класса А-I

По конструктивным требованиям по горизонтальным участкам косоуров ставим поперечные стержни с шагом $S = h/2 = 15 \text{ см} = 150 \text{ мм}$

На наклонном участке косоура поперечные стержни ставим с шагом 200 мм.

Проверяем прочность марша по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле:

$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o, \quad (1.3)$$

где $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7.75 \cdot 0.0044 = 1.17$.

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \cdot 14.5 \cdot 0.9 = 0.87$$

$$Q = 42000 \leq 0.3 \cdot 1.17 \cdot 0.87 \cdot 14.5 \cdot (100) \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot 26 = 207225 \text{ Н}$$

условие соблюдается, прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

1.3 Расчет лестничного марша по деформациям

Изгибающий момент в середине пролета равен:

$$M^n = (q^n + p^n) \ell_o^2 \cdot 0.95/8 = (6672 + 6720) \cdot 5.66^2 \cdot 0.95/8 = 51.42528 \text{ Н} \cdot \text{М} = 51.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

постоянная нормативная $q^n = 5560 \cdot 1.35 = 6672 \text{ Н/м}$

Постоянная расчетная $q = 6672 \cdot 1.35 = 8006.4 \text{ н/м}$

Временная нормативная $p^n = 5600 \cdot 1.35 = 6720 \text{ н/м}$

Расчетная $p = 6720 \cdot 1.35 = 8064 \text{ н/м}$, в том числе временная длительная нормативная $p_{ld}^n = 5560 \cdot 1.35 = 6672 \text{ н/м}$; временная длительная расчетная

$p_{ld} = 5560 \cdot 1.2 \cdot 1.2 = 8006.4 \text{ н/м}$; кратковременная нормативная

$p_{cd}^n = 5600 \cdot 1.2 = 6720 \text{ н/м}$; кратковременная расчетная

$p_{cd} = 5600 \cdot 1.2/1.2 = 8064 \text{ н/м}$.

Момент от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок:

$$M_{ld}^n = (q^n + p_{ld}^n) \ell_o^2 \cdot 0.95/8 = (6672 + 6672) \cdot 5.66^2 \cdot \frac{0.95}{8} = 51240.96 \text{ Н} \cdot \text{М} = 51.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

От нормативной кратковременной нагрузки:

$$M_{cd}^n = p_{cd}^n \cdot \ell_o^2 \cdot 0.95/8 = 6720 \cdot 5.66^2 \cdot 0.95/8 = 26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения марша:

А-II-стержневая горячекатаная арматура периодического профиля марша из стали класса ВСт5, стержней Ø 10-40мм, ГОСТ 5781-82;
 $R_{sn}(R_{s,ser}) = 295\text{МПа}; R_s = 280\text{МПа}$

$$R_{sw} = 225\text{МПа}; R_{sc} = 280\text{МПа}; E_s = 210000\text{МПа}$$

$$E_b = 27000\text{МПа}$$

$$\alpha = E_s / E_b = 210000 / 27000 = 7.8$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{b \cdot h_o} \alpha = \frac{7.24 \cdot 7.8}{20 \cdot 26} = \frac{56.472}{520} = 0.11$$

$$\varphi = \frac{(b'_f - b)h'_f}{b h_o} = \frac{(120 - 20)5}{20 \cdot 26} = \frac{500}{520} = 0.96$$

В начале проверяют условие $M_r \leq M_{crc}$, при соблюдении которого нормальные трещины в наиболее нагруженном сечении по середине пролета не образуются[1]. Момент от полной нормативной нагрузки $M^n = 51.4 \text{ кН*м}$. Момент трещинообразования $M_r \leq M_{crc}$ вычисляют по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm W_{rp}, \quad (1.4)$$

где W_{pl} - упругопластический момент сопротивления;
 $W_{rp}=0$ принимаем

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \quad (1.5)$$

Для таврового сечения в сжатой зоне $\gamma=1,95$, а упругий момент сопротивления сечения для растянутой грани сечения:

$$W_{red} = I_{red} / y_0; y_0 = S_{red} / A_{red} \quad (1.6)$$

Для вычисления I_{red} и y_0 определяем площадь приведенного сечения по формуле:

$$A_{red} = A + \alpha A_{SP} + \alpha A'_{SP} + \alpha A_S + \alpha A'_S, \quad (1.7)$$

где $A_{SP}, \alpha A'_{SP}$ - площадь сечения напрягаемой арматуры;
 $\alpha A_S, \alpha A'_S$ - площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

$$\alpha A'_{SP} = 0; \alpha A_S = \alpha A'_S = 0,5 + 0,79 = 1,29 \text{ см}^2$$

$$A_{red} = A + A_{Sa} = 120 \times 5 + 20 \times 34 + 7,24 \times 7,8 = 1337 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани ребра.

$$S_{red} = S_0 + A_{Ss} = 120 \times 5 \times 37 + 20 \times 34 \times 17 + 7.24 \times 7.8 \times 5 = 34072 \text{ см}^3$$

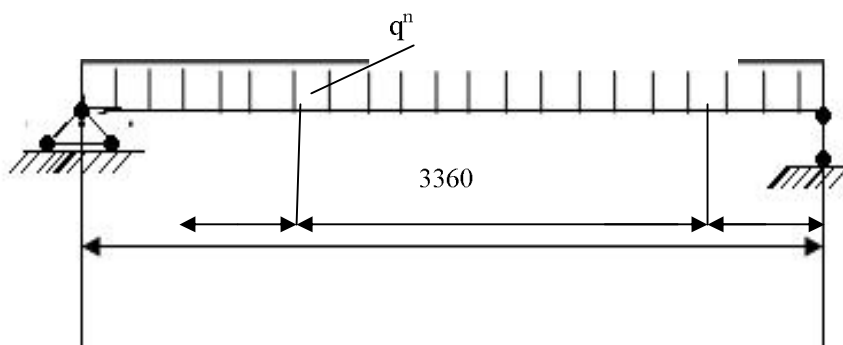


Рис 3. Расчетная схема косоуров при определении прогиба

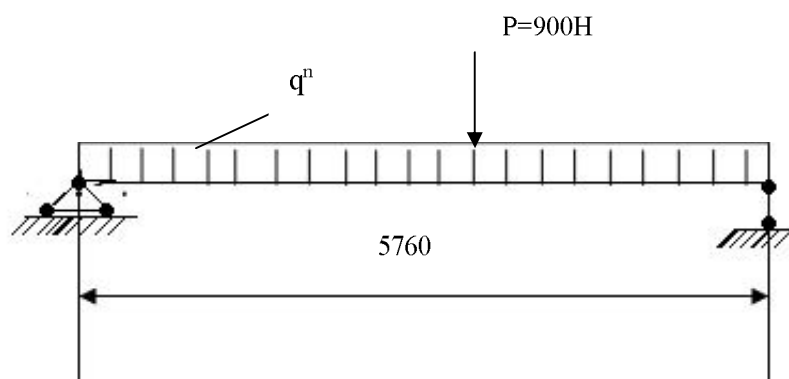


Рис 4. Расчетная схема косоуров при проверке на зыбкость.

Расстояние от центра тяжести площади приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 34042 / 1337 = 26 \text{ см}$$

$$h - y_0 = 30 - 26 = 4 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести сечения

$$I_{red} = I + a A_S y_S^2 = \frac{120 \cdot 5^2}{12} + 120 \cdot 5 \cdot 10^2 + \frac{20 \cdot 34^3}{12} + 20 \cdot 34 \cdot 10^2 + 7.8 \cdot 7.24 \cdot 21^2 = 821322 \text{ см}^2$$

где $y_S = y_0 - a = 26 - 5 = 21$ см, при этом в формуле слагаемые с $A_{SP}, A'_{SP}, A_S, A'_S$ исключены, т.к. $A_{SP} = 0; A'_{SP} = 0; \alpha A_{SP}$ не учтены в виду малости.

Момент сопротивления

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 821322 / 26 = 31589 \text{ см}^3$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 31589 = 55281 \text{ см}^3$$

Момент трещинообразования:

$M_{\text{крс}} = R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}} = 1,6(100)55281 = 8845006$ Нхсм=88,6 кНхсм, что больше $M^{\text{II}} = 51,4$ кНхм, следовательно трещина не образуется и не нужен расчет прогибов с учетом образования трещин в растянутой зоне.

1.4 Проверка лестничного марша на зыбкость

Проверка производится на действие сосредоточенного груза $P=1$ кН; добавочного к полной нормативной нагрузке. При этом увеличение прогиба не должно превосходить 0,7 мм. Составляющая веса груза, перпендикулярная оси косоуров.

$$P_A = P \cos \alpha = 1 \times \cos 26^\circ 30' = 0,9 \text{ кН}$$

Изгибающий момент от нормативной нагрузки и веса груза. $M_{\text{звб}} = M^{\text{II}} + \frac{P_A l_0}{4} = 51,4 + \frac{0,9 \cdot 5,66}{4} = 52,7$ кНм

Так как мало отличается от M^{II} , то при расчете на зыбкость без большой погрешности можно принять

$$B = \frac{h_0 Z_1}{\frac{\psi_S}{E_S A_S} + \frac{\psi_B}{(\varphi_f + E) \nu E_B b h_0}} \quad (1.8)$$

$\nu = 0,45$ - при кратковременной нагрузке.

$$Z_1 = h_0 \left[1 - \frac{(h'_f / h_0 \varphi_f + \xi^2)}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \quad (1.9)$$

$$\varphi_f = \frac{[(b'_f - b)h'_f + (a/\nu)A_s]}{b h_0} \quad (1.10)$$

$$\varphi_f = 0,96$$

$$E_s = 210000 \text{ МПа}; E_b = 27000 \text{ МПа}; A_s = 7,24 \text{ см}^2$$

$$b = 20 \text{ см}; h_0 = 26 \text{ см}$$

$$\psi_b = 0,9 \quad \psi_S = 1,25 - \varphi_{\text{ls}} \varphi_m; \varphi_{\text{ls}} = 1,1$$

$$\varphi_m = \frac{R_{\text{bn,ser}} \cdot W_{\text{pl}}}{M^{\text{II}}} < 1,0 \quad (1.11)$$

$$\varphi_m = \frac{51,4}{88,6} = 0,58$$

$$\psi_S = 1,25 - 1,1 \times 0,58 = 0,612$$

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + a)}{10MA}} = \frac{1}{(1.8 + \frac{1 + 5(0.00002 + 0.87)}{10 \cdot 0.11})} = 0.15$$

$$\lambda = \varphi_f \left[\frac{1 - h'_f}{(2h_0)} \right] = 0.96 \left[\frac{1 - 5}{2 \cdot 26} \right] = 0.87$$

$$\delta = \frac{M^n}{R_{bt,ser} b h_0^2} = \frac{51.4}{(1.6(100)20 \cdot 26^2)} = 0.00002$$

$$M_a = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{7.24 \cdot 210000}{20 \cdot 26 \cdot 27000} = 0.11$$

Жесткость, равную жесткости при действии нагрузки $q^n=0,9$ кН/м

$$Z_1 = 26 \left[1 - \frac{(5/26)0.96 + 0.15^2}{2(0.96 + 0.15)} \right] = 0.9$$

$$B = 26 \cdot 0,9 / [(0,612 / (210000 \cdot 7,24) + 0,9 / (0,96 + 0,15)] \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 27000 \cdot 26 = 23400000 \text{ Н} \cdot \text{см}^2 = 234 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

В этом случае увеличение прогиба при действии добавочного груза составит

$$\Delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{P_a \cdot l_0^3}{B} = \frac{1}{48} \cdot \frac{0.9 \cdot 5.66^3}{234} = 0.06 \text{ м} < 0.07 \text{ м}$$

Следовательно, условие удовлетворяется.

1.5 Расчет поперечных стержней входящего угла косоура

Поперечная арматура входящего угла косоура должна воспринимать равнодействующую усилий в продольных стержнях каждого косоура.

$$P_1 = 2R_s A_s \cos \frac{\gamma}{2} = 2 \cdot 28 \cdot 7.24 \cdot \cos \frac{153^\circ 30'}{2} = 96.1 \text{ кН}$$

$$\text{где } \dots \gamma = 180 - \alpha = 180^\circ - 26^\circ 30' = 153^\circ 30'$$

Необходимое сечение всей поперечной арматуры из стали класса А-І.

$$A_{s\omega} = \frac{P_1}{R_s} = \frac{96.1}{22.5} = 4.3 \text{ см}^2$$

Эта арматура должна располагаться по длине

$$S = htg \frac{3}{8} \gamma = 30 \text{ tg} \frac{3}{8} \cdot 153^\circ 30' = 47.5 \text{ см}$$

Стержни приняты Ø8А-І мм.

1.6 Анкеровка продольной арматуры косоуров

Длина запуска продольной растянутой арматуры за грань опорной полки ригеля составляет 10 см, что меньше $10d_1 = 10 \cdot 2,5 = 25$ см. Поэтому предусматриваем на концах косоуров установку закладной детали в виде равнобокого уголка 80x10, к которому с помощью прокладки, обеспечивающей

требуемый защитный слой приваривается двусторонним швом рабочая арматура косоуров.

2 Расчет полки площадочной части марша

Пренебрегая некоторым защемлением в косоурах и торцовой балке, полку рассматриваем как правило прямоугольную плиту, свободно опертую по контуру, имеющую в плане размеры.

$$l_1 = 1350 - 2 \cdot 100 = 1150$$

$$l_2 = 1330 - 30 - 100/2 = 1250$$

Толщина полки принята $h_f = 50$ мм. Принимая в обоих направлениях полки одинаковую арматуру, а также учитывая, что на опорах моменты могут быть приняты равными нулю, формула для определения величины изгибающего момента в середине полки методом предельного равновесия может быть

представлена в виде: $\frac{q l_1^2 (3 l_2 - l_1)}{12} = 2M(l_2 + l_1)$ Отсюда изгибающий момент в полосе шириной $b=1$, $M=100$ см.

Таблица 1.2 - Нагрузка на 1 м² полки.

Вид нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка, н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, н/м ²
Собственный вес полки	0,05х25000	1250	1,1	1375
Накладные плитки	0,03х25000	750	1,3	975
Цементно-песчаный раствор	0,015х18000	270	1,3	351
Временная нагрузка	-	4000	1,2	4800
Полная нагрузка	-	-	-	7501
Округленно принято	-	-	-	7500

$$M = \frac{q l_1^2 (3 l_2 - l_1)}{24(l_2 + l_1)} = \frac{7.5 \cdot 100^2 (3 \cdot 125 - 115)}{24 \cdot (125 + 115)} = 3819.5 \text{ кн} \cdot \text{см.}$$

Арматура из стали класса Вр-I располагаем в середине толщине полки При этом

$$h_o \frac{h_f}{2} = \frac{50}{2} = 25 = 2.5$$

$$\lambda_o = M / (R \theta \gamma_{b2} \theta h_o^2) = 3819.5 / (14.5 / 100) \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot 26^2 = 0.0217$$

$$\gamma_o = 0.990$$

Необходимое сечение арматуры выделенной полосы

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma_o h_o} = \frac{3819.5}{28 \cdot 0.990 \cdot 2.5} = 0.55 \text{ см}^2$$

Подбираем сетку с рабочей арматурой в обоих направлениях из обыкновенной арматурной проволоки. Марка сетки 100/100/3/3. Расстояние по осям между стержнями продольными - 100мм, поперечными - 100мм. Диаметр стержня продольного и поперечного 3мм. Площадь сечения арматуры на 1 пог./м. продольной арматуры [1] 0,73см², поперечной 0,71см², теоретический вес 1м² сетки-1,18кг. Ширина сетки поясом крайних стержней 1700мм, 2300мм.

Л и т е р а т у р а

1. А.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций». Москва Стройиздат 1989г.
2. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов «Железобетонные конструкции. Общий курс». Москва Стройиздат 1991 г.
3. Ю.М. Соловей «Основы строительного дела». Москва Стройиздат 1989г.
4. Н.М.Кувалдин «Примеры расчета железобетонных конструкций». 1967г.
5. СНиП «Лестницы железобетонные» серия 1.050.1-1с.