

<b>СОДЕРЖАНИЕ</b>		<b>с</b>
	Введение	5
<b>1</b>	<b>Расчет ребристой плиты</b>	<b>7</b>
1.1	Исходные данные	7
1.2	Расчёт плиты по прочности	10
1.3	Расчёт плиты по второй группе предельных состояний	18
1.3.1	Расчёт по образованию трещин	19
1.3.2	Расчёт ширины раскрытия трещин	20
1.3.3	Расчёт плиты по прогибам	23
<b>2</b>	<b>Расчёт сборного ригеля поперечной рамы</b>	<b>26</b>
2.1	Вариант ригеля с тремя каркасами	26
2.1.1	Расчётные нагрузки	26
2.1.2	Расчётные пролёты ригеля	27
2.1.3	Расчётные изгибающие моменты	27
2.1.4	Расчётные поперечные силы	29
2.1.5	Расчёт ригеля на прочность по нормальным сечениям	29
2.1.6	Определение площади поперечного сечения поперечной арматуры на отрыв	32
2.1.7	Расчёт крайнего ригеля на прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил	33
2.1.8	Определение длины приопорных участков крайнего ригеля	35
2.1.9	Обрыв продольной арматуры в крайнем ригеле. Построение эпюры несущей способности ригеля	37
2.2	Вариант ригеля с двумя каркасами	42
2.2.1	Расчёт арматуры	42
2.2.2	Определение площади поперечного сечения поперечной арматуры на отрыв	44
2.2.3	Расчёт среднего ригеля на прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил	44
2.2.4	Определение длины приопорных участков среднего ригеля	46
2.2.5	Обрыв продольной арматуры в среднем пролёте. Построение эпюры несущей способности ригеля	47
<b>3</b>	<b>Расчёт сборной железобетонной колонны</b>	<b>50</b>
3.1	Расчет колонны на сжатие	50
3.2	Расчёт колонны на поперечную силу	57
3.3	Расчет консоли колонны	58

<b>Библиографический список</b>	61
<b>Приложения</b>	
Приложение А. Сортамент арматуры	63
Приложение Б. Нормативные и расчётные сопротивления и модули упругости бетона	64
Приложение В. Нормативные и расчётные сопротивления и модули упругости арматуры	65
Приложение Г. Соотношение между диаметрами поперечных и продольных стержней в сварных каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки	66
Приложение Д. Коэффициент продольного изгиба при длительном и кратковременном действии нагрузки	66
Приложение Е. Значения коэффициента ползучести	66
Приложение Ж. Сортамент арматуры выпускаемой Западно - Сибирским металлургическим комбинатом	67
Приложение И. Размеры арматурной стали периодического профиля	68
Приложение К. Минимальные расстояния между осями стержней одного направления	68
Приложение Л. Графическая часть курсового проекта	69

## ВВЕДЕНИЕ

В настоящих методических указаниях рассмотрено проектирование и конструирование элементов междуэтажного перекрытия и каркаса здания (ребристой плиты, неразрезного ригеля, средней колонны) в сборном железобетоне по серии ИИ 20(420), приведены примеры расчётов.

Статический расчёт неразрезного ригеля выполнен аналитическим методом предельного равновесия по рекомендациям п.3 [6]. По согласованию с преподавателем определение усилий в ригеле и колонне может выполняться из расчёта рамы с помощью программно-вычислительных комплексов (ПВК) численными методами (например, используя ПВК SCAD\*). Выполнить учёт неупругих деформаций бетона и возможности образования трещин (пункт 4 статья 16 [1]) по указаниям пункта 3.6 [6] или по статье А.С. Залесова «Разработка предложений по статическому расчёту железобетонных элементов с учётом физической нелинейности» (см. журнал «Строительная механика и расчёт сооружений», №5 за 2007 г.).

Расчёт сечений элементов конструкций производится в соответствии с частью 3 статьи 42 [1] и распоряжением Правительства РФ от 21.06.2010 №1047-р, по которому обязательными разделами СНиП[3] являются 3-8, т.е. расчёты по I и II группе предельных состояний.

Расчёт ребристой плиты, неразрезного ригеля, средней колонны выполнен по несущей способности. А для продольного ребра сборной плиты также даны примеры расчёта прочности по деформационной модели и по предельным состояниям второй группы: по прогибам и раскрытию трещин. По согласованию с преподавателем расчёт по деформационной модели может быть выполнен с использованием ЭВМ в программе NormCAD. Расчёт консоли по поперечной силе приведен по действующим нормативам и по СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

Вопросы конструирования железобетонных элементов

---

\* Труш Л.И. Программно-вычислительный комплекс SCAD для расчёта железобетонных конструкций: Учебное пособие.- Н.Новгород: ННГАСУ, 2004.-101 с.

подробно изложены в нормативных документах и других литературных источниках, приведенных в библиографическом списке в конце Методических указаний.

Для удобства выполнения проекта исходные данные Нормативных документов и других источников, используемых при проектировании, приведены в таблицах в приложениях к настоящим Методическим указаниям. В приложении Ж приведён прокат класса А500СП, А500С, В500С промежуточных диаметров. Согласно рекомендациям НИИЖБ доказано, что применение проката промежуточного сортамента позволит уменьшить расход рабочей и конструктивной арматуры на 12-19%. Статья И.Н. Тихонова, В.З. Мешкова, И.Н. Сурикова (НИИЖБ), А.Э. Белоусова, Е.С. Савохина (Мосгосэкспертиза) «Применение новых видов арматуры - важный ресурс снижения себестоимости» (См. журнал «Бюллетень строительной техники», № 5 за 2008 г.).

Графическая часть проекта приведена в приложении И. Она выполняется ручным или компьютерным способом (по согласованию с преподавателем) на стандартных форматах чертёжной бумаги в соответствии с требованиями стандарта ННГАСУ и кафедры. Общий объём графической части составляет семь листов формата А3 и три листа формата А4.

**Без задания на проектирование курсовые проекты к проверке не принимаются. Только проверенные работы принимаются к защите. При защите выполненной работы нужно быть готовым к ответам на вопросы: «Почему так сделано?», «Почему принято такое решение?» и т.п.**

## 1. РАСЧЁТ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ

### 1.1. Исходные данные

Для сборного железобетонного перекрытия, представленного на плане и разрезе рисунка 1, требуется рассчитать сборную ребристую плиту с ненапрягаемой арматурой в продольных ребрах. Сетка колонн  $l \times l_k = 6,2 \times 6,0$  м. Направление ригелей междуэтажных перекрытий поперёк здания. Нормативное значение временной нагрузки на междуэтажные перекрытия  $11,7 \text{ кН/м}^2$ , из них длительная составляющая равна 50%. Коэффициент надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 1,0$  (статья 16 пункт 7 [1]), коэффициенты надежности по нагрузке: временной -  $\gamma_f = 1,2$ ; постоянной -  $\gamma_f = 1,1$ . Бетон тяжелый класса В15.

По таблицам Приложения «Б» расчетные сопротивления бетона  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$  и  $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$ ; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{bt} = 1,0$ , так как присутствует нагрузка непродолжительного действия составляющая более 10 % (см. СП [4], п. 5.1.10). С учётом этого значения коэффициента  $\gamma_{bt}$ , принимаемые далее в расчётах по несущей способности (первая группа предельных состояний) величины расчетных сопротивлений равны:

$$R_b = 1,0 \cdot 8,5 = 8,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,0 \cdot 0,75 = 0,75 \text{ МПа}.$$

Для расчета по второй группе предельных состояний (образования и ширины раскрытия трещин, прогиба) расчетные сопротивления бетона будут  $R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,10 \text{ МПа}$ ; модуль упругости бетона  $E_b = 24000 \text{ МПа}$  (табл. 5.4. [4] или таблица Приложения Б). Принятые классы арматуры и ее расчетные сопротивления приводятся ниже.

Основные размеры плиты (рисунок 2):

- длина плиты  $l_n = l_k - 450 \text{ мм} = 6000 - 450 = 5550 \text{ мм}$ ;
- номинальная ширина  $B = l : 4 = 6200 : 4 = 1550 \text{ мм}$ ;
- конструктивная ширина  $B_1 = B - 15 \text{ мм} = 1550 - 15 = 1535 \text{ мм}$ .

Высота плиты ориентировочно определяется по выражению:

$$h = \frac{l_n}{15} = \frac{5550}{15} = 370 \text{ мм} \leq 400 \text{ мм}$$

Принимаем  $h = 400 \text{ мм}$ .

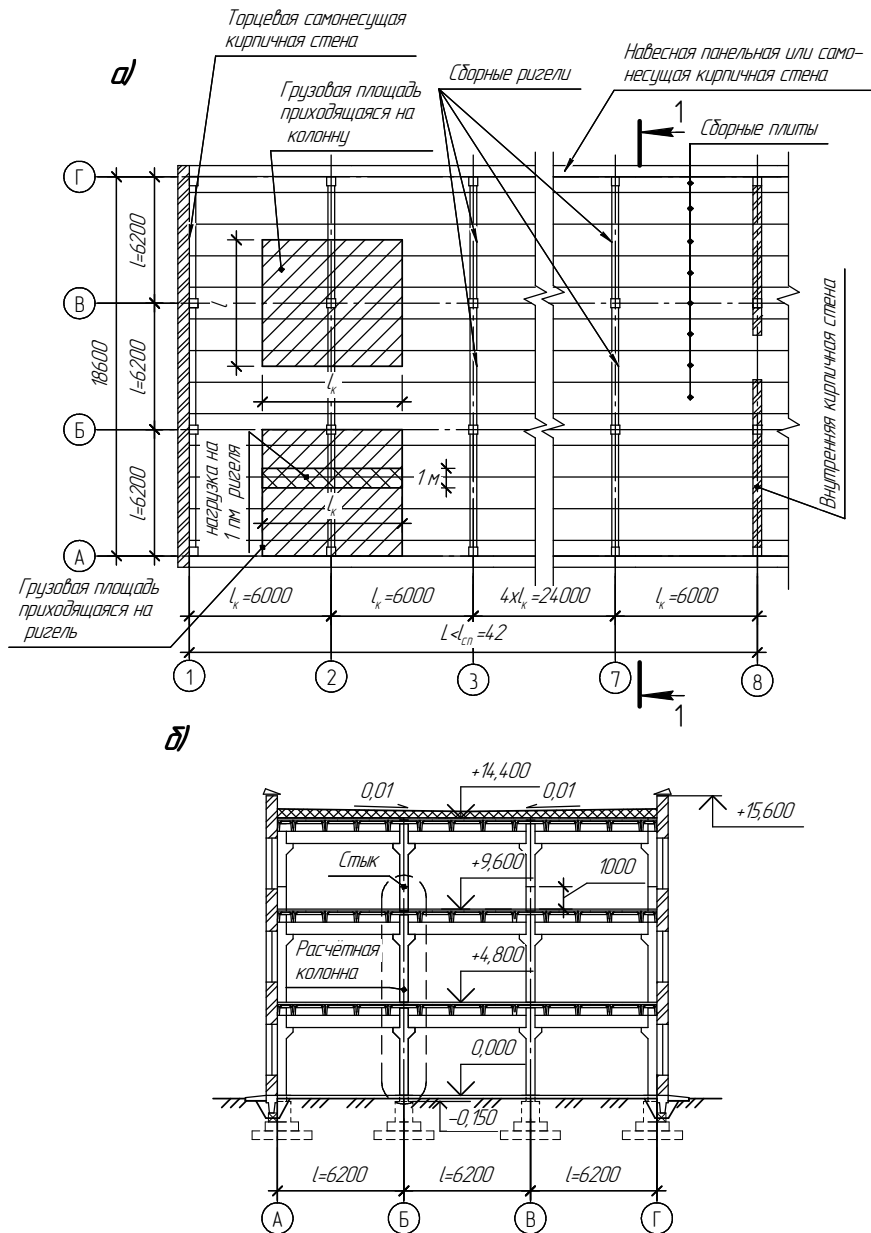


Рисунок 1 - Конструктивная схема многоэтажного каркасного здания.  
а – план перекрытия; б – разрез здания 1-1

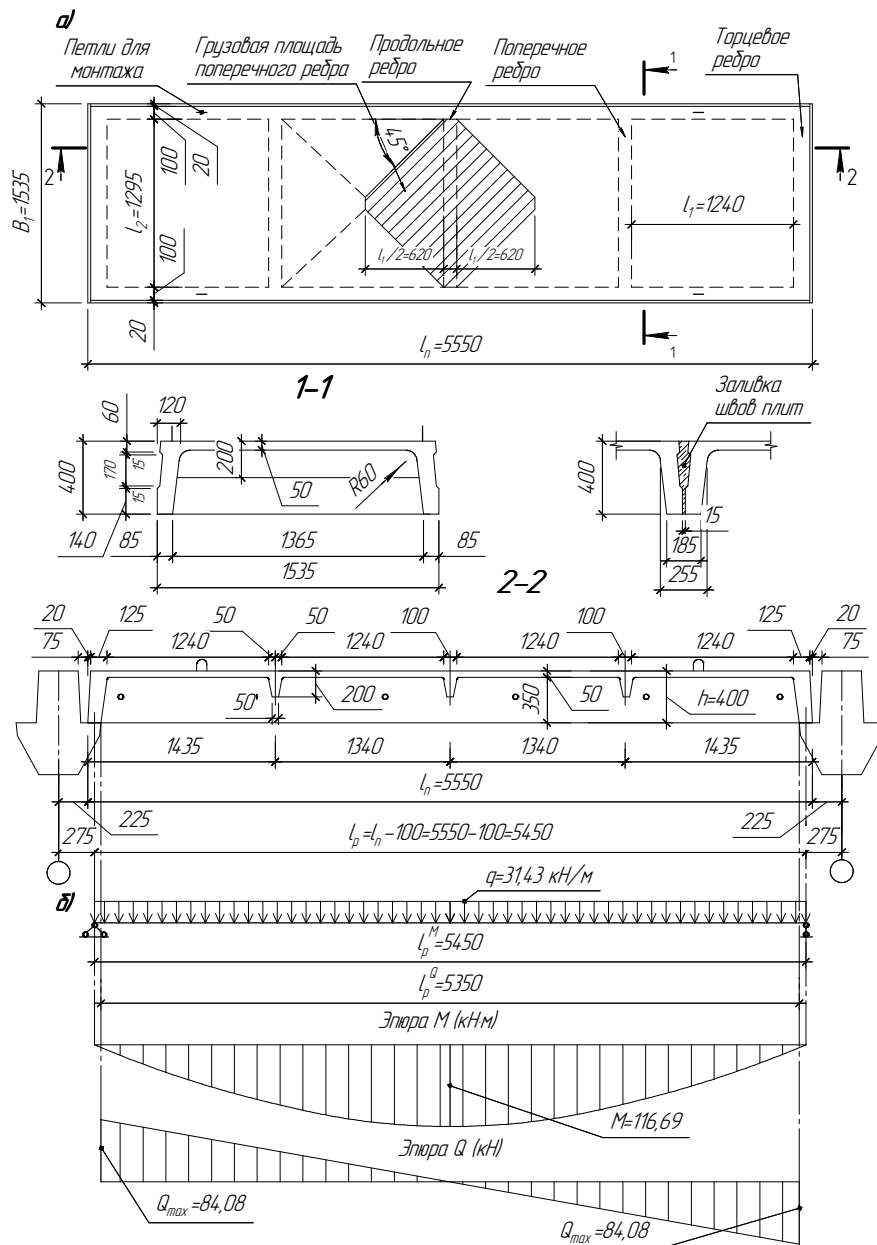


Рисунок 2 – К расчёту ребристой плиты.  
а– геометрические размеры; б – расчётная схема продольного ребра.

## 1.2. Расчет плиты по прочности

(первая группа предельных состояний)

### Расчет полки плиты.

Толщина полки принята  $h'_f = 50$  мм.

Пролёты полки в свету по рисунку 2а: больший размер

$$l_2 = B_1 - 240 \text{ мм} = 1535 - 240 = 1295 \text{ мм.}$$

Меньший размер:

$$l_1 = \frac{l_n - 590}{4} = \frac{5550 - 590}{4} = 1240 \text{ мм}$$

Расчётная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  полки:

Постоянная с коэффициентом надёжности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ :

- вес полки:  $\gamma_f \cdot h'_f \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,05 \cdot 25 = 1,375 \text{ кН/м}^2$ ,  
где  $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  - вес  $1 \text{ м}^3$  тяжелого железобетона;
- вес пола и перегородок  $1,1 \cdot 2,5 = 2,75 \text{ кН/м}^2$ . (при отсутствии сведений о конструкции пола и перегородок, их нормативный вес принят  $2,5 \text{ кН/м}^2$ ).

Итого постоянная нагрузка:  $g_0 = 1,375 + 2,75 = 4,125 \text{ кН/м}^2$ .

Временная нагрузка (с  $\gamma_f = 1,2$ ):  $p_0 = 1,2 \cdot 11,7 = 14,04 \text{ кН/м}^2$ .

Полная расчётная нагрузка (с  $\gamma_n = 1,0$ ):

$$q = \gamma_n (g_0 + p_0) = 1,0 (4,125 + 14,04) = 18,17 \text{ кН/м}^2.$$

Схема армирования плиты и эпюра моментов в полке плиты представлена на рисунке 3.

Изгибающий момент в полке (в пролете и на опорах) при прямоугольных полях ( $l_1 \neq l_2$ ),  $l_1$ -меньший размер панели плиты:

$$M = \frac{q l_1^2 (3l_2 - l_1)}{30(2l_2 + l_1)} = \frac{18,17 \cdot 1,24^2 (3 \cdot 1,295 - 1,24)}{30(2 \cdot 1,295 + 1,24)} = 0,643 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площадь арматуры при  $h_0 = h - a = 50 - 19 = 31$  мм ( $a$  = защитный слой 15 мм + расстояние до середины толщины сетки при арматуре  $\text{Ø}4 \text{ В}500$ ).

Расчетное сопротивление арматуры В500  $R_s = 415$  МПа (таблица Приложения «В»).

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,643 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1000 \cdot 31^2} = 0,079$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,079} = 0,082$$

Проверка условия  $\alpha_m < \alpha_R$ :



$$E_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{415}{2 \cdot 10^5} = 0,002075, E_{b,ult} = 0,0035$$

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{E_{s,el}}{E_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002075}{0,0035}} = 0,502$$

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5 \xi_R) = 0,502(1 - 0,5 \cdot 0,502) = 0,376$$

Таким образом, условие  $\alpha_m = 0,082 < \alpha_R = 0,376$  выполняется.

При невыполнении данного условия, необходимо повысить класс бетона.

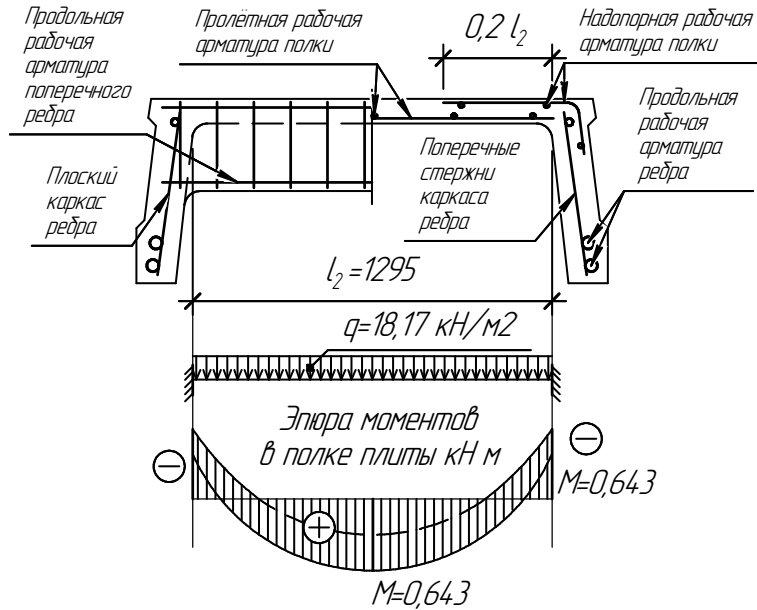


Рисунок 3 – Схема армирования плиты и эпюра  $M$  в полке плиты

$$A_s = \frac{M}{R_s(1 - 0,5\xi)h_0} = \frac{0,643 \cdot 10^6}{415(1 - 0,5 \cdot 0,082)31} = 52,12 \text{ мм}^2$$

Принята сетка:  $C1 \frac{\varnothing 4B500 - 200}{\varnothing 4B500 - 200}$ ;  $A_s = 62,80 \text{ мм}^2 (+17,0\%)$

Процент армирования полки:

$$\mu\% = \frac{A_s \cdot 100}{b \cdot h_0} = \frac{62,80 \cdot 100}{1000 \cdot 31} = 0,20\% > \mu_{\min}^{\%} = 0,10$$

Расчёт поперечных рёбер.

Расчёт прочности нормальных сечений

Высота ребра  $h_p = 200\text{мм}$ , арматура А400, расчётный пролёт

$$l_p = l_2 = 1295\text{мм.}$$

Расчётная нагрузка от собственного веса 1 пм ребра:

$$g_{c.v.n.p.} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \frac{b_n + b_g}{2} \cdot (h_0 - h'_f) \cdot \rho =$$

$$= 1,0 \cdot 1,1 \cdot \frac{0,1 + 0,05}{2} \cdot (0,2 - 0,05) \cdot 25 = 0,31 \text{ кН/пм}$$

Временная расчётная нагрузка на ширине ребра  $b_b = 0,1\text{м}$

$$p_{c.v.n.p.} = \gamma_f p_0 \cdot b_b = 1,0 \cdot 14,04 \cdot 0,10 = 1,404 \text{ кН/пм}$$

Расчётное сечение и схема ребра, эпюра нагрузки и моментов представлена на рисунке 4.

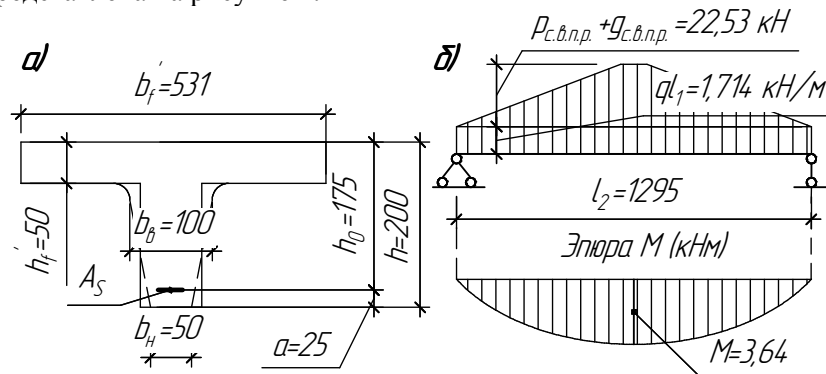


Рисунок 4 – К расчёту поперечного ребра.

а-расчётное сечение; б-расчётная схема и эпюра М

Таким образом, изгибающий момент в пролёте поперечного ребра будет равен:

$$M = \frac{(g_{c.v.n.p.} + p_{c.v.n.p.})l_2^2}{8} + \frac{q_l(3l_2^2 - l_1^2)}{24} = \frac{(0,31 + 1,404) \cdot 1,295^2}{8} +$$

$$+ \frac{18,17 \cdot 1,24 \cdot (3 \cdot 1,295^2 - 1,24^2)}{24} = 3,64 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

если  $l_1 \leq l_2$ , то второе слагаемое будет равно  $q \cdot l_1^3 / 12$  (треугольная нагрузка).

Сечение тавровое, расчётная ширина полки п.6.2.12[4]:

$$b'_n = 2 \frac{l_2}{6} + b_s = \frac{1,295}{3} + 0,1 = 0,531 \text{ м}$$

$$h_0 = h - a = 200 - 25 = 175 \text{ мм} \quad (20 + 10/2 = 25 \text{ мм})$$

Расчёт арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{3,64 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 531 \cdot 175^2} = 0,0263$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0263} = 0,0267$$

$$A_s = \frac{M}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{3,64 \cdot 10^6}{355(1 - 0,5 \cdot 0,0267) 175} = 59,38 \text{ мм}^2$$

Принят 1Ø10 А400 с  $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$  (+ 24,4 %).

Продольные рёбра рассчитываются в составе всей плиты, рассматриваемой как балка П-образного сечения с высотой  $h = 400$  мм и номинальной шириной  $B = 1,55$  м (конструктивная ширина  $B_1 = 1535$  мм). Толщина сжатой полки  $h'_f = 50$  мм.

Расчётный пролет при определении изгибающего момента принимается равным расстоянию между центрами опор на ригелях:

$$l_p = l_n - 100 \text{ мм} = 5550 - 100 = 5450 \text{ мм};$$

расчетный пролет при определении поперечной силы (см. рисунок 2а):

$$l_0 = l_n - 200 = 5550 - 200 = 5350 \text{ мм},$$

Нагрузка на 1 пог. м плиты (или на 1 пог. м двух продольных ребер) составит:

- постоянная

$$g = \gamma_n (g_0 B + g_{C.B.П.Р.} + g_{св}) = 1,0 \cdot (4,125 \cdot 1,55 + 1,20 + 2,12) = 9,72 \text{ кН/м},$$

где  $g_{C.B.П.Р.}$  - расчётная нагрузка от собственного веса трёх поперечных рёбер

$$g_{C.B.П.Р.} = 0,31 \cdot 1,295 \cdot 3 = 1,20 \text{ кН / м},$$

$g_{св}$  - расчётная нагрузка от собственного веса двух продольных рёбер с заливкой швов

$$g_{св} = \gamma_f (h - h'_f) b_{cp} \rho = 1,1(0,4 - 0,05) \cdot 0,22 \cdot 25 = 2,12 \text{ кН / м}$$

где:  $b_{cp} = \frac{255 + 185}{2} = 220$  мм - средняя ширина двух рёбер и шва;

$\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  - вес  $1 \text{ м}^3$  тяжелого железобетона.

- временная  $p = \gamma_n p_0 B = 1,0 \cdot 14,04 \cdot 1,55 = 21,76 \text{ кН/м}$ ;

- полная  $q = g + p = 9,72 + 21,76 = 31,48 \text{ кН/м}$ ;

Усилия от расчетной нагрузки для расчёта на прочность

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{31,48 \cdot 5,45^2}{8} = 116,88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{31,48 \cdot 5,35}{2} = 84,21 \text{ кН}.$$

#### Расчет прочности нормальных сечений

Продольная рабочая арматура в рёбрах принята в соответствии с заданием класса А400, расчётное сопротивление  $R_s = 355 \text{ МПа}$  (таблица Приложения «В»). Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне представлено на рисунке 5; расчетная ширина полки  $b'_f = B = 1550 \text{ мм}$  (с учётом швов);  $h'_f = 50 \text{ мм}$ ,  $h_0 = h - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм}$  ( $a = 50 \text{ мм}$  при двухрядной арматуре).

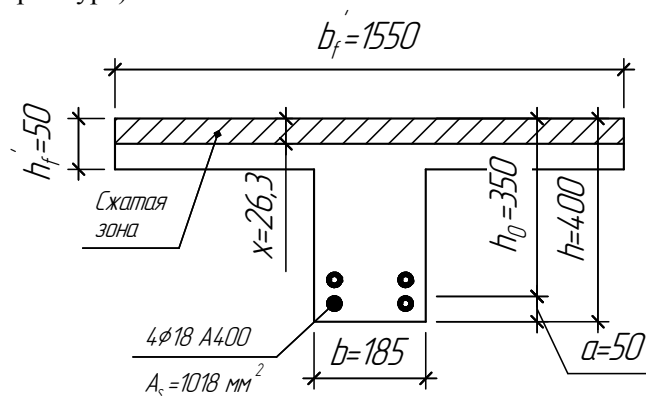


Рисунок 5 – Расчётное сечение продольного ребра по прочности

Полагая, что нейтральная ось лежит в полке,  $\alpha_m$  и  $\xi$  будут равны:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{116,88 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 1550 \cdot 350^2} = 0,0724;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0724} = 0,075;$$

Проверка условия:

$$x = \xi h_0 = 0,075 \cdot 350 = 26,25 \text{ мм} < h_f' = 50 \text{ мм};$$

$$\xi = 0,075 < \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{E_{s,el}}{E_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,001775}{0,0035}} = 0,531$$

$$E_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{355}{2 \cdot 10^5} = 0,001775$$

$$E_{b,ult} = 0,0035$$

Площадь сечения продольной арматуры:

$$A_s = \frac{R_b}{R_s} b_f' \xi h_0 = \frac{8,5}{355} \cdot 1550 \cdot 0,075 \cdot 350 = 974,21 \text{ мм}^2$$

Принимаем продольную арматуру 4Ø18 А400 с  $A_s = 1018 \text{ мм}^2$  (+4,5%) по два стержня в каждом ребре.

Расчёт нормальных сечений к продольной оси элемента по деформационной модели производят по формулам 6.2.25 [4] и 3.74 [5]. Расчет по прочности производят из условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult} = 0,025$$

Деформации в продольной арматуре в предельном состоянии при двучленной эпюре деформаций согласно гипотезе плоских сечений равны:

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_s} = \frac{x_1}{h_0 - x_1} \text{ откуда, } \varepsilon_b = \frac{\varepsilon_s \cdot x_1}{(h_0 - x_1)},$$

где:  $x_1$  – фактическая высота сжатой зоны бетона:

$$x_1 = \frac{x}{0,79} = \frac{26,25}{0,79} = 33,23 \text{ мм}$$

где:  $x$  – высота сжатой зоны при прямоугольной эпюре напряжений, полученная при расчёте по предельным усилиям. Используя расчёты, выполненные выше ( $x=26,25 \text{ мм}$ ,  $h_0=350 \text{ мм}$ ), и задавшись  $\varepsilon_{s,ult} = 0,025$ , проверим предельные деформации в бетоне:

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_s \cdot x_1}{(h_0 - x_1)} = \frac{0,0025 \cdot 33,23}{(350 - 33,23)} = 0,0026 < \varepsilon_{b,ult} = 0,0035 -$$

деформации в бетоне не превышают предельных.

Расчет прочности наклонных сечений на поперечную силу

Поперечная сила на грани опоры  $Q_{\max} = 84,08$  кН. В каждом продольном ребре устанавливается по одному каркасу с односторонним расположением двух рабочих стержней диаметром  $d = 18$  мм (рис.3,5). Диаметр поперечных стержней из условия требований свариваемости должен быть не менее 0,25 диаметра продольной арматуры. В данном случае принимаем поперечные стержни диаметром  $d_{sw} = 5$  мм  $> 0,25 \cdot 18 = 4,5$  мм из проволоки класса B500,

$A_{sw1} = 19,6$  мм<sup>2</sup>; расчетное сопротивление  $R_{sw} = 300$  МПа. При  $A_{sw1} = 19,6$  мм<sup>2</sup> и  $n = 2$  (на оба ребра) имеем:  $A_{sw} = n A_{sw1} = 2 \cdot 19,6 = 39,3$  мм<sup>2</sup>.

Бетон тяжелый класса В15 ( $R_b = 8,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,75$  МПа; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{bt} = 1,0$  т.к. кратковременная нагрузка составляет более 10% от всей временной нагрузки).

Предварительно принятый шаг хомутов:

$$S_{w1} = 150 \text{ мм } (S_{w1} \leq 0,5h_0 = 0,5 \cdot 350 = 175 \text{ мм}; S_{w1} \leq 300 \text{ мм})$$

$$S_{w2} = 250 \text{ мм } (S_{w2} \leq 0,75h_0 = 0,75 \cdot 350 = 262,5 \text{ мм}; S_{w2} \leq 500 \text{ мм})$$

Прочность бетонной сжатой полосы из условия (8) [10]:

$0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 185 \cdot 350 = 165112 \text{ Н} > Q_{MAX} = 84210 \text{ Н}$ , то есть прочность полосы обеспечена.

Интенсивность хомутов определяется по формуле (13) [10]:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w1}} = \frac{300 \cdot 39,3}{150} = 78,60 \text{ Н/мм}$$

Поскольку  $q_{sw1} = 78,60$  Н/мм  $> 0,25 R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 170 = 31,88$  Н/мм - хомуты полностью учитываются в расчете и значение  $M_b$  определяется по формуле (11) [10]:

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 185 \cdot 350^2 = 25,50 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$$

Самая невыгодная длина проекции наклонного сечения  $C$  определяется из выражений:

$$q_1 = q - \frac{p}{2} = 31,48 - \frac{21,76}{2} = 20,60 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

Поскольку  $\frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} = \frac{78,6}{0,75 \cdot 185} = 0,57 < 2$ , значение  $C$  определяется по формуле (16) [10]. Если условие не выполняется, то по формуле 17 [10].

$$C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{25,50 \cdot 10^6}{20,60}} = 1112,59 \text{ мм} > 3h_0 = 3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм},$$

Принято  $C = 3h_0 = 1050 \text{ мм}$ .

Длина проекции наклонной трещины  $C_0$  принимается не более  $C$  и не более  $2h_0$ . В данном случае  $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 350 = 700 \text{ мм}$ . Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw1}c_0 = 0,75 \cdot 78,60 \cdot 700 = 41265 \text{ Н} = 41,27 \text{ кН}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{25,50 \cdot 10^6}{1050} = 24285,71 \text{ Н} = 24,29 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 84,21 - 20,60 \cdot 1,05 = 62,58 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (8) [10]:

$$Q_b + Q_{sw} = 24,29 + 41,27 = 65,56 \text{ кН} > Q = 62,58 \text{ кН} (+4,5\%),$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена без излишнего запаса.

Проверка требования:

$$S_{\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,75 \cdot 185 \cdot 350^2}{84210} = 201,84 \text{ мм} > S_{w1} = 150 \text{ мм}.$$

т.е. требование  $S_{\max} \geq S_w$  выполнено.

#### Определение длины приопорного участка

А. Аналитический метод.

При равномерно распределённой нагрузке длина приопорного участка определяется в зависимости от:

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(78,60 - 47,16) = 23,58 \text{ Н / мм}$$

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w2}} = \frac{300 \cdot 39,3}{250} = 47,16 \text{ Н / мм}$$

Поскольку  $q_{sw2} = 47,16 \text{ Н / мм} > 0,25R_{bt} \cdot b = 31,88 \text{ Н / мм}$  :

$$\text{значение } M_b = 25,50 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}$$

Так как  $\Delta q_{sw} = 23,58 \text{ Н / мм} > q_1 = 20,60 \text{ Н / мм}$ ,

длина приопорного участка определится по формуле:

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw}h_0)}{q_1} - 2h_0 =$$

$$= \frac{84,21 - (24,28 + 1,5 \cdot 47,16 \cdot 0,35)}{20,60} - 2 \cdot 0,35 = 1,01 \text{ м}$$

где:  $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 185 \cdot 350 = 24281,21 \text{ Н} = 24,28 \text{ кН}$

Б. Графический метод.

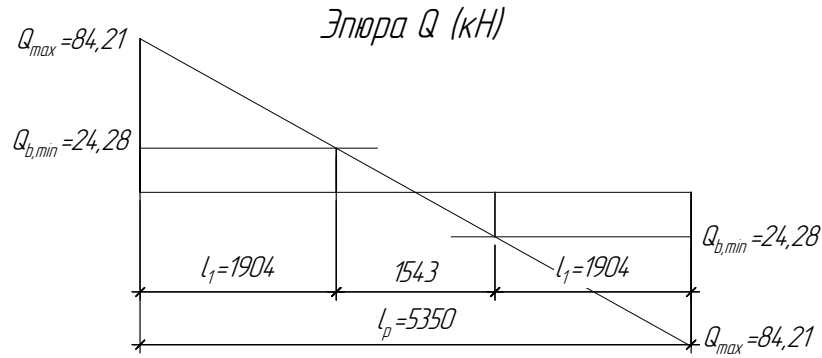


Рисунок 6 - К определению  $l_1$  графическим методом

Длина приопорного участка  $l_1$  принимается бóльшая из двух значений, то есть по рисунку 6  $l_1 = 1,955 \text{ м}$ .

### 1.3 Расчет плиты по второй группе предельных состояний

Производится от нормативных нагрузок (при  $\gamma_f = 1,0$  и  $\gamma_{bl} = 1,0$ )

$$q_n = g_n + p_n = \frac{g}{1,1} + \frac{p}{1,2} = \frac{9,72}{1,1} + \frac{21,76}{1,2} = 8,84 + 18,13 = 26,97 \text{ кН / м}$$

$$M_n = \frac{q_n l^2}{8} = \frac{26,97 \cdot 5,45^2}{8} = 100,13 \text{ кНм}$$

От временной нагрузки продолжительного действия (условно принято 50% от полной величины  $P$  - даётся в задании на проектирование)

$$P_{nl} = 0,5P_n = 0,5 \cdot 18,13 = 9,065 \text{ кН/м;}$$



$$q_{nl} = g_n + P_{nl} = 8,84 + 9,065 = 17,91 \text{ кН/м};$$

$$M_{nl} = \frac{q_{nl} \cdot l^2}{8} = \frac{17,91 \cdot 5,45^2}{8} = 66,50 \text{ кНм}$$

### 1.3.1 Расчёт по образованию трещин

Расчётное тавровое сечение представлено на рисунке 7. С учётом замоноличивания бетоном продольного шва между рёбрами расчётная ширина полки будет равна  $B = 1550\text{мм}$  и средняя ширина ребра по рисунку 2  $b = (255+185)/2=220\text{мм}$ .

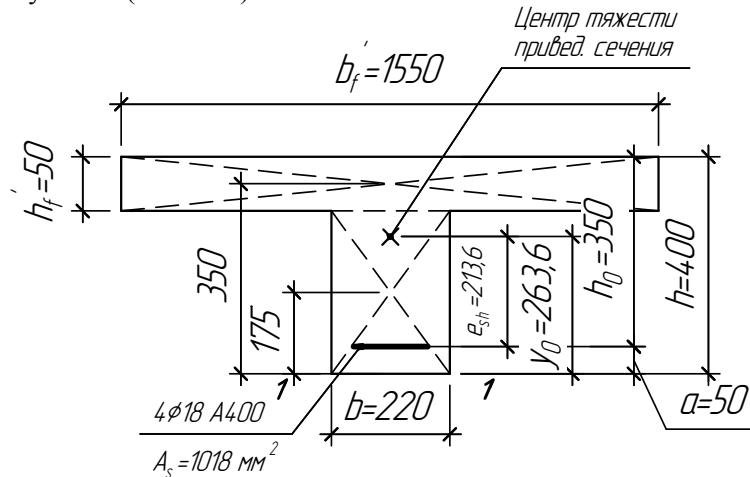


Рисунок 7 - Расчётное сечение ребра по второй группе предельных состояний

Трещины образуются, если

$$M_n > M_{crc} = R_{bt,ser} W - N_{sh}(e_{sh} + r)$$

Площадь приведённого сечения

$$A_{red} = A + \alpha_s A_s = (50 \cdot 1550 + 350 \cdot 220) + 8,33 \cdot 1018 = 162980 \text{ мм}^2$$

где:  $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8,33$

Статический момент приведённого сечения относительно растянутой грани 1-1:

$$S_{red} = \sum A_i y_i + \alpha_s A_s a = 50 \cdot 1550 \cdot 375 + 350 \cdot 220 \cdot 175 +$$

$$+ 8,33 \cdot 1018 \cdot 50 = 42961497 \text{ мм}^3$$

Расстояние до центра тяжести приведённого сечения от нижней грани продольных рёбер:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{42961497}{162980} = 263,6 \text{ мм}$$

Момент инерции приведённого сечения относительно 1-1 (рисунок 7):

$$\begin{aligned} J_{red} &= \left[ \frac{1550 \cdot 50^3}{12} + (1550 \cdot 50)(375 - 263,6)^2 + \frac{220 \cdot 350^3}{12} + \right. \\ &\quad \left. + 220 \cdot 350(263,6 - 175)^2 \right] + 8,33 \cdot 1018(263,6 - 50)^2 = \\ &= 16145833 + 961771900 + 786041667 + 604446920 + \\ &\quad + 295267780 = 2663674100 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Момент сопротивления приведённого сечения:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{2663674100}{263,6} = 10104985 \text{ мм}^3$$

Ядровое расстояние приведённого сечения:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10104985}{162980} = 62 \text{ мм}$$

$$N_{sh} = \varepsilon_{b,sh} E_s A_s = 0,0002 \cdot 200000 \cdot 1018 = 40720 \text{ Н} = 40,72 \text{ кН}$$

где:  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$  - деформации усадки бетона класса В35 и ниже.

Момент трещинообразования:

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} W - N_{sh}(e_{sh} + r) = 1,1 \cdot 10104985 - 40720(263,6 - 50 + 62) = \\ &= 11115484 - 11222432 = -106948 < 0 \end{aligned}$$

- трещины образуются от усадки бетона ещё до приложения внешней нагрузки.

### 1.3.2 Расчёт ширины раскрытия трещин

Расчёт непродолжительной ширины раскрытия трещин производится из условия п.7.2 [4]:

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

Расчёт продолжительной ширины раскрытия трещин производится из условия:  $a_{crc} = a_{crc1} \leq a_{crc,ult}$

где:  $a_{crc,ult}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин из условия сохранности арматуры, равная 0,3 мм при продолжительном раскрытии; 0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

$a_{crc1}$  - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной и длительной части временной нагрузки:

$$a_{crc1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{212,92}{200000} \cdot 389 = 0,290 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$$

$\varphi_1$  - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 - при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры и принимаемый равным:

0,5 - для арматуры периодического профиля (классов А300, А400, А500, В500);

$\varphi_3$  - коэффициент, учитывающий характер нагружения и принимаемый равным 1,0 - для изгибаемых элементов;

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M_{nl}} = 1 - 0,8 \frac{< 0}{M_{nl}} > 1 \quad \text{Принимаем } \psi_s = 1,0$$

$$\sigma_s = \frac{M_{nl}}{z_s A_s} = \frac{66,50 \cdot 10^6}{306,8 \cdot 1018} = 212,92 \text{ МПа} < R_s = 355 \text{ МПа}$$

$$z_s = h_0 - \frac{x_m}{3} = 350 - \frac{129,7}{3} = 306,8 \text{ мм}$$

Средняя высота сжатой зоны для тавровых сечений, определяется по формуле 7.43 [4]:

$$x_m = h_0 \left[ \sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_f)^2 + 2(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_f) \frac{h'_f}{2h_0}} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_f) \right] =$$

$$= 350 \left[ \sqrt{(0,013 \cdot 40 + 0,864)^2 + 2 \left( 0,013 \cdot 40 + 0,864 \frac{50}{2 \cdot 350} \right)} - \right.$$

$$-(0,013 \cdot 40 + 0,864)] = 350(1,755 - 1,384) = 129,7 \text{ мм}$$

$$\text{где: } \mu_s = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1018}{220 \cdot 350} = 0,013$$

$$\mu'_f = \frac{A'_f}{bh_0} = \frac{(1550 - 220) \cdot 50}{220 \cdot 350} = 0,864$$

$A'_f$  - площадь сечения свесов полки

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{200000}{5000} = 40,0$$

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{200000}{1,0} = 200000 \text{ МПа}$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{0,0022} = 5000 \text{ МПа}$$

где: значение относительных деформаций бетона при продолжительном действии нагрузки,  $\varepsilon_{b1,red} = 0,0022$  (при относительной влажности воздуха 40-75%) принимается по таблице 5.6 [4].

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s = 0,5 \frac{44000}{1018} 18 = 389 \text{ мм} \left\{ \begin{array}{l} > 10d_s = 10 \cdot 18 = 180 \text{ мм} \\ > 100 \text{ мм} \\ < 40d_s = 40 \cdot 18 = 720 \text{ мм} \\ < 400 \text{ мм} \end{array} \right.$$

где:  $A_{bt}$  - площадь сечения растянутого бетона.

Высота растянутой зоны бетона  $y = y_t \cdot k$ .

$y$  должна быть не менее  $2a$  и не более  $0,5h$

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = y_0 = 263,6 \text{ мм}$$

$$y = y_t \cdot k = 263,6 \cdot 0,9 = 237,2 \text{ мм} > 2a = 2 \cdot 50 = 100 \text{ мм}$$

$k$  - поправочный коэффициент, равный: для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне - 0,9;

Так как  $y = 237,2 \text{ мм} > 0,5h_0 = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ мм}$ . Принимаем  $y = 200 \text{ мм}$ .

$$A_{bt} = 220 \cdot 200 = 44000 \text{ мм}^2.$$

$a_{crc,2}$  - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей нагрузки.

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{312,65}{200000} \cdot 389 = 0,304 \text{ мм}$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{0,0015} = 7333 \text{ МПа}$$

где: значение относительных деформаций бетона при непродолжительном действии нагрузки,  $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$  по п. 5.1.19 [4]

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{200000}{7333} = 27,27$$

$$x_m = 350 \left[ \sqrt{(0,013 \cdot 27,27 + 0,864)^2 + 2(0,013 \cdot 27,27 + 0,864 \cdot \frac{50}{2 \cdot 350})} - (0,013 \cdot 27,27 + 0,864) \right] = 106,3 \text{ мм}$$

$$z_s = 350 - \frac{106,3}{3} = 314,6 \text{ мм};$$

$$\sigma_s = \frac{M_n}{z_s A_s} = \frac{100,13 \cdot 10^6}{314,6 \cdot 1018} = 312,65 \text{ МПа} < R_s = 355 \text{ МПа}$$

Определение  $a_{crc,3}$  - ширины раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и временной длительной нагрузки.

$$a_{crc,3} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{207,64}{200000} \cdot 389 = 0,202 \text{ мм}$$

Из расчёта  $a_{crc,2}$ :  $x_m = 106,3 \text{ мм}$ ,  $z_s = 314,6 \text{ мм}$ ;

$$\sigma_s = \frac{M_{nl}}{z_s A_s} = \frac{66,50 \cdot 10^6}{314,6 \cdot 1018} = 207,64 \text{ МПа}$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин составит:

$$a_{crc} = 0,290 + 0,304 - 0,202 = 0,392 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}$$

### 1.3.3 Расчёт плиты по прогибам

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле 7.3.8 [4]:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad \text{а полный прогиб плиты:}$$

$$f = f_1 + f_2 - f_3 \quad \text{где:} \quad \left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{nl}}{D} \quad \text{- кривизна от продолжительного}$$

действия постоянной и длительной нагрузки

Из расчёта  $a_{crc1}$ :  $E_{bred} = E_{b1} = 5000 \text{ МПа}$ ,  $\alpha_{s2} = 40$ ,  $x_m = 129,7 \text{ мм}$ .

$$J_s = A_s (h_0 - x_m)^2 = 1018 (350 - 129,7)^2 = 49405668 \text{ мм}^4$$

$$J_b = \frac{b \cdot x_m^3}{3} + A_{ce} \left( x_m - \frac{h'_f}{2} \right)^2 = \frac{220 \cdot 129,7^3}{3} + (1330 \cdot 50) \cdot (129,7 - 0,5 \cdot 50)^2 = 888979490 \text{ мм}^4$$

Момент инерции приведённого сечения без учёта растянутого бетона:

$$J_{red} = J_b + \alpha_{s2} J_s = 888979490 + 40 \cdot 49405668 = 2865206210 \text{ мм}^4$$

$$D = E_{b1} J_{red} = 5000 \cdot 2865206210 = 14301031050000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2 <$$

$$< D = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \cdot J_{red} = \frac{24000}{1 + 3,4} \cdot 2865206210 = 15628397510000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2$$

где:  $\varphi_{b,cr} = 3,4$  - коэффициент ползучести бетона (приложение Е).

$$\text{Принято: } D = 14301031050000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{66,50 \cdot 10^6}{14301031050000} = 4,650 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}$$

$$f_1 = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r}\right)_1 l^2 = \frac{5}{48} \cdot 4,650 \cdot 10^{-6} \cdot 5450^2 = 14,39 \text{ мм}$$

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_n}{D}, \quad \text{где } M_n = 100,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Из расчёта  $a_{crc2}$ :  $E_{bred} = E_{b1} = 7333 \text{ МПа}$ ,  $\alpha_{s2} = 27,27$ ,  $x_m = 106,3 \text{ мм}$ .

$$J_s = A_s (h_0 - x_m)^2 = 1018 \cdot (350 - 106,3)^2 = 60458704 \text{ мм}^4$$

$$J_b = \frac{b \cdot x_m^3}{3} + A_{ce} \left( x_m - \frac{h'_f}{2} \right)^2 = \frac{220 \cdot 106,3^3}{3} + (1330 \cdot 50) \cdot (129,7 - 0,5 \cdot 50)^2 = 527629235 \text{ мм}^4$$

$$J_{red} = J_b + \alpha_{s2} \cdot J_s = 527629235 + 27,27 \cdot 60458704 = 2176338093 \text{ мм}^4$$

$$D = E_{b1} \cdot J_{red} = 7333 \cdot 2176338093 = 15959087230000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2 <$$

$$< D = 0,85 E_b J_{red} = 0,85 \cdot 24000 \cdot 2176338093 = 44397297100000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_n}{D} = \frac{100,13 \cdot 10^6}{15959087230000} = 6,274 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}$$

$$f_2 = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r}\right)_2 l^2 = \frac{5}{48} \cdot 6,274 \cdot 10^{-6} \cdot 5450^2 = 19,41 \text{ мм}$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузки:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_{nl}}{D}, \text{ где } M_{nl} = 66,50 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Из расчёта  $a_{crc2}$ , (так как нагрузка носит непродолжительный характер):  $E_{bred} = E_{b1} = 7333 \text{ МПа}$ ,  $\alpha_{s2} = 27,27$ ,  $x_m = 106,3 \text{ мм}$ ,

$$D = 15959087230000 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_{nl}}{D} = \frac{66,50 \cdot 10^6}{15959087230000} = 4,167 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}$$

$$f_3 = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r}\right)_3 l^2 = \frac{5}{48} \cdot 4,167 \cdot 10^{-6} \cdot 5450^2 = 12,89 \text{ мм}$$

$$f = f_1 + f_2 - f_3 = 14,39 + 19,41 - 12,89 = 20,91 \text{ мм}$$

Плита удовлетворяет требованиям таблицы 19 [2]:

а) эстетико-психологическим

$$f_1 = 14,39 \text{ мм} < \frac{l}{200} = \frac{5450}{200} = 27,25 \text{ мм}$$

б) конструктивным

$$f = 20,87 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{5450}{150} = 36,33 \text{ мм}$$

Вывод: плита удовлетворяет требованиям по второй группе предельных состояний.

## 2. РАСЧЁТ СБОРНОГО РИГЕЛЯ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Для сборного железобетонного перекрытия, план и разрез которого представлены на рис. 1, требуется рассчитать сборный ригель, используя данные и результаты расчёта плиты. Сетка колонн  $l \times l_k = 6,2 \times 6,0$  м. Для ригеля крайнего пролета необходимо построить эпюры моментов от нагрузки и его несущей способности.

Армирование ригеля выполнено в двух вариантах и представлено на рисунке 8:

а) ригель с тремя продольными каркасами с однорядным расположением стержней. Этот вариант применяется в серии ИИ 20(420) в рядовых рамах;

б) ригель с двумя продольными каркасами и двух рядным расположением стержней..

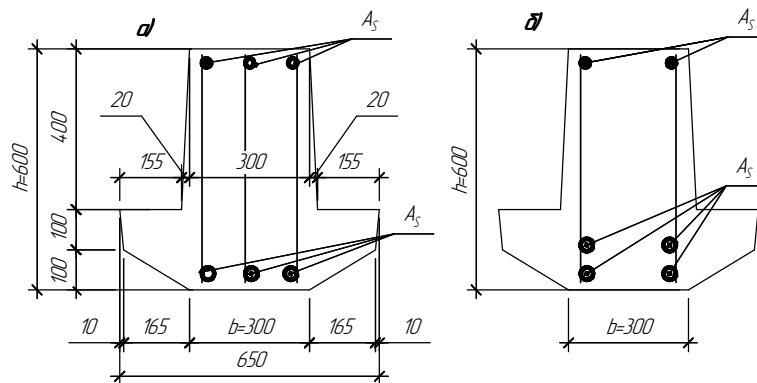


Рисунок 8 – Поперечное сечение ригеля

### 2.1 Вариант ригеля с тремя каркасами

Данные для расчёта: бетон тяжелый, класс бетона В20, коэффициент работы бетона  $\gamma_{b1} = 1,0$ . Расчётные сопротивления бетона с учетом  $\gamma_{b1} = 1,0$  равны:  $R_b = 1,0 \cdot 11,5 = 11,5$  МПа;  $R_{bt} = 1,0 \cdot 0,9 = 0,9$  МПа. Продольная и поперечная арматура – класса А400. Коэффициент снижения временной нагрузки  $k_l = 0,95$ .

#### 2.1.1 Расчётные нагрузки.

Нагрузка на ригель собирается с грузовой полосы (представленной на рисунке 1) шириной  $l_k = 6,0$  м, равной расстоянию между осями ригелей (по  $l_k/2$  с каждой стороны от оси ригеля).



а) постоянная нагрузка (с  $\gamma_n = 1,0$  и  $\gamma_f = 1,1$ ):

- вес железобетонных плит с заливкой швов  $g_n = 3,0 \text{ кН/м}^2$  принят по данным типовой серии ИИ 24-1 данных плит:  
 $1,0 \cdot 1,1 \cdot 3,0 \cdot 6,0 = 19,80 \text{ кН/м};$

- вес пола и перегородок:

$$1,0 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot 6,0 = 16,50 \text{ кН/м};$$

собственный вес ригеля с приведённой шириной  $b = 0,4 \text{ м}$  и высотой  $h = 0,6 \text{ м}$  (размеры предварительные)

$$1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 25 = 6,60 \text{ кН/м};$$

Итого постоянная нагрузка  $g = 42,90 \text{ кН/м}$ .

б) Временная нагрузка с коэффициентом снижения  $\kappa_l = 0,95$ ,  $\gamma_n = 1,0$  и  $\gamma_f = 1,2$ :

$$p = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,2 \cdot 11,7 \cdot 6,0 = 80,03 \text{ кН/м}.$$

Полная расчетная нагрузка:

$$q = g + p = 42,90 + 80,03 = 122,93 \text{ кН/п.м}.$$

### 2.1.2 Расчётные пролёты ригеля

При поперечном сечении колонн  $400 \times 400 \text{ мм}$  ( $h_c = 400 \text{ мм}$ ) и вылете консолей  $l_c = 350 \text{ мм}$  расчётные пролёты ригеля равны (см. рис. 9):

- крайний пролет  $l_1 = l - 1,5h_c - 2l_c = 6,2 - 1,5 \cdot 0,4 - 2 \cdot 0,35 = 4,9 \text{ м};$
- средний пролет  $l_2 = l - h_c - 2l_c = 6,2 - 0,4 - 2 \cdot 0,35 = 5,1 \text{ м}.$

### 2.1.3 Расчётные изгибающие моменты (рис. 9)

В крайнем пролете:

$$M_1 = \frac{q \cdot l_1^2}{12} = \frac{122,93 \cdot 4,9^2}{12} = 245,96 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

На крайней опоре:

$$M_A = -\frac{q \cdot l_1^2}{20} = -\frac{122,93 \cdot 4,9^2}{20} = -147,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_B = -M_C = \frac{q \cdot l_2^2}{16} = \frac{122,93 \cdot 5,1^2}{16} = 199,84 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Отрицательные моменты в пролетах при  $p/g = 80,03 / 42,90 = 1,87$  (см. табл. 1 и рис. 9 [10]):

в крайнем пролёте для точки «4» при  $\beta = -0,019$

$$M_4 = \beta (g+p) l_1^2 = -0,019 \cdot 122,93 \cdot 4,9^2 = -56,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в среднем пролёте для точки «6» при  $\beta = -0,022$

$$M_6 = \beta (g+p) l_2^2 = -0,022 \cdot 122,93 \cdot 5,1^2 = -70,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

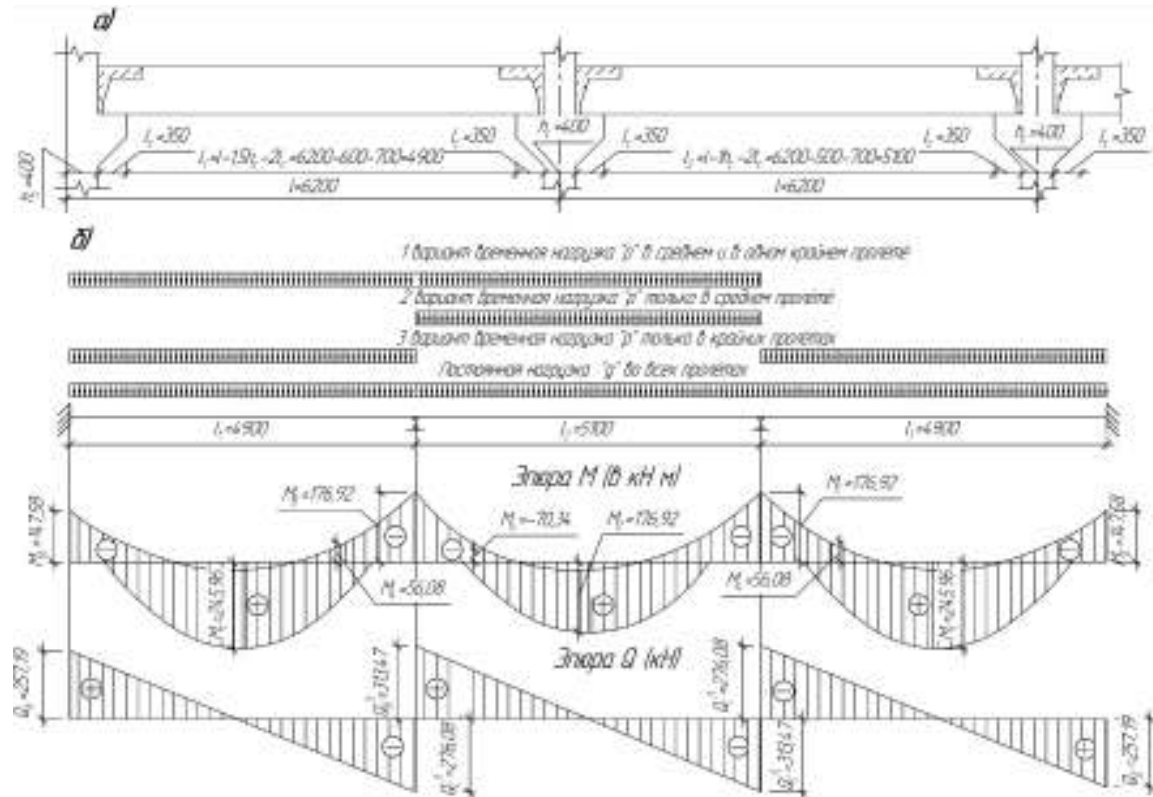


Рисунок 9 - К расчёту многопролётного ригеля. а-расчётные пролёты; б- расчётная схема с тремя вариантами загрузки временной нагрузкой, огибающая эпюра M и эпюра Q.

### 2.1.4 Расчетные поперечные силы (рис.9)

Поперечная сила в каждом пролёте определяется как для простой балки с опорными моментами на концах.

$$\begin{aligned} \text{На крайней опоре: } Q_A &= 0,5ql_1 - \frac{M_B - M_A}{l_1} = \\ &= 0,5 \cdot 122,93 \cdot 4,9 - \frac{199,84 - 147,58}{4,9} = 301,18 - \\ &\quad - 10,67 = 290,51 \text{ кН} \end{aligned}$$

На опоре В слева:

$$\begin{aligned} Q_B^I &= 0,5ql_1 + \frac{M_B - M_A}{l_1} = 0,5 \cdot 122,93 \cdot 4,9 + \\ &+ \frac{199,84 - 147,58}{4,9} = 301,18 + 10,67 = 311,85 \text{ кН} \end{aligned}$$

На опоре В справа и на средних опорах:

$$Q_B^{II} = Q_C = 0,5ql_2 = 0,5 \cdot 122,93 \cdot 5,1 = 313,47 \text{ кН}$$

### 2.1.5 Расчет ригеля на прочность по нормальным сечениям

Для арматуры класса А400  $\xi_R = 0,531$  (см. расчет продольного ребра плиты). Ширина сечения ригеля  $b = 300$  мм. Высота ригеля определяется по моменту в крайнем пролёте  $M_I = 245,96$  кН·м, задаваясь значением  $\xi = 0,35 < \xi_R = 0,531$ . Откуда  $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35(1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$ . Сечение рассчитывается как прямоугольное по формуле (1) [10]:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{245,96 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 11,5 \cdot 300}} = 496,68 \text{ мм};$$

$$h = h_0 + a = 496,68 + 45 = 541,68 \text{ мм};$$

принимаем  $h = 600$  мм ( $h_{нл} + 200$  мм), что соответствует предварительно принятой величине. Пересчёт нагрузки и усилий не требуется.

#### Расчёт арматуры

Расчётное сопротивление арматуры класса А400  $R_s = 355$  МПа (Приложение В). Расчёт производится по формулам (1) ... (7) [10].

а) *Крайний пролёт.*  $M_1 = 245,96$  кН·м;  $b = 300$  мм;  $h = 600$  мм;  $a = 45$  мм (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 45 = 555$  мм (арматура расположена в один ряд по высоте). Расчётное сечение представлено на рисунке 10.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{245,96 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 555^2} = 0,231 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,231} = 0,267$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = \frac{0,267 \cdot 11,5}{355} \cdot 300 \cdot 555 = 1440,11 \text{ мм}^2$$

Принято 3Ø25 А400 с  $A_s = 1473$  мм<sup>2</sup> (+2,3 %).  $a = 30 + 27/2 = 43,5$  мм (где 30 мм - толщина закладной детали, к которой привариваются продольные стержни; 27 мм диаметр арматуры 25 по рифам принимается по Приложению И), пересчёт  $a$  не требуется..

Проверка условия  $\xi = 0,267 < \xi = 0,35$ , необходима при расчёте статически неопределимых конструкций по методу предельного равновесия.

б) *Крайняя опора.*  $M_A = -147,58$  кН·м;  $b = 300$  мм;  $h = 600$  мм;  $a = 70$  мм (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 70 = 530$  мм (арматура расположена в один ряд по высоте).

$$\alpha_m = \frac{147,58 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 530^2} = 0,152 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,152} = 0,166$$

$$A_s = \frac{M_A}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{147,58 \cdot 10^6}{355 (1 - 0,5 \cdot 0,166) \cdot 530} = 855,37 \text{ мм}^2$$

принято 2Ø25 А400 с  $A_s = 982$  мм<sup>2</sup> (+14,8 %). В этом случае  $h_0 = h - a = 600 - (80 - d/2) = 600 - (80 - 27/2) = 533,5$  мм (где 80 мм - расстояние от верха ригеля до низа арматурного стержня), что соответствует предварительно принятому.

в) *Верхняя пролетная арматура крайнего пролёта по моменту в сечении «4»*

$M_4 = -56,08$  кН·м;  $h_0 = h - a = 600 - 65 = 535$  мм (арматура расположена в один ряд по высоте).

$$\alpha_m = \frac{56,08 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 535^2} = 0,057 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,057} = 0,059$$

$$A_s = \frac{\xi R_b}{R_s} b h_0 = \frac{0,059 \cdot 11,5}{355} \cdot 300 \cdot 535 = 306,76 \text{ мм}^2$$

принято 2Ø14 А400 с  $A_s = 308 \text{ мм}^2$  (+0,4 %). При стыковом соединении стержней должно выполняться условие  $d/d_{\max} = 14/25 = 0,56 > 0,5$

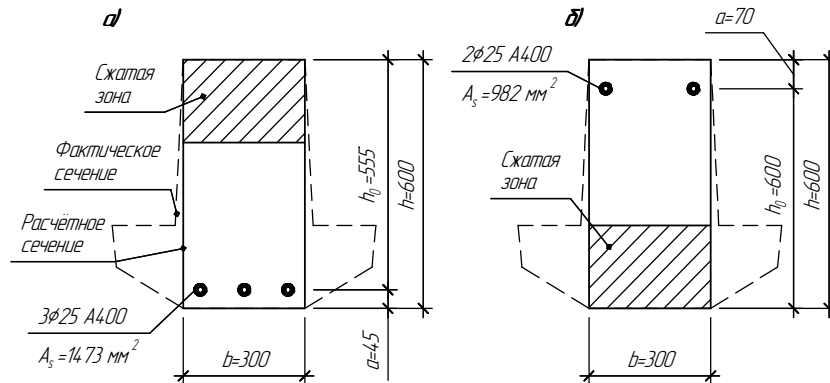


Рисунок 10—Расчётные сечения крайнего ригеля в пролёте (а) и на опоре А (б)

з) Средний пролет.  $M_2 = 199,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $b = 300 \text{ мм}$ ;  $h = 600 \text{ мм}$ ;  $a = 45 \text{ мм}$  (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 45 = 555 \text{ мм}$  (арматура расположена в один ряд по высоте).

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b h_0^2} = \frac{199,84 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 555^2} = 0,188 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,188} = 0,210$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = 0,210 \frac{11,5}{355} 300 \cdot 555 = 1133,01 \text{ мм}^2$$

принято 3Ø22 А400 с  $A_s = 1140 \text{ мм}^2$  (+0,6 %).  $a = 30 + 24/2 = 42,0 \text{ мм}$  пересчёт  $a$  не требуется.

д) Средняя опора.  $M_B = M_C = M = 199,84 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $b = 300 \text{ мм}$ ;  $h = 600 \text{ мм}$ ;  $a = 70 \text{ мм}$  (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$

(арматура расположена в один ряд по высоте).

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{199,84 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 530^2} = 0,206 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,206} = 0,233$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = 0,233 \cdot \frac{11,5}{355} \cdot 300 \cdot 530 = 1201,08 \text{ мм}^2$$

принято  $2\varnothing 25 + 1\varnothing 22$  А400 с  $A_s = 1362,10 \text{ мм}^2$  (+13,4 %). В этом случае  $h_0 = 600 - (80 - 27/2) = 533,5 \text{ мм}$ , что соответствует предварительно принятому.

е) Верхняя пролётная арматура среднего пролёта по моменту в сечении «б»

$M_6 = -70,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $b = 300 \text{ мм}$ ;  $h = 600 \text{ мм}$ ;  $h_0 = h - a = 600 - 65 = 535 \text{ мм}$  (арматура расположена в один ряд по высоте).

$$\alpha_m = \frac{70,34 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 535^2} = 0,071 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,071} = 0,074$$

$$A_s = \frac{M_6}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{70,34 \cdot 10^6}{355 (1 - 0,5 \cdot 0,074) \cdot 535} = 384,59 \text{ мм}^2$$

принято  $3\varnothing 14$  А400 с  $A_s = 462 \text{ мм}^2$  (+16,8 %). При стыковом соединении стержней должно выполняться условие  $d/d_{\max} = 14/25 = 0,56 > 0,5$

### 2.1.6 Определение площади поперечного сечения поперечной арматуры на отрыв

Нагрузка на ригель приложена в пределах высоты его сечения. Поэтому необходима дополнительная вертикальная (поперечная) арматура, площадь которой определяется расчётом на отрыв. Отрывающая нагрузка, приходящаяся на 1пм длины ригеля и передающаяся через его полки на среднюю часть равна (без учёта нагрузки от собственного веса ригеля и нагрузки на его ширине равной 0,3м):

$$q_{\text{отр}} = \frac{q(l - 0,3)}{l} = \frac{(19,80 + 16,50 + 80,03) \cdot (6,0 - 0,3)}{6,0} = 110,51 \text{ кН/пм}$$

где: 0,3м - ширина поперечного сечения ригеля.

$$A_{s,omp} = \frac{q_{omp}}{R_s} = \frac{110,51 \cdot 10^3}{355} = 311,31 \text{ мм}^2/\text{пм ригеля}$$

Так как шаг поперечных хомутов  $S_w$  меньше 1000 мм, площадь  $A_{s,omp}$  будет уменьшаться пропорционально  $A_{s,omp} \cdot \frac{S_w}{1000}$

### 2.1.7 Расчет крайнего ригеля на прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил

В крайнем и средних пролетах ригеля устанавливаются по три плоских сварных каркаса с односторонним расположением рабочих продольных стержней. Наибольший диаметр продольных стержней в крайнем и среднем пролёте в данном примере  $\varnothing 25$  мм.

Для обеспечения требованиям качественной сварки минимальный диаметр поперечных стержней будет равен в крайнем и среднем пролёте  $\varnothing 8$  мм.

#### Крайний пролет

- У опоры А:

$$Q_A = 290,51 \text{ кН}, h = 600 \text{ мм}, h_0 = 530 \text{ мм}.$$

Предварительно принято  $d_{sw} = 8$  мм,  $S_{w1} = 200$  мм ( $S_{w1} \leq 0,5 h_0$ ;  $S_{w1} \leq 300$  мм). Класс арматуры А 400.

*Проверка прочности наклонной сжатой полосы*

$$Q_A = 290,51 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 530 = 548550 \text{ Н} = 548,55 \text{ кН}$$

- прочность сжатой полосы обеспечена

*Проверка прочности наклонного сечения*

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} (A_{sw} - A_{s,omp})}{S_{w1}} = \frac{285 \cdot \left( 3 \cdot 50,3 - 311,31 \frac{200}{1000} \right)}{200} =$$

$$= 126,31 \text{ Н/мм} \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right)$$

Поскольку  $q_{sw1} = 126,31 \text{ Н/мм} > 0,25 R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 =$

$= 67,5 \text{ Н/мм}$  - хомуты полностью учитываются в расчете и  $M_b$

определяется по формуле:

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 530^2 = 113764500 \text{ Н} \cdot \text{мм} =$$

$$= 113,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$q_1 = g + \frac{p}{2} = 42,90 + \frac{80,03}{2} = 82,92 \text{ кН/м}$$

$$\text{Поскольку } \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} = \frac{126,31}{0,9 \cdot 300} = 0,47 < 2$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{113,76}{82,92}} = 1,171 \text{ м} < 3h_0 = 3 \cdot 0,530 = 1,59 \text{ м}$$

Принято:  $C_1 = 1171 \text{ мм}$ ;  $C_{01} = 2h_0 = 2 \cdot 530 = 1060 \text{ мм} < c_1 = 1171 \text{ мм}$

$$Q_{sw1} = 0,75q_{sw1}C_{01} = 0,75 \cdot 126,31 \cdot 1060 = 100416,45 \text{ Н} = 100,42 \text{ кН}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{C_1} = \frac{113,76}{1,171} = 97,15 \text{ кН}$$

$$Q_1 = Q_A - q_1 \cdot C_1 = 290,51 - 82,92 \cdot 1,171 = 193,41 \text{ кН}$$

Проверка условия

$$Q_1 = 193,41 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw1} = 97,15 + 100,42 = 197,51 \text{ кН} (+2,1 \%)$$

Прочность наклонного сечения обеспечена, уменьшение запаса несущей способности путём увеличения  $S_w$  до 225 мм невозможно, так как прочность наклонного сечения становится меньше действующего усилия.

-У опоры В слева:

$$Q_B^I = 311,85 \text{ кН}, h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, h_{02} = 530 \text{ мм}.$$

Предварительно принято  $d_{sw} = 8 \text{ мм}$ ,  $S_{w1} = 175 \text{ мм}$  ( $S_{w1} \leq 0,5 h_0$ ;  $S_{w1} \leq 300 \text{ мм}$ ). Класс арматуры А 400.

Проверка прочности наклонной сжатой полосы

$$Q_B^I = 311,85 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 530 = 548550 \text{ Н} = 548,55 \text{ кН}$$

- прочность сжатой полосы обеспечена

Проверка прочности наклонного сечения

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot (A_{sw} - A_{s,omp})}{S_{w2}} = \frac{285 \cdot \left( 3 \cdot 50,3 - 311,31 \frac{175}{1000} \right)}{175} =$$

$$= 157,03 \text{ Н/мм} \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right)$$

Поскольку  $q_{sw2} = 157,03 \text{ Н/мм} > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5 \text{ Н/мм}$  - хомуты полностью учитываются в расчете.



$M_b$  определяется по формуле:

$$M_{b2} = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 530^2 = 113764500 \text{ Н мм} = 113,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Поскольку } \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b} = \frac{157,03}{0,9 \cdot 300} = 0,58 < 2$$

$$c_2 = \sqrt{\frac{M_{b2}}{q_1}} = \sqrt{\frac{113,76}{82,92}} = 1,171 \text{ м} < 3h_0 = 3 \cdot 0,530 = 1,590 \text{ м}$$

Приняты:  $c_2 = 1171 \text{ мм}$ ,  $c_{02} = 2h_{02} = 1060 \text{ мм} < c_2 = 1171 \text{ мм}$

$$Q_{sw2} = 0,75q_{sw2}c_{02} = 0,75 \cdot 157,03 \cdot 1060 = 124838,85 \text{ Н} = 124,84 \text{ кН}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c_2} = \frac{113,76}{1,171} = 97,15 \text{ кН}$$

$$Q_2 = Q_B^I - q_1 \cdot c_2 = 311,85 - 82,92 \cdot 1,171 = 214,75 \text{ кН}$$

Проверка условия

$$Q_2 = 214,75 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw2} = 97,15 + 124,84 = 221,99 \text{ кН} (+3,4\%)$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверка требования:

$$s_{w,\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_B^I} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 530^2}{311850} = 243,20 \text{ мм}, \text{ что больше } S_{w1(2)},$$

полученных в расчёте.

### 2.1.8 Определение длины приопорных участков крайнего ригеля

А. Аналитический метод

При равномерно распределённой нагрузке длина приопорного участка определяется в зависимости от:

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1(2)} - q_{sw3})$$

где:  $q_{sw3}$  - погонное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями в середине пролёта изгибаемого элемента (ригеля).

Приопорный участок у опоры А:

Шаг поперечных стержней в середине пролёта  $S_{w3}$  принимается по конструктивным соображениям п. 5.21 [5], но не более  $0,75h_0$  и 500мм. В данном случае предварительно принят  $d_{sw3} = 8\text{мм}$ ,  $S_{w3} = 300\text{мм}$  ( $S_{w3} \leq 0,75 h_0 = 0,75 \cdot 530 = 397,5\text{мм}$ ;  $S_{w3} \leq 500 \text{ мм}$ ), арматура класса А400.

$$q_{sw3} = \frac{R_{sw}(A_{sw} - A_{s,omp})}{S_{w3}} = \frac{285 \cdot \left(3 \cdot 50,3 - 311,31 \cdot \frac{300}{1000}\right)}{300} = 54,63 \text{ H/мм}$$

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw3}) = 0,75 \cdot (126,31 - 54,63) = 53,76 \text{ H / мм}$$

Так как  $\Delta q_{sw} = 53,76 \text{ H/мм} < q_1 = 82,92 \text{ H/мм}$  (при  $\Delta q_{sw} > q_1$  см. стр. 20 [10])

$$l_1 = C - \frac{M_b/C + 0,75q_{sw1} \cdot C_{01} - Q_{max} + q_1 C}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 1,590 - \frac{113,76/1,590 + 0,75 \cdot 126,31 \cdot 1,060 - 290,51 + 82,92 \cdot 1,59}{53,76} =$$

$$= 1,343 \text{ м} = 1343 \text{ мм}$$

$$\text{где: } C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{113,76}{82,92 - 53,76}} = 1,98 \text{ м} > 3h_{01} = 1,59 \text{ м}.$$

Принимаем  $C=1,59$  м. Проверяем условие:

$$C = 1590 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw1}}{R_{btb}}} = \frac{2 \cdot 530}{1 - 0,5 \cdot \frac{126,31}{0,9 \cdot 300}} = 1383,64 \text{ мм}$$

Пересчёт  $c$  не требуется.

*Приопорный участок у опоры В слева:*

Из расчёта  $Q_B^II$  п.2.1.7:  $Q_B^II = 311,85 \text{ кН}$ ,  $C_0 = 2h_0 = 2 \cdot 0,530 = 1,060 \text{ м}$ ,

$C = 3h_0 = 1,590 \text{ м}$ ,  $q_1 = 82,92 \text{ Н/мм}$ ,  $q_{sw2} = 157,03 \text{ Н / мм}$

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw2} - q_{sw3}) = 0,75 \cdot (157,03 - 54,63) = 76,8 \text{ Н / мм}$$

Так как  $\Delta q_{sw} = 76,8 \text{ Н/мм} < q_1 = 82,92 \text{ Н/мм}$

$$l_1 = C - \frac{M_b/C + 0,75q_{sw2} \cdot C_{02} - Q_{max} + q_1 C}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 1,590 - \frac{113,76/1,590 + 0,75 \cdot 157,03 \cdot 1,060 - 311,85 + 82,92 \cdot 1,59}{76,8} = 1,377 \text{ м}$$

$$\text{где: } C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{113,76}{82,92 - 76,80}} = 4,31 \text{ м} > 3h_{01} = 1,59 \text{ м}.$$

Принимаем  $C=1,59$  м. Проверяем условие:

$$C = 1590 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw1}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 530}{1 - 0,5 \cdot \frac{157,03}{0,9 \cdot 300}} = 1494,63 \text{ мм}$$

Пересчёт  $c$  не требуется.

Б. Графический метод

*Эпюра Q (кН)*

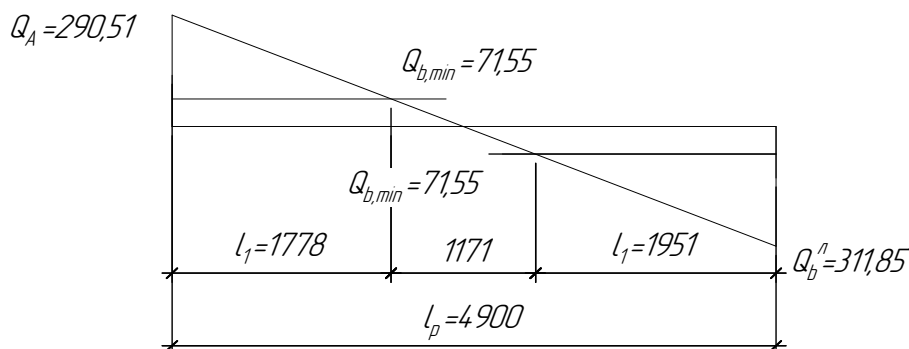


Рисунок 11 - К определению  $l_1$  графическим методом в крайнем ригеле

По бóльшему значению длины приопорных участков принимаем 1778 мм и 1951 мм.

Расчёт поперечной арматуры для ригеля средних пролётов выполняется аналогично выше изложенному.

### 2.1.9 Обрыв продольной арматуры в крайнем ригеле.

#### Построение эпюры несущей способности ригеля

В целях экономии до 50% продольной арматуры её можно обрывать там, где она уже не нужна. Для определения места обрыва продольной арматуры строится огибающая эпюра изгибающих моментов от внешних нагрузок и эпюра несущей способности сечений ригеля  $M_{ult}$ . Моменты от внешней нагрузки в пяти точках огибающей эпюры определяются по формуле:  $M = \beta(g + p)l^2$ .

Расчётные моменты эпюры несущей способности в каждом сечении равны:  $M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$  где:  $x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$

$A_s$  - площадь арматуры в рассматриваемом сечении ригеля.  
Место фактического обрыва стержней отстает от теоретического на расстояние  $W$ , принимаемое не менее величины:

$$W = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d, \text{ при этом, если } \frac{Q}{2q_{sw}} > h_0,$$

$$W = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw} \cdot h_0}{Q}\right) + 5d$$

где:  $Q$ ,  $q_{sw}$  и  $d$  - соответственно поперечная сила, поперечное усилие в поперечных стержнях и диаметр обрываемого стержня в месте его теоретического обрыва. По всей длине ригеля должно соблюдаться условие:  $M \leq M_{ult}$ .

Подсчёт моментов при отношении  $\frac{p}{g} = \frac{80,03}{42,90} = 1,87$

$q = g + p = 80,03 + 42,90 = 122,93$  кН/м сведён в таблицу 1.

Значение коэффициента  $\beta$  для определения отрицательных моментов принято по интерполяции значений таблицы 1 [10].

Таблица 1 Изгибающие моменты  $M$  в крайнем ригеле

Крайний пролет «0...5»								
$M = \beta q l_1^2 = \beta \cdot 122,93 \cdot 4,9^2 = 2951,55 \beta$ (кН·м)								
Сечения		0	1	2	2'	3	4	5
Положительные моменты	$\beta$	-	0,037	0,079	0,0833	0,077	0,030	-
	+M	-	109,21	233,17	245,96	227,27	88,55	-
Отрицательные моменты	$\beta$	-0,050	-0,012	+0,0068	-	+0,0038	-0,019	-0,0625
	-M	-147,58	-35,42	+20,07	-	+11,22	-55,96	-199,84* (по $l_2$ )

\* Отрицательный момент  $M_5$  в опорном сечении «5» вычисляется по большему из двух смежных пролетов, т.е. по  $l_2 = 5,1$ м;  $M_5 = -0,0625 \cdot 122,93 \cdot 5,1^2 = -199,84$  кН·м

Нулевые точки эпюры положительных моментов располагаются на расстоянии  $0,1l_1 = 0,49\text{м}$  от грани левой опоры и  $0,125l_1 = 0,6125\text{м}$  от грани правой опоры.

На наибольший положительный момент  $M_1 = 245,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$  в п.2.1.5а была принята арматура 3Ø25А400 с  $A_s = 1473 \text{ мм}^2$ ;  $h_0 = 555 \text{ мм}$ .

Поскольку нижняя пролётная арматура пропускается без обрывов по всему пролёту, эпюра несущей способности примет вид прямоугольника с ординатой:

$$M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 1473 \cdot (555 - 0,5 \cdot 151,6) = \\ = 250588825 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 250,59 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{где: } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 1473}{11,5 \cdot 300} = 151,6 \text{ мм}$$

На отрицательный опорный момент на крайней опоре

$M_A = -147,58 \text{ кН}\cdot\text{м}$  в п.2.1.5б приняты 2Ø25А400 с  $A_s = 982 \text{ мм}^2$ ;  $h_0 = 532,5 \approx 535 \text{ мм}$ .

$$M_{ult} = R_s A_s \cdot (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 982 \cdot (535 - 0,5 \cdot 101,1) = \\ = 168884114,5 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 168,88 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{где: } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 982}{11,5 \cdot 300} = 101,1 \text{ мм}$$

На момент  $M_B = 199,84 \text{ кН}\cdot\text{м}$  была принята в п. 2.1.5д арматура 2Ø25 + 1Ø22А400 с  $A_s = 1362,1 \text{ мм}^2$ ;  $h_0 = 532,5 \approx 535 \text{ мм}$ . Сначала обрывается 1Ø22, а затем 2Ø25А400 с  $M_{ult} = 167,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = \\ = 355 \cdot 1362,1 \cdot (535 - 0,5 \cdot 140,16) = 224809973,9 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 224,81 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{где: } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{355 \cdot 1362,1}{11,5 \cdot 300} = 140,16 \text{ мм}$$

В сечении «4»  $M_4 = -55,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ; арматура 2Ø14 А400 с  $A_s = 308 \text{ мм}^2$ ;  $h_0 = 535 \text{ мм}$

$$M_{ult} = R_s A_s \cdot (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 308 \cdot (535 - 0,5 \cdot 31,69) = \\ = 56764257,16 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 56,76 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{где: } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{355 \cdot 308}{11,5 \cdot 300} = 31,69 \text{ мм}$$

Обрываемые опорные стержни заводятся за место теоретического обрыва на величину  $W$ . Расстояние от опорных стержней до мест теоретического обрыва стержней  $a_{(1,2)}$  и значение  $Q_{(1,2)}$  определяется из эпюры графически по рисунку 12.

Из расчёта ригеля на прочность по поперечной силе п. 2.1.7  $q_{sw1} = 126,31$  Н/мм,  $q_{sw2} = 157,03$  Н/мм,  $h_{01} = h_{02} = 530$  мм.

Значения  $W$  будут (см. рис.12):

для надпорных стержней слева  $2\varnothing 25$  А400:

$$\frac{Q_1}{2q_{sw1}} = \frac{212970}{2 \cdot 126,31} = 843,04 > h_0 = 530 \text{ мм}, \text{ поэтому}$$

$$W_1 = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw} \cdot h_0}{Q}\right) + 5d = 2 \cdot 530 \cdot \left(1 - \frac{126,31 \cdot 530}{212970}\right) + 5 \cdot 25 = 851,80 \text{ мм}$$

для надпорных стержней справа  $2\varnothing 25 + 1\varnothing 22$  А400

$$\frac{Q_2}{2q_{sw2}} = \frac{290060}{2 \cdot 157,03} = 923,58 > h_0 = 530 \text{ мм}, \text{ поэтому}$$

$$W_2 = 2h_{02} \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_2}\right) + 5d = 2 \cdot 530 \cdot \left(1 - \frac{157,03 \cdot 530}{290060}\right) + 5 \cdot 25 = 880,86 \text{ мм}$$

для надпорных стержней справа  $2\varnothing 25$  А400

$$\frac{Q_3}{2q_{sw2}} = \frac{202940}{2 \cdot 157,03} = 646,18 > h_0 = 530 \text{ мм}, \text{ поэтому}$$

$$W_3 = 2h_{02} \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_2}\right) + 5d = 2 \cdot 530 \cdot \left(1 - \frac{157,03 \cdot 530}{202940}\right) + 5 \cdot 25 = 750,29 \text{ мм}$$

Принято  $W_1 = 860$  мм;  $W_2 = 890$  мм,  $W_3 = 760$  мм

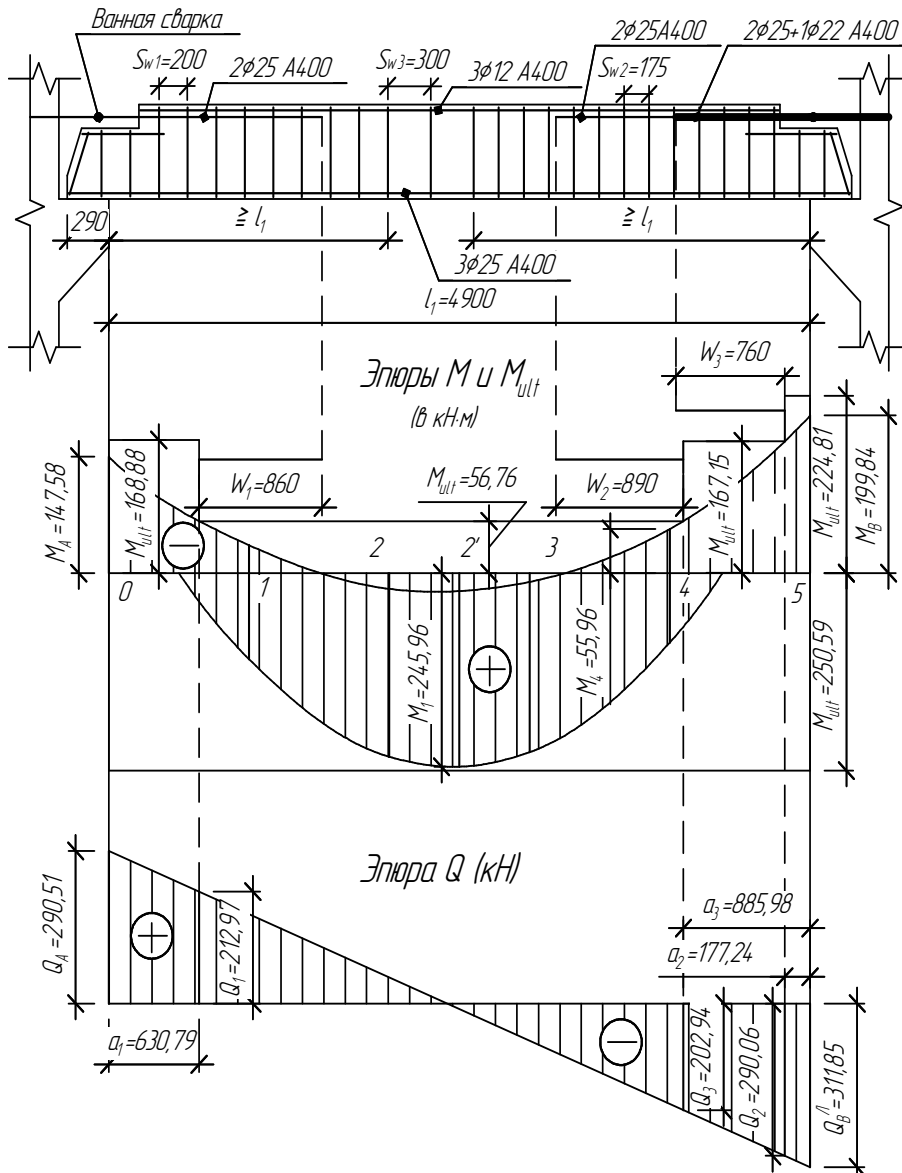


Рисунок 12- Огибающая эпюра моментов и «эпюра несущей способности» крайнего ригеля

## 2.2 Вариант ригеля с двумя каркасами

Нагрузки, расчётные пролёты, усилия М и Q, высота ригеля и применяемые материалы принимаются из расчёта ригеля с тремя каркасами п. 2.1 (см. рисунок 9).

### 2.2.1 Расчёт арматуры

а) *Крайний пролет.*  $M_1 = 245,96$  кН·м;  $b = 300$  мм;  $h = 600$  мм;  $a = 75$  мм (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 75 = 525$  мм (арматура расположена в два ряда по высоте см. рисунок 13).

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{245,96 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 525^2} = 0,259$$

$$\text{Отсюда, } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,259} = 0,306$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = \frac{0,306 \cdot 11,5}{355} \cdot 300 \cdot 525 = 1561,2 \text{ мм}^2$$

Принято 4Ø22A400 с  $A_s = 1520$  мм<sup>2</sup> (-2,7%). Недостаток площади продольной арматуры компенсирован избытком на опорах.

$a = 30 + 24/2 + 60/2 = 72$  мм (где 30мм - толщина закладной детали, к которой привариваются продольные стержни; 60мм - расстояние между стержнями диаметром 22 мм принимается по приложению К; 24 мм диаметр арматуры 22 по рифам принимается по приложению И), пересчёт  $a$  не требуется.

Проверка условия  $\xi = 0,306 < \xi = 0,35$ , необходимого при расчёте статически неопределимых конструкций по методу предельного равновесия.

б) *Крайняя опора.*  $M_A = -147,58$  кН·м;  $a = 70$  мм (предварительно), тогда  $h_0 = 530$  мм (арматура расположена в один ряд).

$$\alpha_m = \frac{147,58 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 530^2} = 0,152$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,152} = 0,166$$

$$A_s = \frac{M_A}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{147,58 \cdot 10^6}{355(1 - 0,5 \cdot 0,166) \cdot 530} = 855,37 \text{ мм}^2$$

принято 2Ø25 A400 с  $A_s = 982$  мм<sup>2</sup> (+12,9%).  $a = 80 - 27/2 = 66,5$  мм (где 80мм - расстояние от верха ригеля до низа арматурного стержня), пересчёт не требуется.



в) Верхняя пролетная арматура крайнего пролета по моменту в сечении «4»

$M_4 = 56,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $h_0 = h - a = 600 - 35 = 565 \text{ мм}$  (однорядная арматура).

$$\alpha_m = \frac{56,08 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 565^2} = 0,051 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052$$

$$A_s = \frac{\xi R_b}{R_s} b h_0 = \frac{0,052 \cdot 11,5}{355} \cdot 300 \cdot 565 = 287,56 \text{ мм}^2$$

принято  $2\varnothing 14 \text{ A400}$  с  $A_s = 308 \text{ мм}^2$  (+7,1%)

з) Средний пролет.  $M_2 = 199,84 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $b = 300 \text{ мм}$ ;  $h = 600 \text{ мм}$ ;  $a = 70 \text{ мм}$  (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$  (арматура расположена в два ряда по высоте).

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b h_0^2} = \frac{199,84 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 530^2} = 0,206$$

$$\text{Отсюда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,206} = 0,233$$

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 = 0,233 \cdot \frac{11,5}{355} \cdot 300 \cdot 530 = 1201,08 \text{ мм}^2$$

принято  $4\varnothing 20 \text{ A400}$  с  $A_s = 1256 \text{ мм}^2$  (+4,6%).

$a = 30 + 22/2 + 60/2 = 71 \text{ мм}$  (где 30 мм - толщина закладной детали, к которой привариваются продольные стержни; 22 мм диаметр арматуры 20 по рифам), пересчёт  $a$  не требуется.

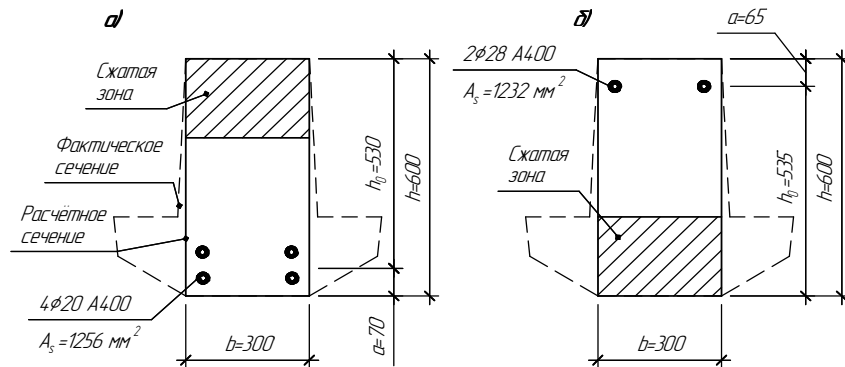


Рисунок 13—Расчётные сечения среднего ригеля в пролёте (а) и на опоре В (б)

д) Средняя опора.  $M_B = M_C = M = 199,84$  кН·м;  $b = 300$  мм;  $h = 600$  мм;  $a=65$  мм (предварительно), тогда  $h_0 = h - a = 600 - 65 = 535$  мм (арматура расположена в один ряд).

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{199,84 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 535^2} = 0,202 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,202} = 0,227$$

$$A_s = \frac{M}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{199,84 \cdot 10^6}{355(1 - 0,5 \cdot 0,227) \cdot 535} = 1186,92 \text{ мм}^2$$

принято  $2\varnothing 28$  А400 с  $A_s = 1232$  мм<sup>2</sup> (+3,8%)  $a = 80 - 30,5/2 = 64,75$  мм, что соответствует ранее принятому значению.

е) Верхняя пролетная арматура среднего пролета по моменту в сечении «б»

$M_6 = -70,34$  кН·м;  $b = 300$  мм;  $h = 600$  мм;  $h_0 = h - a = 600 - 35 = 565$  мм (однорядная арматура).

$$\alpha_m = \frac{70,34 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 565^2} = 0,064 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,064} = 0,066$$

$$A_s = \frac{M_6}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{70,34 \cdot 10^6}{355(1 - 0,5 \cdot 0,066) \cdot 565} = 362,66 \text{ мм}^2$$

принято  $2\varnothing 16$  А400 с  $A_s = 402$  мм<sup>2</sup> (+10,8%)

### 2.2.2 Определение площади поперечного сечения поперечной арматуры на отрыв см. п.2.1.6

$$A_{s,omp} = \frac{q_{omp}}{R_s} = \frac{110,51 \cdot 10^3}{355} = 311,31 \text{ мм}^2/\text{пм ригеля}$$

### 2.2.3 Расчёт среднего ригеля на прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил

В крайнем и средних пролётах ригеля устанавливаются по два плоских сварных каркаса с односторонним расположением рабочих продольных стержней. В данном расчёте наибольший диаметр продольных стержней в среднем пролёте составляет  $d = 20$  мм.

Во всех пролетах поперечные стержни приняты Ø8 А400 ( $A_{sw1} = 50,3 \text{ мм}^2$ ) которые удовлетворяют требованиям обеспечения качественной сварки. Количество поперечных стержней в нормальном сечении равно числу плоских сварных каркасов в элементе, то есть  $n = 2$ .

Средний пролёт

$Q_B'' = Q_C = 313,47 \text{ кН}$ ,  $h = 600 \text{ мм}$ ,  $h_0 = 535 \text{ мм}$ ,  $b = 300 \text{ мм}$ .  $q_1 = 82,92 \text{ кН/м}$  (п.2.1.7). Исходя из условий сварки принимаем поперечную арматуру Ø 8 А400 ( $20/4 = 5 \text{ мм} < 8 \text{ мм}$ ) с шагом  $S_{w1} = 100 \text{ мм}$  ( $S_{w1} \leq 0,5 h_0$ ;  $S_{w1} \leq 300 \text{ мм}$ )

$$s_{w1} = 100 \text{ мм} < s_{w, \max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_B''} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 535^2}{313470} = 246,5 \text{ мм}$$

*Проверка прочности наклонной сжатой полосы:*

$Q_B'' = Q_C = 313,47 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 535 = 553725 \text{ Н} = 553,73 \text{ кН}$   
- прочность сжатой полосы обеспечена.

*Проверка прочности наклонного сечения:*

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w1}} = \frac{285 \cdot \left( 2 \cdot 50,3 - \frac{311,31 \cdot 100}{1000} \right)}{100} = 197,99 \text{ Н/мм} \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right)$$

$$q_{sw1} = 197,99 \text{ Н/мм} > 0,25 R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5 \text{ Н/мм} \text{ хомуты}$$

полностью учитываются в расчёте и  $M_b$  определяется по формуле:

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 535^2 = 115921125 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 115,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Поскольку } \frac{q_{sw1}}{R_{bt} b} = \frac{197,99}{0,9 \cdot 300} = 0,73 < 2$$

$$C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{115,92}{82,92}} = 1,182 \text{ м} = 1182 \text{ мм} < 3h_0 = 3 \cdot 540 = 1620 \text{ мм}$$

Принято:  $C = 1182 \text{ мм}$ ,  $C_0 = 2h_0 = 2 \cdot 535 = 1070 \text{ мм}$ .

$$Q_{sw1} = 0,75 q_{sw1} C_0 = 0,75 \cdot 197,99 \cdot 1,07 = 158,88 \text{ кН}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{115,92}{1,182} = 98,07 \text{ кН}$$

$$Q = Q_B'' - q_1 C = 313,47 - 82,92 \cdot 1,182 = 215,49 \text{ кН} <$$

$$< Q_b + Q_{sw} = 98,07 + 158,88 = 256,95 \text{ кН} (+19,3\%)$$

- прочность наклонного сечения обеспечена. При шаге  $S_{w1} = 125$  мм прочность наклонного сечения не обеспечивается (-2,2 %), поэтому корректировка шага поперечных стержней  $s_{w1}$  не требуется.

#### 2.2.4 Определение длины приопорных участков среднего ригеля

##### А. Аналитический метод

В середине пролёта ригеля предварительно принимаем  $d_{sw3} = 8$  мм,  $S_{w3} = 300$  мм ( $S_{w3} \leq 0,75 h_0 = 0,75 \cdot 530 = 397,5$  мм;  $S_{w3} \leq 500$  мм), арматура класса А400.

$$\text{Тогда } q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w2}} = \frac{285 \cdot \left( 2 \cdot 50,3 - \frac{311,31 \cdot 0,3}{1,0} \right)}{300} = 6,84 \text{ H/мм (кН/м)}$$

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(197,99 - 6,84) = 143,36 \text{ H/мм}$$

Поскольку  $\Delta q_{sw} = 143,36 \text{ H/мм} > q_1 = 82,92 \text{ H/мм}$ , то

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + 1,5q_{sw3} \cdot h_0)}{q_1} - 2h_0 =$$

$$= \frac{313470 - (72225 + 1,5 \cdot 6,84 \cdot 530)}{82,92} - 2 \cdot 530 = 1783,79 \text{ мм}$$

$$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 530 = 71550 \text{ Н}$$

##### Б. Графический метод

#### Эюры $Q$ (кН)

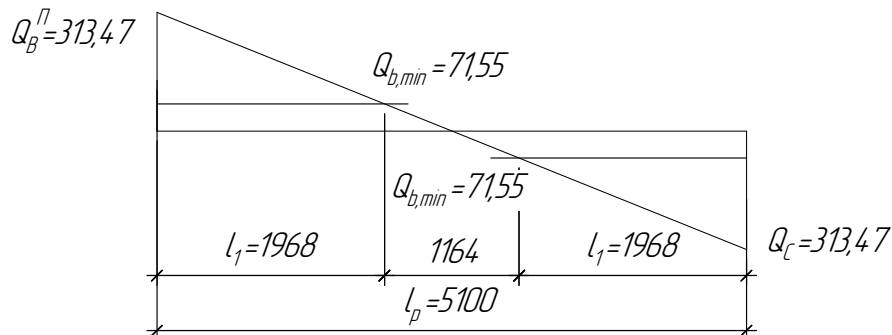


Рисунок 14 - К определению  $l_1$  графическим методом в среднем ригеле  
По большему значению принимаем  $l_1 = 1968$  мм.

### 2.2.5 Обрыв продольной арматуры в среднем ригеле.

#### Построение эпюры несущей способности ригеля

По изложенному выше в пункте 2.1.5 расчету была определена площадь продольной рабочей арматуры в опасных участках сечения: в пролетах и на опорах, где действуют наибольшие по абсолютной величине моменты.

Подсчёт моментов сведен в таблицу 2. Отрицательные моменты в пролёте вычисляются для отношения  $p/g=80,03/42,90=1,87$ .

Таблица 2. Изгибающие моменты  $M$  в среднем ригеле

Средний пролёт пролет «5...10»								
$M = \beta q l_2^2 = \beta \cdot 122,93 \cdot 5,1^2 = 3197,41 \beta$ (кН·м)								
Сечения		5	6	7	7'	8	9	10
Положительные моменты	$\beta$	-	0,018	0,058	0,0625	0,058	0,018	-
	+M	-	57,55	185,45	199,84	185,45	57,55	-
Отрицательные моменты	$\beta$	-0,0625	-0,022	-0,0012	-	-0,0012	-0,022	-0,0625
	-M	-199,84	-70,34	-3,83	-	-3,83	-70,34	-199,84

Нулевые точки эпюры положительных моментов располагаются на расстоянии  $0,1 \cdot l_2 = 0,51$  м от грани левой опоры и  $0,125 \cdot l_2 = 0,6375$  м от грани правой опоры. Огибающая эпюра моментов приведена на рис. 15. Под ней построена эпюра поперечных сил для среднего пролёта.

Ординаты эпюры  $M_{ult}$  вычисляются через площади фактически принятой ранее арматуры и откладываются на том же чертеже.

На положительный момент  $M_2$  принята арматура  $4\varnothing 20$  А400 с  $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ .

$$x_2 = \frac{R_s \cdot A_{s2}}{R_B \cdot b} = \frac{355 \cdot 1256}{11,5 \cdot 300} = 129,2 \text{ мм}$$

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_{02} - 0,5 \cdot x_2) = 355 \cdot 1256 \cdot (530 - 0,5 \cdot 129,2) = 207512552 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 207,51 \text{ кНм}$$

Ввиду убывания положительного момента к опорам  $2\varnothing 20$  А400 обрываются в пролёте.

Момент  $M_{ult}$ , отвечающий оставшейся 2Ø20 А400 будет равен:  
 $h_0 = h - 30 - d / 2 = 600 - 30 - 22 / 2 = 559$  мм (22 мм – диаметр арматуры 20 по рифам, приложение И)

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_B \cdot b} = \frac{355 \cdot 628}{11,5 \cdot 300} = 64,6 \text{ мм}$$

$$M_{ult} = R_s \cdot A_{s2} \cdot (h_{02} - 0,5 \cdot x_2) =$$

$$= 355 \cdot 628 \cdot (559 - 0,5 \cdot 64,6) = 117422498 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 117,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

На момент  $M_B = M_C$  была принята арматура 2Ø28 А400

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_B \cdot b} = \frac{355 \cdot 1232}{11,5 \cdot 300} = 126,77 \text{ мм}$$

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) =$$

$$= 355 \cdot 1232 \cdot (535 - 0,5 \cdot 126,77) = 206265536 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 206,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

На отрицательный момент в пролёте  $M_6$  была принята арматура 2Ø16 А400

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_B \cdot b} = \frac{355 \cdot 402}{11,5 \cdot 300} = 41,4 \text{ мм}$$

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) =$$

$$= 355 \cdot 402 \cdot (565 - 0,5 \cdot 41,4) = 77677053 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 77,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Обрываемые опорные стержни заводятся за место теоретического обрыва на величину  $W$ . Расстояние от опорных стержней до мест теоретического обрыва стержней  $a_{(1,2)}$  и значение  $Q_{(1,2)}$  определяется из эпюры графически по рисунку 15.

Из расчёта ригеля на прочность по поперечной силе п. 2.2.3,  
 $q_{sw1} = q_{sw2} = 197,99$  Н/мм,  $h_{01} = 530$  мм,  $h_{02} = 535$  мм.

Значения  $W$  будут (см. рис.15):

- для пролётных стержней 2Ø20 А400:

$$\frac{Q_1}{2q_{sw1}} = \frac{150430}{2 \cdot 197,99} = 379,89 < h_{01} = 530 \text{ мм}, \text{ поэтому}$$

$$W_1 = \frac{Q_1}{2q_{sw1}} + 5d = \frac{150430}{2 \cdot 197,99} + 5 \cdot 20 = 479,89 \text{ мм}$$

- для опорных стержней 2Ø28 А400:

$$\frac{Q_2}{2q_{sw2}} = \frac{197490}{2 \cdot 197,99} = 498,74 < h_{02} = 535 \text{ мм}, \text{ поэтому}$$

$$W_2 = \frac{Q_2}{2q_{sw2}} + 5d = \frac{197490}{2 \cdot 197,99} + 5 \cdot 28 = 638,74 \text{ мм}$$

Принято  $W_1=500$  мм;  $W_2=650$  мм.

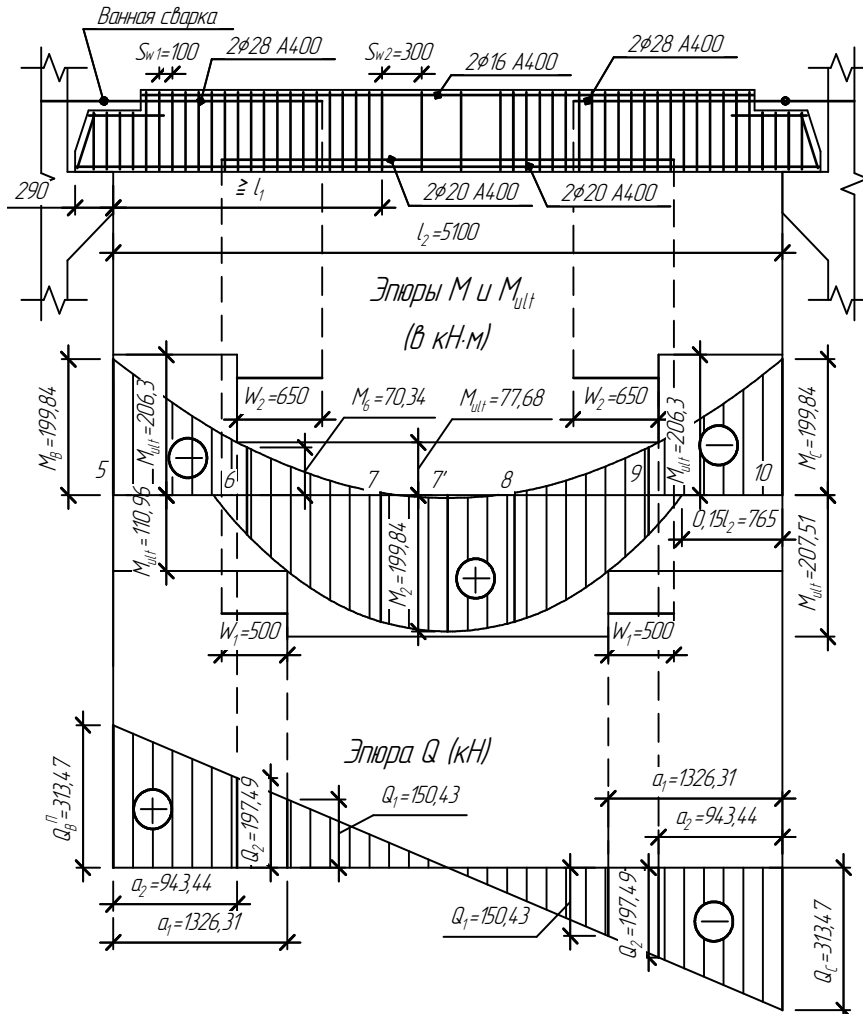


Рисунок 15- Огибающая эпюра моментов и «эпюра несущей способности» среднего ригеля

### 3. РАСЧЁТ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

#### 3.1. Расчёт колонны на сжатие

Колонна принимается двухэтажной разрезки. Сечение колонны на всех этажах постоянное - 400×400мм.

Кроме расчёта на сжатие, который излагается ниже, колонна должна быть рассчитана на усилия, действующие при транспортировке и монтаже. Однако в курсовом проекте расчёт на эти усилия не производится, но диаметры угловых стержней в сечении колонны должны быть:

при  $H_{э\text{т}} \leq 4,2\text{м}$  не менее  $\varnothing 20$  мм (из условий ванной сварки),

при  $H_{э\text{т}} = 4,8\text{м}$  не менее  $\varnothing 20$  мм (из условий ванной сварки),

при  $H_{э\text{т}} = 5,4\text{м}$  не менее  $\varnothing 22$  мм,

при  $H_{э\text{т}} = 6,0\text{м}$  не менее  $\varnothing 25$  мм.

В данном примере нагрузка на внутреннюю колонну собирается с грузовой площади представленной на рисунке 1

$\Omega = l \times l_{\text{к}} = 6,2 \times 6,0 = 37,2 \text{ м}^2$ . Подсчёт нагрузок сводится в таблицу 3.

Длительная составляющая временной нагрузки на перекрытие (указана в задании на КП) и снеговой нагрузки на покрытие (п. 1.7 к [2]) равна 50% (коэффициент 0,5).

Собственный вес колонны длиной 4,8 м с учётом веса двухсторонней консоли и коэффициента  $\gamma_n = 1,0$  будет:

– нормативный –  $1,0 \times [0,4 \times 0,4 \times 4,8 + (0,3 \times 0,7 + 0,35 \times 0,35) \times 0,4] \times 25 = 22,53 \text{ кН}$

– расчётный -  $1,1 \times 22,53 = 24,78 \text{ кН}$ .

#### Расчет колонны первого этажа

Бетон тяжёлый класса В 15, арматура класса А400.

*А. При сплошном загрузении временной нагрузкой расчет колонны производится в сечении 1 (см. рисунок 17).*

- От кратковременного действия всей нагрузки, которая равна сумме нагрузок от покрытия, двух перекрытий и трех этажей колонны.

$N = 345,21 + 2 \cdot 681,76 + 3 \cdot 24,78 = 1783,03 \text{ кН}$

При соотношении  $H_{э\text{т}} / b = 4,8 / 0,4 = 12; \varphi = 0,89$  (п. 6.2.17. СП [4]

или примечание приложения Д)

$$A_{s \text{ tot}} = \frac{N / \varphi - R_g \cdot A}{R_{sc}} = \frac{1783,03 \cdot 10^3 / 0,89 - 8,5 \cdot 400^2}{355} = 1812,39 \text{ мм}^2$$



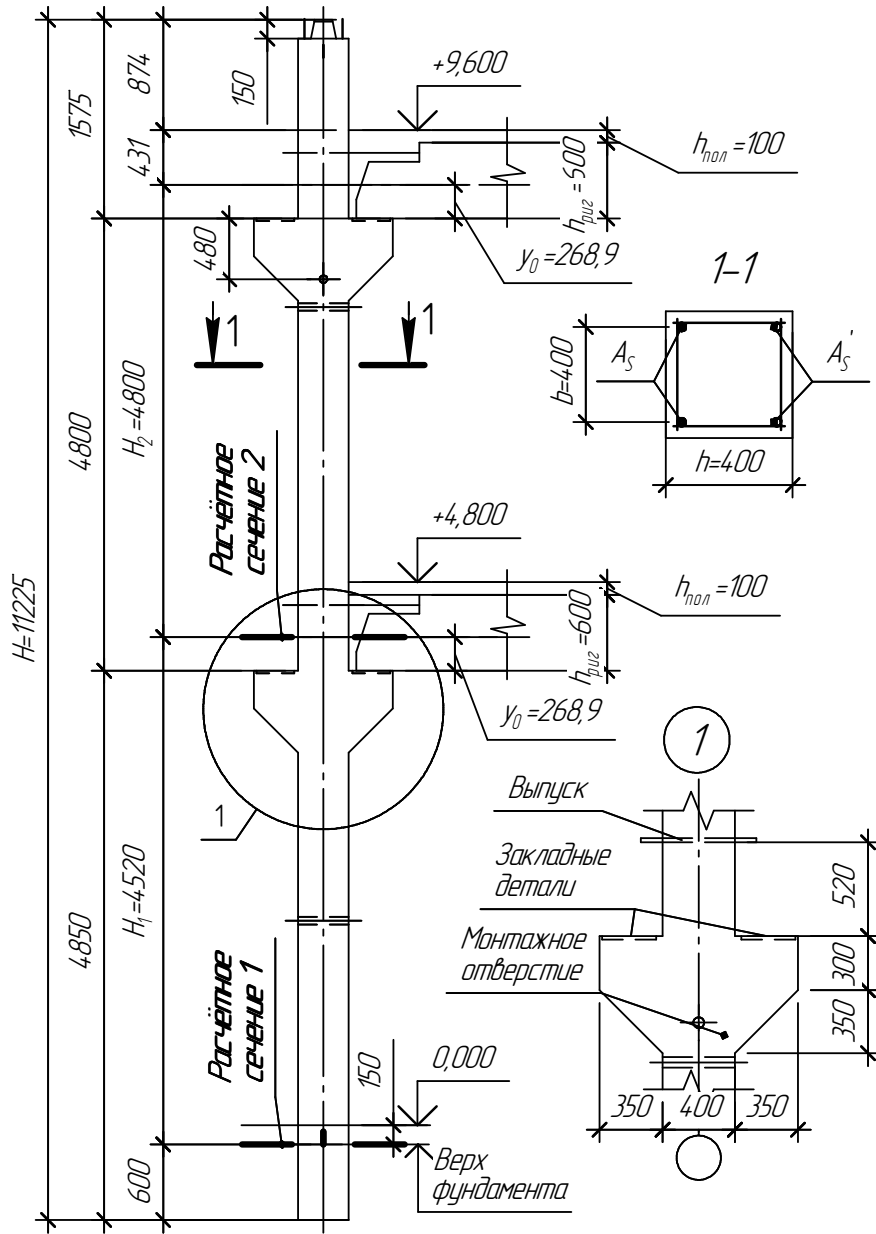


Рисунок 17 – К расчёту сборной железобетонной колонны

Таблица 3. - Подсчёт нагрузок на колонну

Вид нагрузок	Нагрузка (кН/м <sup>2</sup> )×Ω×γ <sub>n</sub>	Нормат. нагрузка, кН	γ <sub>f</sub>	Расчетная нагрузка, кН
От покрытия				
1. Конструкции кровли (ковер, утеплитель, стяжка и т.д.)	1,95×37,2×1,0	72,54	1,3	94,30
2. Вес железобетонной конструкции покрытия с учётом веса ригеля ≈1,00кН/м <sup>2</sup>	3,95×37,2×1,0	146,94	1,1	161,63
3. Временная нагрузка в IV снеговом районе	1,68×37,2 2,4×37,2×1,0	62,50	1/0,7	89,28
Полная нагрузка		281,98		345,21
От междуэтажных перекрытий				
1. Конструкция железобетонного перекрытия с учётом веса ригеля (1кН/м <sup>2</sup> )	3,95×37,2×1,0	146,94	1,1	161,63
2. Пол и перегородки	2,5×37,2×1,0	93,0	1,1	102,3
3. Временная нагрузка с коэф. снижения K <sub>3</sub> =0,8	0,8×11,7×37,2×1,0	348,19	1,2	417,83
Полная нагрузка		588,13		681,76

- От длительного действия постоянной и длительной части полезной нагрузки:

$$N_l = 94,30 + 161,63 + 0,5 \cdot 89,28 + 2 \cdot (161,63 + 102,3 + 0,5 \cdot 417,83) + 3 \cdot 24,78 = 1320,6 \text{ кН}$$

при соотношении  $H_{эТ} / b = 4,8 / 0,4 = 12; \varphi = 0,872$  ( приложение Д)

$$A_{s, tot} = \frac{N_l / \varphi - \gamma_{bl} \cdot R_b \cdot A}{R_{sc}} = \frac{1320,6 \cdot 10^3 / 0,872 - 0,9 \cdot 8,5 \cdot 400^2}{355} = \frac{1514,45 \cdot 10^3 - 1224 \cdot 10^3}{355} = 818,17 \text{ мм}^2$$

*Б. При полосовом загрузении временной нагрузкой перекрытия над первым этажом в сечении 2 (см. рисунок 17).*

За расчетное принимается верхнее сечение колонны первого этажа, расположенное на уровне оси ригеля перекрытия. Расчет

выполняется на комбинацию усилий  $M_{\max}$  -  $N$ , отвечающую загрузению временной нагрузкой одного из примыкающих к колонне пролетов ригеля перекрытия первого этажа к сплошному загрузению остальных перекрытий и покрытия.

Временная нагрузка на перекрытие первого этажа собирается с половины грузовой площади (см. рисунок 19). Расчётная продольная сила  $N$  в расчетном сечении колонны с учетом собственного веса двух её верхних этажей, расположенных выше рассматриваемого сечения.

$$N = 345,21 + 2 \cdot 681,76 - 417,83 / 2 + 2 \cdot 24,78 = 1549,38 \text{ кН}$$

$$N_l = 94,30 + 161,63 + 0,5 \cdot 89,28 + 2 \cdot (161,63 + 102,3 + 0,5 \cdot 417,83) - 0,5 \cdot 417,83 / 2 + 2 \cdot 24,78 = 1193,36 \text{ кН}$$

Расчётный изгибающий момент определяется из рассмотрения узла рамы. Величина расчётной временной нагрузки на 1 п.м. длины ригеля с учётом коэффициента снижения  $k_2 = 0,8$  будет:

$$P = k_2 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot P_{on} \cdot l_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 11,7 \cdot 6,0 = 67,39 \text{ кН/пм}$$

Расчётные высоты колонны будут:

- первого этажа

$$H_1 = H_{\text{эт}} + 0,15 - h_{\text{пола}} - h_{\text{пуз}} + y_0 = \\ = 4,8 + 0,15 - 0,1 - 0,6 + 0,269 = 4,519 \cong 4,52 \text{ м}$$

где:  $y_0$ - расстояние до центра тяжести сечения (см. ниже);

- второго этажа  $H_2 = H_{\text{эт}} = 4,8 \text{ м}$

Линейные моменты инерции:

- колонн первого этажа

$$i_1 = \frac{J_k}{H_1} = \frac{0,4^4}{12 \cdot 4,52} = 0,000472 \text{ м}^3$$

- колонн второго этажа

$$i_2 = \frac{J_k}{H_2} = \frac{0,4^4}{12 \cdot 4,8} = 0,000444 \text{ м}^3$$

Площадь поперечного сечения

$$A = 320 \cdot 600 + 2 \cdot 160 \cdot 100 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 160 \cdot 100 = 240000 \text{ мм}^2$$

Статический момент

$$S = 320 \cdot 600 \cdot 300 + 2 \cdot 160 \cdot 100 \cdot 150 + 2 \cdot 160 \cdot 100 \cdot \frac{2}{3} \cdot 100 = 64533333,33 \text{ мм}^2$$

Расстояние до центра тяжести сечения до нижней грани ригеля

$$y_0 = \frac{S}{A} = \frac{64533333,33}{240000} = 268,9 \text{ мм}$$

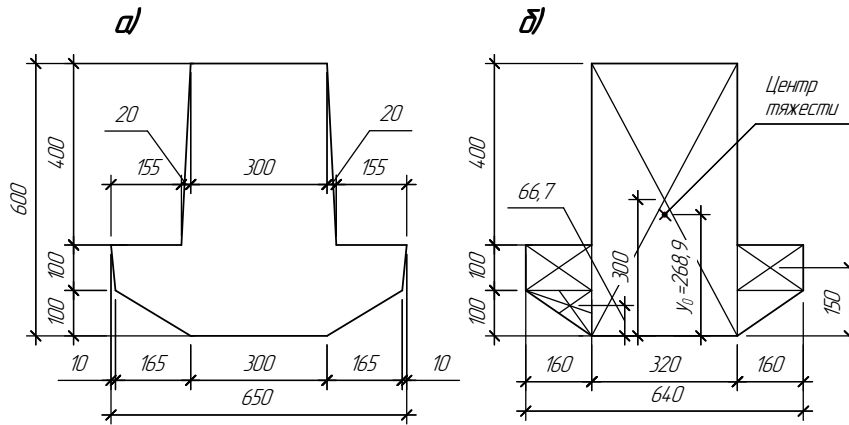


Рисунок 18 – К определению геометрических характеристик ригеля  
 а – фактическое сечение, б - расчётное сечение

Момент инерции расчётного сечения (рисунок 18 б)

$$J = \frac{320 \cdot 600^3}{12} + 320 \cdot 600 \cdot (300 - 268,9)^2 + 2 \cdot \frac{160 \cdot 100^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 160 \cdot 100 \cdot (268,9 - 150)^2 + 2 \cdot \frac{160 \cdot 100^3}{36} + 160 \cdot 100 \cdot$$

$$\cdot (268,9 - 66,7)^2 = 7087808036 \text{ мм}^4$$

$$i_p = \frac{J}{l} = \frac{7087808036}{6200} = 1143195 \text{ мм}^3 = 0,00114320 \text{ м}^3$$

Изгибающий момент в сечении 2-2 колонны

– от расчётных нагрузок

$$M = \frac{p \cdot l^2}{12} \cdot \frac{i_1}{i_1 + i_2 + 2 \cdot i_p} = \frac{67,39 \cdot 6,2^2}{12} \cdot$$

$$\frac{0,000472}{0,000472 + 0,000444 + 2 \cdot 0,001143195} = 31,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– от длительно действующих расчётных нагрузок

$$M_l = 0,5M = 0,5 \cdot 31,82 = 15,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент в сечении 1-1 (на обресе фундамента)

– от расчётных нагрузок

$$M_l = 0,5M = 0,5 \cdot 31,82 = 15,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– от нормативных нагрузок

$$M_{nl} = 0,5 \cdot M / \gamma_f = 0,5 \cdot 31,82 / 1,2 = 13,26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Для класса бетона В15  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ , модуль упругости  $E_b = 24000 \text{ МПа}$ .

Для продольной арматуры класса А 400

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа}$$

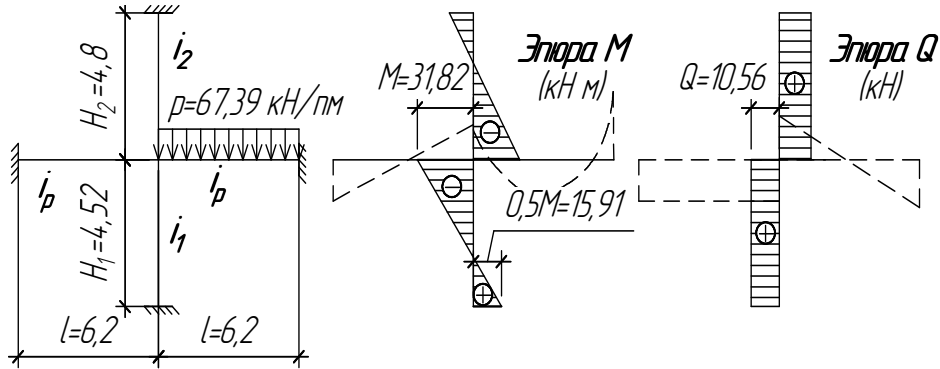


Рисунок 19 – К определению усилий в средней колонне

$$l_0 = H_1 = 4,52 \text{ м}; h_0 = h - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм (предварительно)}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4520}{400} = 11,3 > 4 \text{ необходим учёт прогиба колонны.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{31,82}{1549,38} = 0,021 \text{ м} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм}$$

Значение  $M$  не корректируется

моменты внешних сил относительно центра тяжести сжатой арматуры:

$$M_1 = M + N \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 31,82 + 1549,38 \cdot \frac{0,35 - 0,05}{2} = 264,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 15,91 + 1191,36 \cdot \frac{0,35 - 0,05}{2} = 194,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{194,61}{264,23} = 1,737$$

Так как  $\frac{e_0}{h} = \frac{21}{400} = 0,053 < 0,15$  принято  $\delta = \frac{e_0}{h} = 0,15$

В первом приближении принято  $\mu = 0,008$

$$\mu \cdot \alpha = 0,008 \cdot \frac{20 \cdot 10^4}{2,4 \cdot 10^4} = 0,067$$

жёсткость:

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] =$$

$$2,4 \cdot 10^4 \cdot 400^4 \left[ \frac{0,0125}{1,737 \cdot (0,3 + 0,15)} + 0,175 \cdot 0,067 \left( \frac{0,35 - 0,05}{0,4} \right)^2 \right] =$$

$$= 614,4 \cdot 10^{12} (0,015991812 + 0,0065953125) = 1,38775291 \cdot 10^{13} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2$$

Отсюда:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 1,38775291 \cdot 10^{13}}{4520^2} = 6704,02 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6704,02 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1549,38}{6704,02}} = 1,301$$

Расчётный изгибающий момент:

$$M = \eta \cdot M_0 = 1,301 \cdot 31,82 = 41,40 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Необходимая площадь арматуры определяется следующим образом:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1549,38 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 400 \cdot 350} = 1,302; \quad \delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{50}{350} = 0,143$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2} = \frac{41,40 \cdot 10^6 + 1549,38 \cdot 10^3 \cdot (350 - 50)/2}{8,5 \cdot 400 \cdot 350^2} = 0,657$$

Так как  $\alpha_n = 1,302 > \zeta_R = 0,531$ ,  $A_s = A'_s$  определяется по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} =$$

$$\frac{8,5 \cdot 400 \cdot 350}{355} \cdot \frac{0,657 - 0,817(1 - 0,5 \cdot 0,817)}{1 - 0,143} = 679,59 \text{ мм}^2$$

$$\mu = A_s + A'_s / b \cdot h_0 = 679,59 + 679,59 / 400 \cdot 350 = 0,0097 > 0,008$$

Так как коэффициенты армирования предварительно принятые и полученные незначительно отличаются друг от друга, пересчёт площади поперечного сечения арматуры не производится.

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{1,302(1 - 0,531) + 2 \cdot 0,403 \cdot 0,531}{1 - 0,531 + 2 \cdot 0,403} = 0,817$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_1)}{1 - \delta} = \frac{0,657 - 0,386(1 - 0,5 \cdot 0,386)}{1 - 0,143} = 0,403$$

$$\xi_1 = \frac{\alpha_n - \xi_R}{2} = \frac{1,302 - 0,531}{2} = 0,386$$

По большему из полученных значений:  $A_{s,tot} = 1812,39 \text{ мм}^2$ ,  $A_{s,tot} = 818,17 \text{ мм}^2$ ,  $A_{s,tot} = A_s + A_s' = 2 \cdot 685,67 = 1371,34 \text{ мм}^2$  и  $A_{s,tot} = 2 \cdot A_{s,min} = 2 \cdot b \cdot h_0 \cdot \mu_{min} = 2 \cdot 0,0015 \cdot 400 \cdot 350 = 420 \text{ мм}^2$ , принята арматура 4Ø25 А400 с  $A_{s,tot} = 1963 \text{ мм}^2$  (+7,7%,  $\mu = 0,014$ ).

Принятую продольную арматуру пропускаем по всей длине рассчитываемой монтажной единицы без обрывов. Колонна армируется сварным каркасом из арматуры диаметром 8 мм класса А240 с шагом  $S = 350 \text{ мм}$ .

### 3.2. Расчёт колонны на поперечную силу

Поперечная сила в колонне равна:

$$Q = \frac{M_1 + 0,5M_2}{H_1} = \frac{31,81 + 15,91}{4,52} = 10,56 \text{ кН}$$

Поскольку  $Q$  постоянна по высоте колонны  $C = C_{max} = 3 \cdot h_0 = 3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм} < H_1 = 4,52 \text{ м}$

Поскольку  $C = C_{max}$

$$Q_b = \varphi_{n2} Q_{b,min} = 0,990 \cdot 52,5 = 51,98 \text{ кН}, \text{ где:}$$

$$\varphi_{n2} = 1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \left( \frac{N}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \cdot \frac{1549,38}{2056,87} - 4 \left( \frac{1549,38}{2056,87} \right)^2 = 0,990$$

$$N_b = R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot} = 8,5 \cdot 400^2 + 355 \cdot 1963 = 2056865 \text{ Н} = 2056,87 \text{ кН} > N = 1549,38 \text{ кН}$$

$$Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 400 \cdot 350 = 52500 \text{ Н} = 52,5 \text{ кН} > Q = 10,56 \text{ кН}$$

Прочность по наклонному сечению обеспечена. Поперечная арматура принимается по конструктивным требованиям, то есть Ø 8 А 240 с шагом  $S_w = 350 \text{ мм}$  ( $S_w \geq 0,25d$  и  $S_w \leq 15d$ ).

Расчёт по бетонной полосе между наклонными сечениями:

$$Q = 10,56 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 \varphi_{nl} = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 350 \cdot 0,493 = 176164,69 \text{ Н} \\ = 176,16 \text{ кН}$$

$N / N_b = 1549,38 / 2056,87 = 0,75 > 0,5$ , поэтому

$$\varphi_{nl} = 2 \left( 1 - \frac{N}{N_b} \right) = 2 \left( 1 - \frac{1549,38}{2056,87} \right) = 0,493$$

Прочность по бетонной полосе обеспечена.

### 3.3. Расчёт консоли колонны

Консоль колонны предназначена для опирания ригеля рамы. Консоли колонны бетонируются одновременно с ее стволом, поэтому выполняется также из тяжелого бетона класса В15 имеем расчетное сопротивление бетона  $R_b=8,5$  МПа,  $R_{bt}=0,75$  МПа, модуль упругости бетона  $E_b=24000$  МПа. Продольная арматура выполняется из стали класса А400 с расчетным сопротивлением  $R_s=355$  МПа. Поперечное армирование консолей выполняется в виде горизонтальных двухветвевых хомутов из стержней диаметром 10мм класса А240. Модуль упругости поперечных стержней  $E_s=200000$  МПа. Консоль воспринимает нагрузку от опорной реакции ригеля  $Q_B^H = 313,47$  кН, которая является максимальной.

Максимальная расчётная поперечная сила, передаваемая на консоль, составляет:

$$Q_B^H = 313,47 \text{ кН}$$

Принимаем вылет консоли  $l_c=350$  мм, высоту сечения консоли в месте примыкания ее к колонне,  $h=650$  мм. Угол наклона сжатой грани консоли к горизонту  $\alpha = 45^\circ$ . Рабочая высота опорного сечения консоли:  $h_0=h-a=650-50=600$  мм. Расстояние от приложения силы  $Q$  до опорного сечения консоли будет:

$$a = l_c - l_{\text{sup}} / 2 = 350 - 290 / 2 = 205 \text{ мм.}$$

Размеры сечения консоли должны удовлетворять условию прочности на действие поперечной силы:

$$Q_B^H < Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c, \quad c=a=205 \text{ мм}$$

$$Q_{b,\text{min}} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b \leq Q_{\text{max}} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$



Так как  $Q_b = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 400 \cdot 600^2 / 205 = 790243,90 H > Q_{b,max} = 450 \cdot 10^3 H$ ,

то в расчёт принимаем  $Q_{b,max} = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 400 \cdot 600 = 450 \cdot 10^3 H$

$Q_B'' = 313,47 < Q_{b,max} = 450 \text{ кН}$  - размеры консоли достаточны.

Определение площади продольной арматуры  $A_s$ .

Момент в опорном сечении, взятый с коэффициентом 1,25, равен:

$$M = 1,25Q \cdot a = 1,25 \cdot 313,47 \cdot 0,205 = 80,33 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

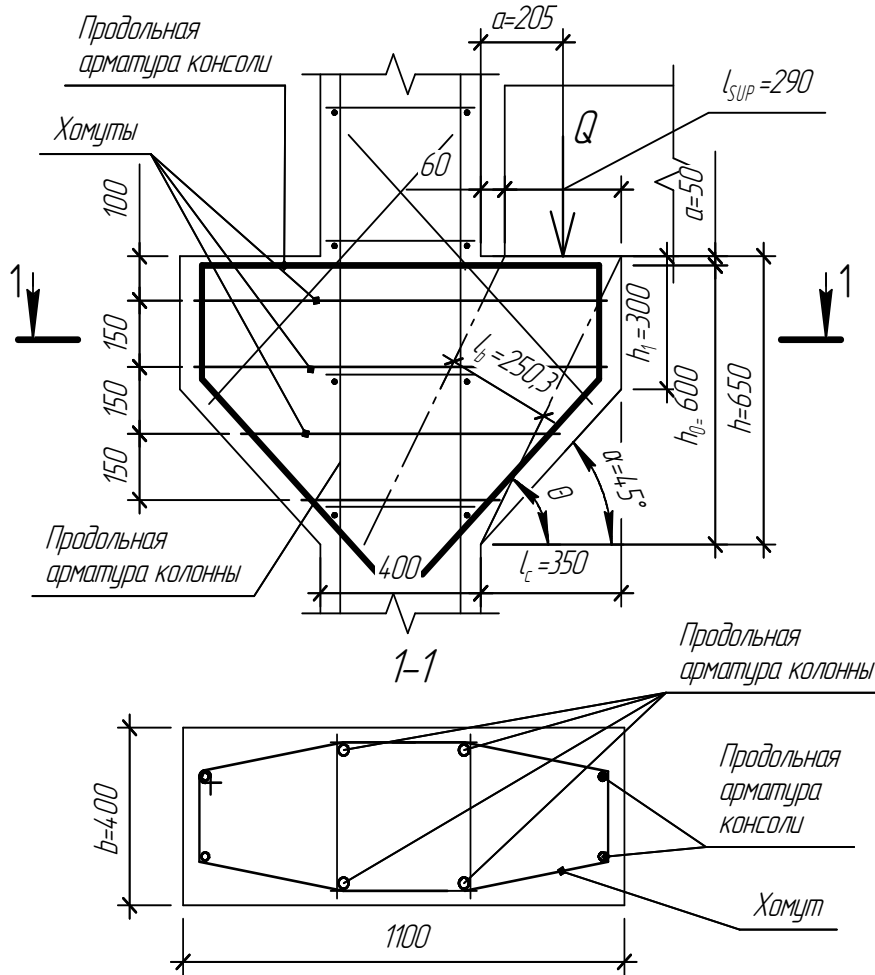


Рисунок 20 – К расчёту консоли

Площадь сечения арматуры будет равна:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot 0.9 h_0} = \frac{80,33 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.9 \cdot 600} = 419,04 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø18 А400 с  $A_s=509 \text{ мм}^2$  (+17,7%).

### Расчёт консоли по СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции

Высота сечения у свободного края  $h_1=650-350=300 \text{ мм} > h/3=200 \text{ мм}$ .

Рабочая высота опорного сечения консоли  $h_0=h-a=650-50=600 \text{ мм}$ .

Поскольку  $l_c=350 < 0,9 h=585 \text{ мм}$ , консоль короткая. Размеры консоли представлены на рисунке 20.

Проверяем прочность бетона на смятие под опорной площадкой:

$$\frac{Q}{b_{\text{РИГ}} l_{\text{SUP}}} = \frac{313470}{300 \cdot 290} = 3,60 \text{ МПа} < R_b=11,5 \text{ МПа}, \text{ прочность на смятие}$$

обеспечена

Проверяем условие прочности по наклонной сжатой полосе:

$$\text{tg} \theta = \frac{h_0}{l_c} = \frac{600}{350} = 1,74; \quad \sin \theta = 0,863$$

$$l_b = l_{\text{SUP}} \sin \theta = 290 \cdot 0,63 = 250,3 \text{ мм}$$

Принимаем шаг хомутов  $S_w=150 \text{ мм}$  ( $S_w < h/4$  и  $\leq 150 \text{ мм}$ ) Ø8 А240

$$\mu_{\omega 1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w} = \frac{n \cdot A_{sw1}}{b \cdot s_w} = \frac{2 \cdot 50,3}{400 \cdot 150} = 0,0017$$

$$\alpha = \frac{200000}{24000} = 8,33$$

$$\varphi_{\omega 2} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot 8,33 \cdot 0,0017 = 1,07$$

Проверяем условие прочности:

$$Q = 313470 \text{ Н} < 0,8\varphi_{\omega 2} R_b b l_b \sin \theta = \\ = 0,8 \cdot 1,07 \cdot 8,5 \cdot 400 \cdot 250,3 \cdot 0,863 = 628672,30 \text{ Н}, \text{ прочность обеспечена}$$

Расчёт надземных сборных железобетонных конструкций на этом завершён. Расчёт монолитных фундаментов под колонны по первой и второй группам предельным состояниям приведен в методических указаниях «Расчёт и конструирование отдельных фундаментов под колонны» под редакцией проф. Нифонтова А.В.

### Библиографический список

1. **Федеральный закон №384-ФЗ** "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" Срок введ. 30.06.10. - М. Проспект, 2010. – 32 с
2. **СНиП 2.01.07-85\***. Нагрузки и воздействия [Текст]: утв. Госстроем России 29.05.2003: взамен СНиП II-6-74: дата введения 01.01.87. – М.:ГУП ЦПП, 2003.- 44 с.
3. **СНиП 52-01-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : строит. нормы и правила : утв. Гос. ком. Рос. Федерации по стр-ву и жилищ.-комму. комплексу от 30.06.2003 : взамен СНиП 2.03.01-84 : дата введ. 01.03.2004. - М. : ГУП НИИЖБ, 2004. – 26 с.
4. **СП 52-101-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]:утв. Государственным комитетом Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003: взамен СНиП 2.03.01-84: дата введ. 01.03.2004.-М. ГУП НИИЖБ, 2004.-55 с.
5. **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). [Текст]: - М./ЦНИИ ПРОМЗДАНИЙ и НИИЖБ, 2005.
6. **Руководство** по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [Текст]: Научно-исследовательский институт бетона и железобетона Госстроя СССР – М.: Стройиздат, 1975, 192 с.
7. **Руководство** по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)[Текст]: ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978.-175 с.
8. **Кодыш, Э.Н.**, Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. Монография / Э.Н.Кодыш , Н.Н. Трекин, И.К. Никитин - М. : АСВ, 2010. -352 с. :ил.
9. **Кодыш, Э.Н.**, Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом- Монография / Э.Н.Кодыш , Н.Н. Трекин, И.К. Никитин - М. : АСВ, 2009. -354 с. :ил.
10. **Методические указания**. Расчёт сборных железобетонных конструкций многоэтажного производственного здания. Часть I Основные расчётные положения: Методические указания для выполнения первого курсового проекта по дисциплине «Железобетонные конструкции»/ А.В. Нифонтов, О.О. Иваев; ННГАСУ: Н.Новгород, 2010. – 43с

**ПРИЛОЖЕНИЯ**

**Таблицы данных для проектирования**

## Сортамент арматуры (выборка из полной таблицы)

## Приложение А

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м стержня, кг	Диаметр арматуры по сортаменту («+»):		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		B500	A240 и A400	A300
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	+	-	-
4	12,6	25,1	37,3	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	+	-	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	+	-	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	-	+	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	-	+	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	-	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	-	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	-	+	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+	+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	-	+	+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	-	+	+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,313	-	+	+
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	-	+	+
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+	+

## Приложение Б

## Нормативные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ расчётные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие					
	B10	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие осевое $R_{b,n}, R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5
Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95

## Расчётные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчётные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие					
	B10	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие осевое $R_b$	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5
Растяжение осевое $R_{bt}$	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b$ , МПа· $10^{-3}$  при классе бетона по прочности на сжатие

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40
$E_b$	19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0

## Приложение В

## Нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости арматуры

Класс арматуры	Нормативные сопротивления $R_{yt}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ , МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа			Модуль упругости арматуры, $E_s \cdot 10^5$ , МПа
		растяжению		сжатию, $R_{sc}$	
		продольной, $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), $R_{sw}$		
<i>A240</i>	240	215	170	215	2,0
<i>A300</i>	300	270	215	270	2,0
<i>A400</i>	400	355	285	355	2,0
<i>A500</i>	500	435	300	400(435)	2,0
<i>B500</i>	500	415	300	360(415)	2,0

Примечание- Значение  $R_{sc}$  в скобках используют только при расчёте на кратковременное действие нагрузки.

Данные для подбора рабочей арматуры сварных сеток с поперечным расположением рабочих стержней

Класс рабочей арматуры	Номинальный диаметр рабочих стержней, мм	Расчетная площадь поперечного сечения рабочих стержней, мм <sup>2</sup> , на 1 пог. м, длины сеток при шаге стержней, мм:					
		75	100	125	150	175	200
<i>B500</i>	3	94,2	70,7	56,5	47,1	40,4	35,3
	4	167,2	125,6	100,5	83,8	71,8	62,8
	5	261,8	196,3	157,1	130,9	112,2	98,2
<i>A400</i>	6	377	283	226	189	162	141
	8	670	503	402	335	287	251

## Приложение Г

Соотношения между диаметрами поперечных и продольных стержней в сварных каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметры продольных стержней $d$ , мм	3...12	14;16	18;20	22	25...32	36;40
Наименьшие допустимые диаметры поперечных стержней $d_{св}$ , мм	3	4	5	6	8	10

## Приложение Д

Коэффициент продольного изгиба при длительном действии нагрузки

$l_0 / h$	6	10	15	20
$\varphi$	0,92	0,9	0,83	0,7

при кратковременном действии нагрузки значения  $\varphi$  определяются по линейному закону, принимая  $\varphi=0,9$  при  $l_0/h=10$  и  $\varphi=0,85$  при  $l_0/h=20$

## Приложение Е

Значения коэффициента ползучести

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{\vartheta,ср}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
Примечание - Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.										



Сортамент арматуры выпускаемый Западно - Сибирским  
металлургическим комбинатом

Класс арматуры	Диаметр рабочих стержней, мм	Нормативное сопротивление арматуры, Rs, МПа	Расчётные сопротивления арматуры, Rs, МПа	Площадь, мм <sup>2</sup>	Теоретическая масса 1м стержня, кг
<i>A500СП</i> ( <i>A500С</i> )/ <i>B500С</i>	5,5	500	435/415	23,8	0,187
	6,0			28,3	0,222
	7,0			38,5	0,302
	7,5			44,2	0,347
	8,0			50,3	0,395
	9,0			63,6	0,499
	10,0			78,5	0,617
	11,0			95,0	0,746
	12,0			113,1	0,888

Данные для подбора рабочей арматуры сварных сеток с  
поперечным расположением рабочих стержней

Класс рабочей арматуры	диаметр рабочих стержней, мм	Расчетная площадь поперечного сечения рабочих стержней, мм <sup>2</sup> , на 1 пог. м, длины сеток при шаге стержней, мм:					
		75	100	125	150	175	200
<i>A500СП</i> <i>A500С</i> <i>B500С</i>	5,5	317,3	238,0	190,4	158,6	136,0	119,0
	6,0	377,3	283,0	226,4	188,6	161,7	141,5
	7,0	513,3	385,0	308,0	256,6	220,0	192,5
	7,5	589,3	442,0	353,6	294,6	252,5	221,0
	8,0	670,6	503,0	402,4	335,3	287,4	251,5
	9,0	848,0	636,0	508,8	424,0	363,4	318,0

## Приложение И

Размеры арматурной стали периодического профиля, мм.

(Выборка из ГОСТ 5781-82\*)

Сечение арматуры А300, А400	Номер профиля (номинальный диаметр $d_n$ )	$d$	$d_1$	$h_1$	$b_1$
	6	5,75	6,75	0,5	1,0
	8	7,5	9,0	0,75	1,25
	10	9,3	11,3	1,0	1,5
	12	11,0	13,5	1,25	2,0
	14	13,0	15,5	1,25	2,0
	16	15,0	18,0	1,5	2,0
	18	17,0	20,0	1,5	2,0
	20	19,0	22,0	1,5	2,0
	22	21,0	24,0	1,5	2,0
	25	24,0	27,0	1,5	2,0
	28	26,5	30,5	2,0	2,5
	32	30,5	34,5	2,0	3,0
	36	34,5	39,5	2,5	3,0
	40	38,5	43,5	2,5	3,0

## Приложение К

Минимальные расстояния между осями стержней одного направления

Диаметры стержней, мм:	Значения параметров, мм
до 10	40
от 12 до 18	50
от 20 до 25	60
28 и 32	70
36 и 40	80