

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РФ  
ДЕПАРТАМЕНТ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ  
ПОЛИТИКИ И РЫБОХОЗЯЙСТВЕННОГО КОМПЛЕКСА  
ФГБОУ ВО КОСТРОМСКАЯ ГСХА

Кафедра строительных конструкций

## **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

### **Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания**

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ

для студентов, обучающихся по направлению подготовки  
08.03.01 Строительство,  
направленности «Промышленное и гражданское строительство»  
очной и заочной форм обучения

КАРАВАЕВО  
Костромская ГСХА  
2021

УДК 624.012.4  
ББК 38.53

*Составители:* старший преподаватель кафедры строительных конструкций  
С.Г. Кудряшов.

*Рецензент:* директор ООО «ПКБ Эксперт» И. С. Голубев

*Рекомендовано методической комиссией  
архитектурно-строительного факультета  
в качестве учебно-методического пособия для студентов,  
обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство,  
направленности «Промышленное и гражданское строительство»  
очной и заочной форм обучения*

**Железобетонные и каменные конструкции:** Учебно-методическое пособие для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, направленности «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения/ сост. С.Г. Кудряшов. — Караваево : Костромская ГСХА, 2021. — 38 с. : ил.

Учебно-методическое пособие предназначено для контактной и самостоятельной работы, а также для выполнения курсового проекта по теме «Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов архитектурно-строительного факультета, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, направленности «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения.

УДК 624.012.4  
ББК 38.53

© ФГБОУ ВО Костромская ГСХА, 2021  
© С.Г. Кудряшов. составление, 2021

# Содержание

Содержание.....	1
Введение.....	2
Общие указания по содержанию и оформлению курсового проекта.....	3
1. Исходные данные.....	4
2. Компоновка конструктивной схемы сборного балочного перекрытия.....	4
3. Расчет и конструирование многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия.....	6
3.1. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.....	7
3.2. Расчет по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента.....	8
3.3. Расчет по прочности при действии поперечной силы.....	10
3.4. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.....	11
3.5. Потери предварительного напряжения арматуры.....	12
3.6. Расчет прогиба плиты.....	14
4. Расчет и конструирование однопролетного ригеля.....	17
4.1. Определение усилий в ригеле.....	18
4.2. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента.....	19
4.3. Расчет ригеля по прочности при действии поперечных сил.....	20
4.4. Построение эпюры материалов.....	22
5. Расчет и конструирование колонны.....	25
5.1. Определение усилий в колонне.....	25
5.2. Расчет колонны по прочности.....	26
6. Статический расчет и подбор арматуры в ЛИРА – САПР.....	28
7. Список используемой литературы.....	37
Пример оформления чертежей.....	38

## Введение

Методические указания составлены на основании программы дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 08.03.01 Строительство направленности «Промышленное и гражданское строительство» очной и заочной форм обучения для выполнения всех разделов курсового проекта на тему «Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания».

В курсовом проекте требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции многоэтажного здания каркасной конструктивной схемы с навесными стеновыми панелями.

Методические указания включают рассмотрение следующих вопросов:

- проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия, включающее компоновку конструктивной схемы перекрытия, расчет многопустотной или ребристой предварительно-напряженной плиты и ригеля;

- проектирование колонны каркаса здания. В приложениях даны справочные материалы и рабочие чертежи проектируемых элементов;

- статический расчет поперечной рамы с определением внутренних усилий в сечениях ригелей и колоннах предусмотрен в многофункциональном программном комплексе ЛИРА-САПР;

- для одного из элементов каркаса (колонна или ригель) подбирается арматура в ЛИРА-САПР и производится анализ результатов автоматизированного расчета и ручного расчета с выводами по результатам анализа.

## Общие указания по содержанию и оформлению курсового проекта

Цель работы состоит в выработке практических навыков проектирования простейших конструктивных элементов путем реализации следующей системной последовательности:

- назначение (принятие) общего компоновочного решения перекрытия;
- выбор расчетной схемы элемента;
- сбор нагрузок и определение расчетных усилий;
- подбор сечения по условиям обеспечения прочности элемента на всех расчетных стадиях (изготовления, транспортирования и монтажа и эксплуатации);
- конструирование элемента с учетом требований норм проектирования;
- проверка достаточности принятых решений на соответствие требованиям второй группы предельных состояний;
- графическое оформление результатов проектирования.

Работа выполняется на основании исходных данных из задания на выполнение курсового проекта, выдаваемого отдельным бланком, в соответствии индивидуального варианта (номер студенческого билета) и включает в себя:

- пояснительную записку объемом 25 ÷ 30 стр. с кратким изложением всех расчетов и принятых решений, используемых схем, сечений и сопряжений;
- чертежи на листах любого стандартного формата, выполненные вручную или на компьютере и содержащие: план и разрезы перекрытий в сборном варианте, маркировку отдельных элементов, 1 ÷ 2 узла сопряжения сборных элементов, рабочие чертежи сборных плит, ригелей и колонн.

На всех рабочих чертежах, выполняемых в произвольном стандартном масштабе, указывается в примечаниях: классы использованных арматуры и бетона, технологические особенности изготовления и эксплуатации, учитываемые в расчетах введением соответствующих коэффициентов условий работы, уровень предварительного натяжения (для напрягаемых элементов), расчетные схемы транспортирования, монтажа и т.п. Для ригеля сборного перекрытия или колонны приводятся полная выборка необходимой арматуры.

При проектировании необходимо пользоваться действующими сводами правил по расчету и конструированию бетонных и железобетонных конструкций СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

## 1. Исходные данные

Размеры здания в плане (расстояние между крайними осями, м) – 18×24м

Число этажей (без подвала), м – 2

Высота подвального этажа, м – 2,8

Высота надземного этажа, м – 4,2

Расстояние от пола 1-го этажа до планировочной отметки, м – 0,45

Временная длительно действующая нагрузка, кН/м<sup>2</sup> – 5

Временная кратковременная нагрузка, кН/м<sup>2</sup> – 3

Постоянная нагрузка от веса пола, кН/м<sup>2</sup> – 0,9

## 2. Компоновка конструктивной схемы сборного балочного перекрытия

В состав сборного балочного междуэтажного перекрытия входят плиты и ригели, опирающиеся на колонны.

При компоновке сборного балочного перекрытия необходимо:

- назначить размеры сетки колонн;
- выбрать направление ригелей, форму и размеры их поперечного сечения;
- выбрать тип и размеры плит.

Сетка колонн назначается в зависимости от размеров плит и ригелей.

Расстояние между колоннами должно быть кратно 100 мм.

Направление ригелей может быть продольным или поперечным. Это обусловливается технико-экономическими показателями. Выбор типа поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит. Высота сечения ригеля:

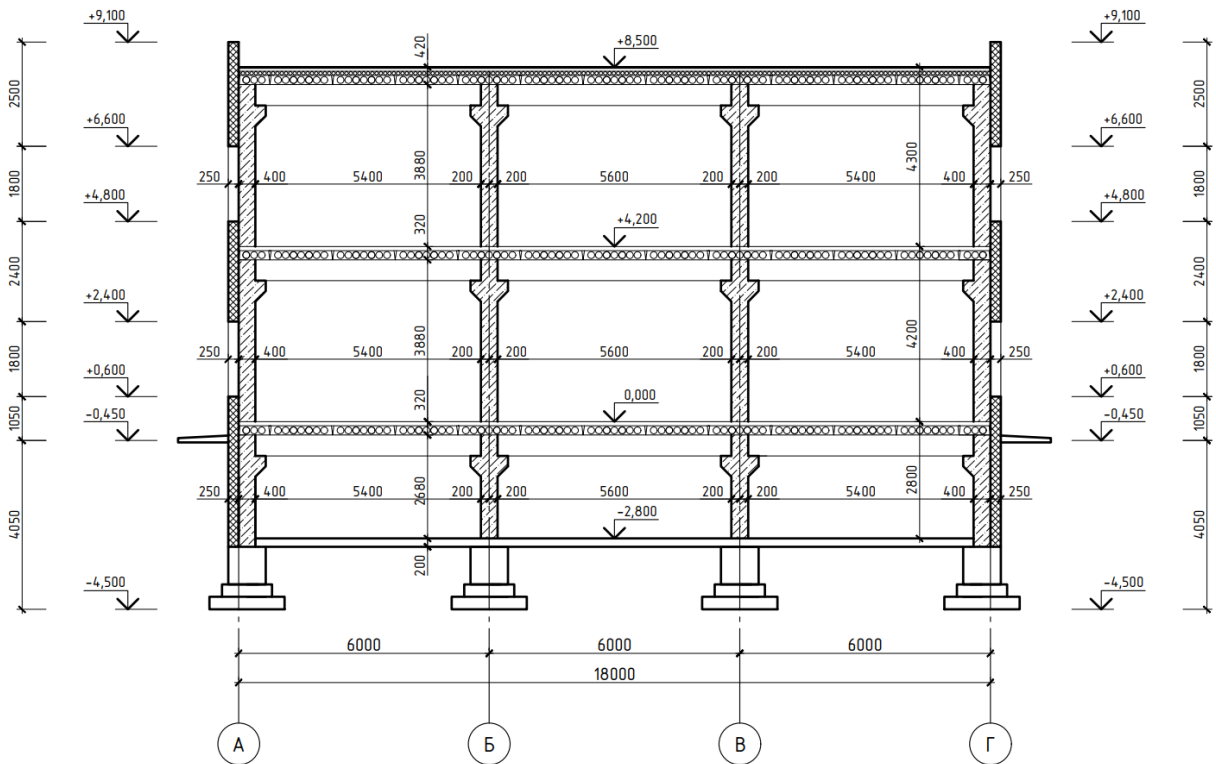
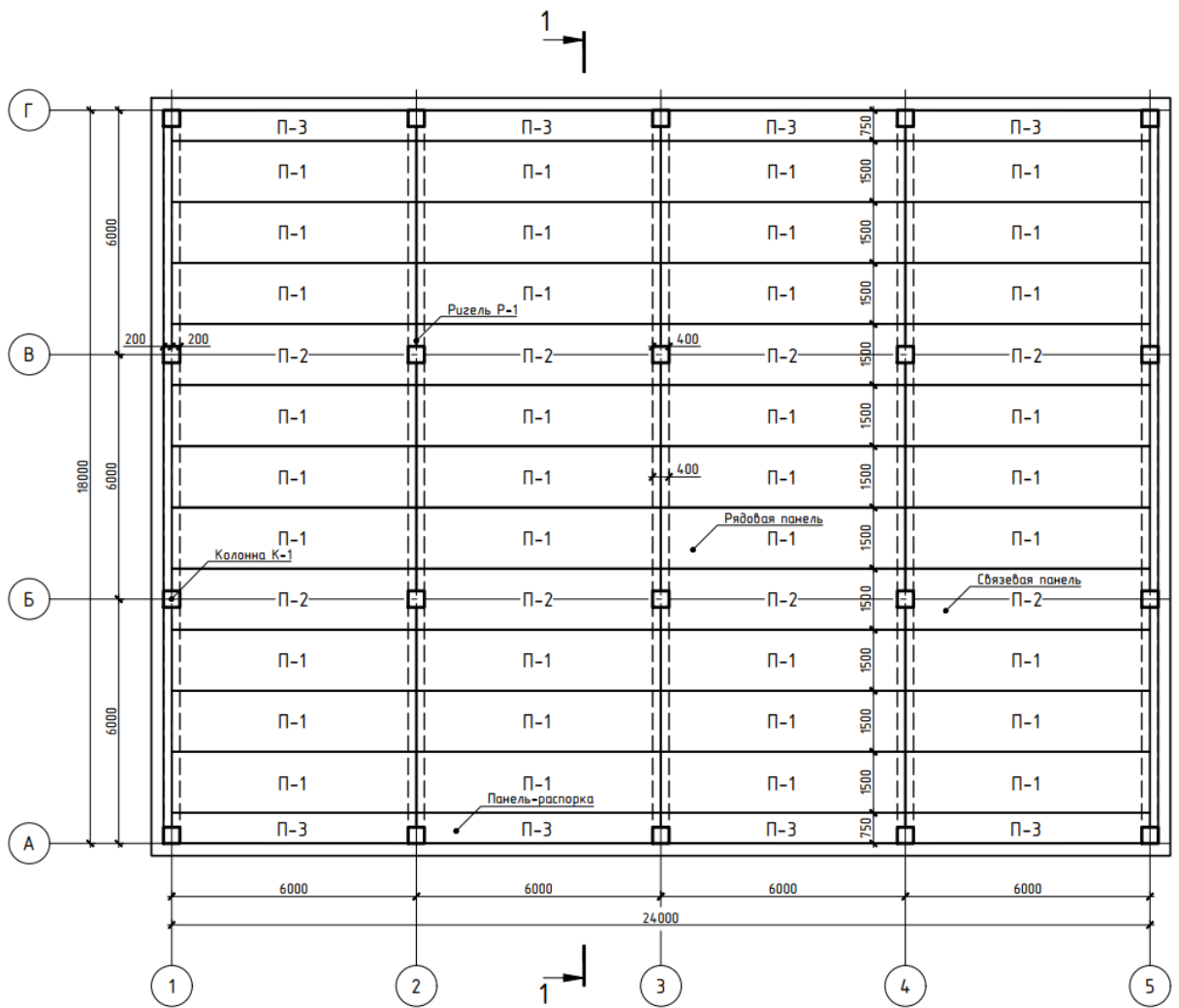
$$h_b = \left( \frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) l, \text{ см}$$

где  $l$  – пролет ригеля, ширина его сечения  $b = 40$  см.

Плиты выполняются преимущественно предварительно напряженными, что позволяет получить экономию за счёт сокращения расхода стали. Количество типоразмеров плит должно быть минимальным: рядовые шириною (1,2...2,4) м, связевые плиты-распорки – (0,8...1,8) м, фасадные плиты-распорки – (0,6...0,95) м.

По исходным данным принимаем следующее:

- Связевая конструктивная схема здания с поперечным расположением ригелей и сеткой колонн с размерами в плане 6×6 м.
- Ригель прямоугольного сечения шириной  $b = 40$  см и высотой  $h = 50$  см
- Плиты многопустотные предварительно напряженные высотой 22 см
- Ширина рядовых плит 1,5 м, плит – распорок 1,5 м, доборных плит – 0,75 м.
- Колонны квадратного сечения в плане 40 × 40 см



### 3. Расчет и конструирование многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия

#### Сбор нагрузок

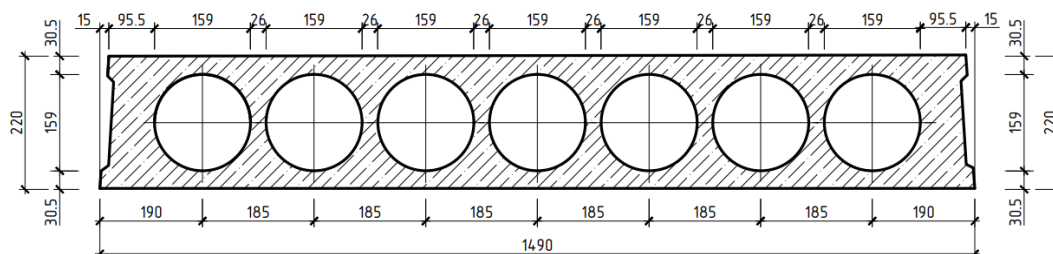
Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
<b>Постоянная нагрузка</b>			
Конструкция пола	0,9	1,3	1,17
Многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta=220$ мм	3,4	1,1	3,74
Итого постоянная нагрузка	4,3		4,91
<b>Временная нагрузка</b>			
Перегородки, $\delta=120$ мм, (приведенная нагрузка, длительная)	0,5	1,2	0,6
Полезная нагрузка (из здания) в том числе:	8	1,2	9,6
кратковременная	3	1,2	3,6
длительная	5	1,2	6
Итого временная нагрузка	8,5		10,2
<b>Полная нагрузка</b>			
ИТОГО	12,8		15,11

Определяем нагрузку на 1 погонный метр длины плиты при номинальной ее ширине 1,5 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n=0,95$ :

- Расчётная постоянная:  $4,91 \times 1,5 \times 0,95 = 6,99$  кН/м
- Расчётная полная:  $15,11 \times 1,5 \times 0,95 = 21,53$  кН/м
- Нормативная постоянная:  $4,3 \times 1,5 \times 0,95 = 6,12$  кН/м
- Нормативная полная:  $12,8 \times 1,5 \times 0,95 = 15,24$  кН/м
- Нормативная постоянная и длительная:  $(4,3+5,5) \times 1,5 \times 0,95 = 13,96$  кН/м.

#### Материалы для плиты

##### Многопустотная плита перекрытия



Бетон тяжелый. Класс прочности на сжатие В20:

$R_{b,n} = R_{b,ser} = 15$  МПа;  $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,35$  МПа;  $R_b = 11,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,9$  МПа;  $\gamma_{b1} = 0,9$ ;

Начальный модуль упругости бетона  $E_b = 27,5 \cdot 10^3$  МПа.



Технология изготовления плиты – агрегатно-поточная. Плита подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется электротермическим способом.

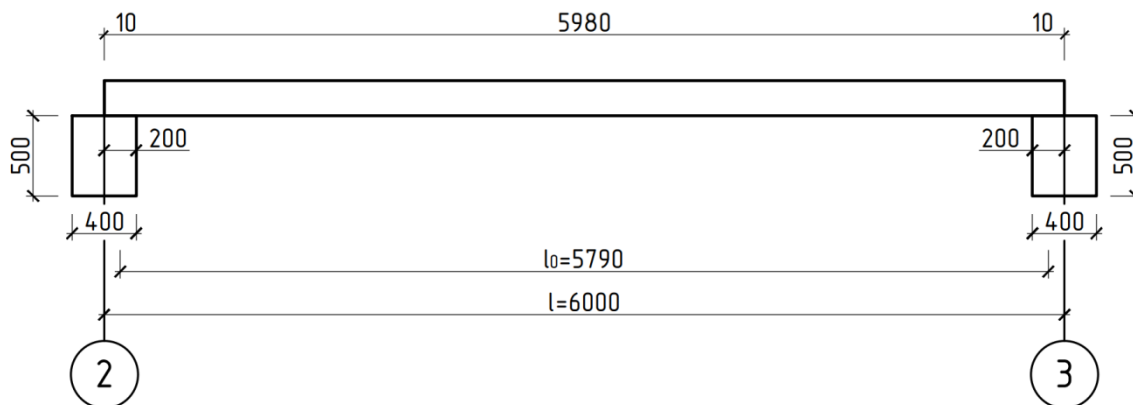
Арматура:

- продольная напрягаемая класса А600:

$$R_{s,n}=R_{s,ser}=600 \text{ МПа}; R_s=520 \text{ МПа}; E_s=2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

- ненапрягаемая класса В500:  $R_s=435 \text{ МПа}; R_{sw}=300 \text{ МПа};$

### 3.1. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы



$$l_0=6,0-0,4+2 \times \frac{190}{2}=5,79 \text{ м}$$

Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением. Размеры сечения плиты  $h=22 \text{ см}$ .

$$h_0=h-a=22-3=19 \text{ см}; h'_f=h_f=(22-15,9) \cdot 0,5=3,05 \text{ см}$$

$$b_f=149 \text{ см}; b'_f=149-3=146 \text{ см}; b=149-15,9 \cdot 7=37,7 \text{ см}$$

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, нагруженная равномерно-распределенной нагрузкой.

**Усилия от расчетной полной нагрузки:**

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M=\frac{(g+V)l_0^2}{8}=\frac{21,53 \cdot 5,79^2}{8}=90,22 \text{ кНм}$$

Поперечная сила на опорах:

$$Q=\frac{(g+V)l_0}{2}=\frac{21,53 \cdot 5,79}{2}=62,32 \text{ кН}$$

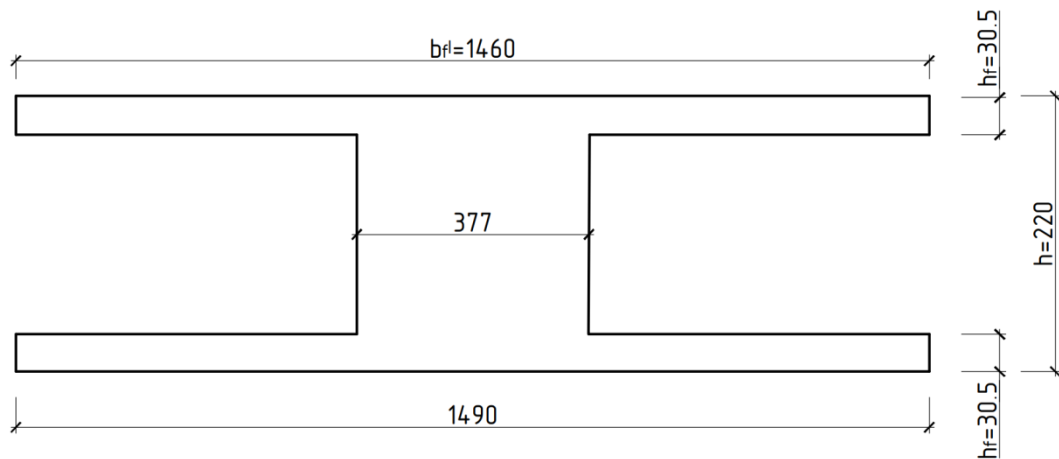
Усилия от нормативной нагрузки (изгибающие моменты) постоянной:

$$M_n=\frac{(g_n+V_n)l_0^2}{8}=\frac{15,24 \cdot 5,79^2}{8}=63,86 \text{ кНм}$$

Постоянной и длительной:

$$M_{nl}=\frac{(g_n+V_{n,lon})l_0^2}{8}=\frac{13,96 \cdot 5,79^2}{8}=58,49 \text{ кНм}$$

### 3.2. Расчет по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента



При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полки в растянутой зоне не учитываются).

При расчете принимается вся ширина верхней полки  $b_f' = 146$  см, так как

$$b_{св} = \frac{b_f' - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 \text{ см} < \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \times 598 = 99,66 \text{ см}$$

где,  $l$  – конструктивный размер плиты

Положение границы сжатой зоны определяется из следующего условия:

$$M \leq M_{x=h_f'} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_f' (h_0 - 0,5h_f')$$

где,  $M$  – изгибающий момент в середине пролета от полной нагрузки ( $g + V$ ).

$M_{x=h_f'}$  – момент внутренних сил в нормальном сечении плиты, при котором нейтральная ось проходит по нижней грани сжатой полки;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию;

Если это условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке, и площадь растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной, равной  $b_f'$

$$9022 \text{ кНсм} < 0,9 \cdot 1,15 \cdot 146 \cdot 3,05 (19 - 0,5 \cdot 3,05) = 8054 \text{ кНсм}$$

Условие не выполняется, т.е. нулевая линия проходит в ребре.

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - \frac{h_f'}{2})}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{90,22 - 1,15 (146 - 37,7) 3,05 (19 - \frac{3,05}{2})}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 37,7 \cdot 19^2} = 0,09$$

$$\alpha_m = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,09} = 0,094$$

$\xi = \frac{x}{h_0}$  – относительная высота сжатой зоны бетона;

Должно выполняться условие  $\xi \leq \xi_R$

$\xi_R$  – граничная относительная высота сжатой зоны.

Значение  $\xi_R$  определяется по следующей формуле:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

где,  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного  $R_s$ ;

$\varepsilon_{b,ult}$  – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_b$ , принимается равной 0,0035.

Для арматуры с условным пределом текучести значение  $\varepsilon_{s,el}$  определяется как:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} \quad (\text{арматура А600 имеет условный предел текучести}),$$

где  $\sigma_{sp}$  – предварительное напряжение в арматуре с учетом коэффициента  $\gamma_{sp} = 0,9$ .

Предварительное напряжение арматуры  $\sigma_{sp}$  принимаем не более  $0,9 R_{sn}$  для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры А600 и не более  $0,8 R_{sn}$  для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов.

Принимаем:  $\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 600 = 480$  МПа

При проектировании конструкций полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа,  $\Delta\sigma_{sp(2)j} = 100$  МПа.

При определении  $\varepsilon_{s,el}$ :

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 480 - 100 = 332 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{520 + 400 - 332}{2,0 \cdot 10^5} = 0,00294$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00294}{0,0035}} = 0,435$$

$$\alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 0,435 \left(1 - \frac{0,094}{2}\right) = 0,414$$

$$\alpha_m = 0,09 < \alpha_R = 0,414$$

$$\xi = 0,094 < \xi_R = 0,435$$

Условие  $\xi \leq \xi_R$  соблюдается, следовательно, нет необходимости усиливать сжатую зону бетона, а расчетное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  допускается умножать на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемый по формуле:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1$$

Если  $\frac{\xi}{\xi_R} < 0,6$ , что для плит практически всегда соблюдается, можно принимать максимальное значение этого коэффициента, т.е.  $\gamma_{s3} = 1,1$ .

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,09}{0,435} = 0,20 < 0,6 \rightarrow \text{принимаем } \gamma_{s3} = 1,1$$

Площадь сечения арматуры определяем по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{b1} (R_b b \xi h_0 + R_b (b_f' - b) h_f')}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,9 (1,15 \cdot 37,7 \cdot 0,09 \cdot 19 + 1,15 (146 - 37,7) \cdot 3,05)}{1,1 \cdot 52} = 7,14 \text{ см}^2$$

Принимаем: 8Ø12 А600;  $A_{sp} = 9,05 \text{ см}^2 > 7,14 \text{ см}^2$

### 3.3. Расчет по прочности при действии поперечной силы

Поперечная сила от полной нагрузки  $Q = 62,32$  кН

Расчет предварительно напряженных элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_{b1}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,3;

$Q$  – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

$b$  – ширина ребра,  $b=37,7$  см.

$$Q=62,32 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 37,7 \cdot 19 = 222,41 \text{ кН}$$

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$Q$  – поперечная сила в наклонном сечении;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая арматурой в наклонном сечении.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \text{ принимается } 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b \leq 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0;$$

$\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 0,09 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_{b\max} = 2,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 37,7 \cdot 19 = 145 \text{ кН}$$

$$Q_{b\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 37,7 \cdot 19 = 29 \text{ кН}$$

$$29 \text{ кН} < 62,32 \text{ кН}$$

Таким образом, бетон не в состоянии воспринять всю поперечную силу в сечении и необходимо установить поперечную арматуру (хомуты) на нагрузку:

$$Q_{sw,1} = Q - Q_{b\min} = 62,32 - 29 = 33,32 \text{ кН.}$$

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины равно:

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{h_0} = \frac{33,32}{19} = 1,75 \frac{\text{кН}}{\text{см}} > q_{sw,\min} = 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,09 \cdot 37,7 = 0,84 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

Назначаем шаг хомутов с учетом требований СП:

$$S_w = 10 \text{ см} \leq S_{w,\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,09 \cdot 37,7 \cdot 19^2}{62,32} = 19,65 \text{ см}$$

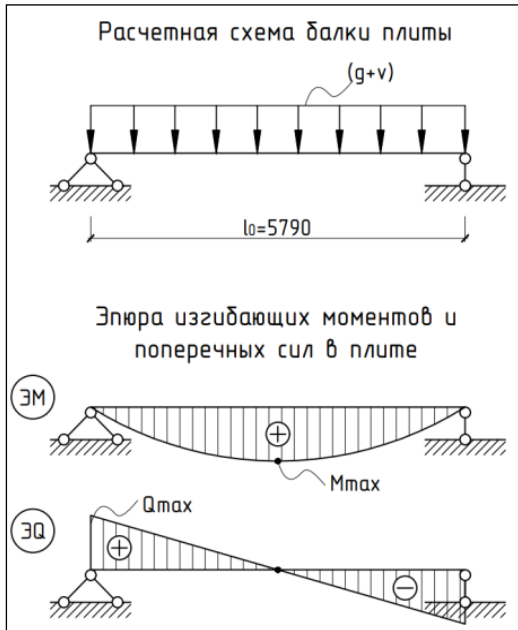
Находим требуемую площадь поперечной арматуры:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_w}{R_{sw}} = \frac{1,75 \cdot 10}{30} = 0,58 \text{ см}^2; \quad R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Принимаем арматуру 4Ø5 В500С:  $A_{sw} = 0,78 \text{ см}^2 > A_{sw}^{tp} = 0,58 \text{ см}^2$ .

Окончательно принимаем на приопорных участках плиты четыре каркаса с поперечной рабочей арматурой 4Ø5 В500С, расположенной с шагом  $S_w = 10$  см.

### 3.4. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы



Круглое очертание пустот заменим эквивалентным квадратным со стороной:

$$c=0,9d=0,9 \cdot 15,9=14,3 \text{ см}$$

Размеры расчетного двутаврового сечения. Толщина полок:

$$h'_f=h_f=(22-14,3) \cdot 0,5=3,85 \text{ см}$$

Ширина ребра:  $b=146-14,3 \cdot 7=45,9 \text{ см}$

Ширина полок:  $b'_f=146 \text{ см}$ ,  $b_f=149 \text{ см}$

Определяем геометрические характеристики сечения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{27,5 \cdot 10^3} = 7,27$$

Площадь приведенного сечения:  $A_{\text{red}}=A_b+\alpha A_s=b'_f h'_f+h_f b_f+bc+\alpha A_s$

$$A_b=(146+149) \cdot 3,85+45,9 \cdot 14,3=1792,12 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{red}}=1792,12+7,27 \cdot 7,14=1844 \text{ см}^2$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{\text{red}}=b'_f h'_f \left( h - \frac{h'_f}{2} \right) + b_f h_f \frac{h_f}{2} + bc \frac{h}{2} + \alpha A_s a$$

$$S_{\text{red}}=146 \cdot 3,85 \left( 22 - \frac{3,85}{2} \right) + 149 \cdot 3,85 \cdot \frac{3,85}{2} + 45,9 \cdot 14,3 \cdot \frac{3,85}{2} + 7,27 \cdot 7,14 \cdot 3 = 13807,66 \text{ см}^3$$

Удаление центра тяжести сечения от его нижней грани:

$$y_0 = \frac{S_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{13807,66}{1844} = 7,48 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{\text{red}} = \frac{b'_f h_f'^3}{12} + b'_f h'_f \left( h - y_0 - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{bc^3}{12} + bc \left( \frac{h}{2} - y_0 \right)^2 + \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left( y_0 - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \alpha A_s (y_0 - a)^2$$

$$I_{\text{red}} = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + 146 \cdot 3,85 \left( 22 - 7,48 - \frac{3,85}{2} \right)^2 + \frac{45,9 \cdot 14,3^3}{12} + 45,9 \cdot 14,3 \left( \frac{22}{2} - 7,48 \right)^2 + \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \left( 7,48 - \frac{3,85}{2} \right)^2 + 7,27 \cdot 7,14 (7,48 - 3)^2 = 128632,37 \text{ см}^4$$

Моменты сопротивления приведенного сечения по нижней и верхней грани:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{128632,37}{7,48} = 17196,84 \text{ см}^3$$

$$W_{\text{red}}^{\text{sup}} = \frac{I_{\text{red}}}{h - y_0} = \frac{128632,37}{22 - 7,48} = 8858 \text{ см}^3$$

### 3.5. Потери предварительного напряжения арматуры

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести.

Потери от релаксации напряжений арматуры  $\Delta\sigma_{sp1}$  определяем для арматуры классов А600-А1000 при электротермическом способе натяжения.

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 480 = 14,4 \text{ МПа}$$

Потери от температурного перепада при агрегатно-поточной технологии принимаем равными 0;  $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ .

Потери от деформации формы при электротермическом способе натяжения арматуры не учитываем;  $\Delta\sigma_{sp3} = 0$ .

Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры не учитываем;  $\Delta\sigma_{sp4} = 0$ .

Первые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 14,4 \text{ МПа}$$

Потери от усадки бетона:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s$$

$\varepsilon_{b,sh}$  – деформации усадки бетона, значения которых можно принимать в зависимости от класса бетона равными:

- 0,00020 – для бетона классов В35 и ниже;
- 0,00025 – для бетона класса В40;
- 0,00030 – для бетона классов В45 и выше.

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40 \text{ МПа}$$

Потери от ползучести бетона  $\Delta\sigma_{sp6}$  определяем по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bpj}}{1 + \alpha\mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона,  $\varphi_{b,cr} = 2,8$ ;

$\sigma_{bpj}$  – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой  $j$ -ой группы стержней напрягаемой арматуры.

$$\sigma_{bpj} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I_{red}}$$

$P_1$  – усилие предварительного обжатия с учетом только первых потерь;

$e_{op}$  – эксцентриситет усилия  $P_1$  относительно центра тяжести приведенного сечения;

$\mu_{spj}$  – коэффициент армирования, равный  $A_{spj}/A$ , где  $A$  – площадь поперечного сечения элемента;

$A_{spj}$  – площадь рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma'_{sp(1)}) = 7,14 \cdot (48 - 1,44) = 332,44 \text{ кН}$$

$$e_{op} = y_0 - a = 7,48 - 3 = 4,48 \text{ см}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{332,14}{1844} + \frac{332,44 \cdot 4,48^2}{128632,37} = 0,23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 2,3 \text{ МПа}$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_b} = \frac{7,14}{1792,12} = 0,0039$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 7,27 \cdot 2,8 \cdot 2,3}{1 + 7,27 \cdot 0,0039 \left(1 + \frac{4,48^2 \cdot 1844}{128632,37}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 33,5 \text{ МПа}$$

Полное значение первых и вторых потерь:

$$\Delta\sigma_{(2)} = 14,4 + 40 + 33,5 = 87,9 \text{ МПа}$$

При проектировании конструкции полные суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа. Принимаем  $\Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$ .

После того, как определены суммарные потери предварительного напряжения арматуры, можно определить  $P_2$ :

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) \cdot A_{sp}$$

$P_2$  – усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь.

$$P_2 = (48 - 10) \cdot 7,14 = 271,32 \text{ кН}$$

Расчёт предварительно напряжённых изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие:

$$M > M_{crc}$$

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки (нормативной);

$M_{crc}$  – изгибающий момент, воспринимаемый нормативным сечением элемента при образовании трещин и равный:  $M_{crc} = R_{bt,ser} W + P e_{яp}$ ;

$R_{bt,ser}$  – расчетное значение сопротивления бетона растяжению для предельных состояний второй группы в зависимости от класса бетона на сжатие;

$W$  – момент сопротивления приведённого сечения для крайнего растянутого волокна;

$P$  – усилие предварительного обжатия бетона;

$e_{яp}$  – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удалённой от растянутой зоны;

$r$  – расстояние от центра тяжести приведённого сечения до ядровой точки;

$W = 1,25 W_{red}$  – для крайнего растянутого волокна для двутаврового симметричного сечения;

$P$  – усилие предварительного обжатия с учётом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента.

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{17196,84}{1844} = 9,32 \text{ см}$$

$$e_{яp} = e_{op} + r = 4,48 + 9,32 = 13,8 \text{ см}$$

$$W = 1,25 \cdot 17196,84 = 21496 \text{ см}^3$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W + P e_{яp} = 0,135 \cdot 21496 + 271,32 \cdot 13,8 = 6646,17 \text{ кНсм} = 66,46 \text{ кНм}$$

Так как  $M_n = 63,86 \text{ кНм}$  меньше, чем  $M_{crc} = 66,46 \text{ кНм}$ , следовательно, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок не образуются.

### 3.6. Расчет прогиба плиты

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производим из условия

$$f \leq f_{ult}$$

где  $f$  – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

$f_{ult}$  – значение предельно допустимого прогиба.

При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок или плит во всех случаях не должен превышать  $1/200$  пролета.

Для свободно опертой балки максимальный прогиб определяем по формуле:

$$f = S l^2 \left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$$

где  $S$  – коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузки; при действии равномерно распределенной нагрузки  $S = 5/48$ ; при двух равных моментах по концам балки от силы обжатия –  $S = 1/48$ .

$\left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$  – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяем для участков без трещин в растянутой зоне по формуле:

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 + \left( \frac{1}{r} \right)_2 - \left( \frac{1}{r} \right)_3$$

$\left( \frac{1}{r} \right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок;

$\left( \frac{1}{r} \right)_2$  – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left( \frac{1}{r} \right)_3$  – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P_1$ , вычисленного с учётом всех потерь, т.е. при действии момента  $M = P_1 e_{0p}$

Кривизну элемента на участке без трещин определяем по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}$$

где,  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения;

$E_{b1}$  – модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$$

где,  $\varphi_{b,cr}$  коэффициент ползучести бетона, принимаемый:

$\varphi_{b,cr} = 0,18$  при непродолжительном действии нагрузки;

при непродолжительном действии нагрузки  $E_{b1} = 0,85 E_b$ .

Прогиб определяется с учетом эстетико-психологических требований, т.е. только от постоянных и временных длительных нагрузок:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M_{nl}}{E_{b1} I_{red}}$$

$M_{nl}$  – изгибающий момент от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.



$$E_{b1} = \frac{E_b}{1+2,8} = \frac{27,5 \cdot 10^3}{3,8} = 7,24 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 7,24 \cdot 10^2 \text{ МПа}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{5849}{7,24 \cdot 10^2 \cdot 128632,37} = 6,28 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

Кривизна от кратковременного выгиба при действии усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_1 e_{op}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{332,44 \cdot 4,48}{27,5 \cdot 10^2 \cdot 128632,37} = 0,4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

В запас жёсткости плиты оценим её прогиб только от постоянной и длительной нагрузок (без учёта выгиба от усилия предварительного обжатия):

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 6,28 \cdot 10^{-5}\right) 579^2 = 2,19 \text{ см} < \left(\frac{1}{200}\right) l = \frac{579}{200} = 2,89 \text{ см}$$

Кроме того, может быть учтена кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от неравномерного обжатия по высоте сечения плиты.

Напряжение в уровне крайнего сжатого волокна:

$$\sigma'_{sb} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \cdot e_{op}}{I_{red}} (h - y_0) = \frac{271,32}{1844} - \frac{271,32 \cdot 4,48}{128632,37} (22 - 7,48) = 0,009 \text{ кН/см}^2 = 0 \text{ кН/см}^2$$

Следовательно, в верхнем волокне в стадии предварительного обжатия возникает сжатие. Трещины в верхней зоне в стадии предварительного обжатия не образуются. В нижней зоне в стадии эксплуатации трещин также нет. Примем  $\sigma'_{sp}$  равным нулю 0.

При продолжительном действии усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{271,32 \cdot 4,48}{7,24 \cdot 10^2 \cdot 128632,37} = 1,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp5} + \sigma_{sp6} = 40 + 33,5 = 73,5 \text{ кН/см}^2 \approx 7,35 \text{ МПа}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{7,35}{2 \cdot 10^4 \cdot 19} = 1,93 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

$\sigma_{sb}, \sigma'_{sb}$  – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки ползучести бетона соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной в уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Для элементов без трещин сумма кривизны  $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$  принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

Кривизна от кратковременного выгиба при действии усилия предварительного обжатия:

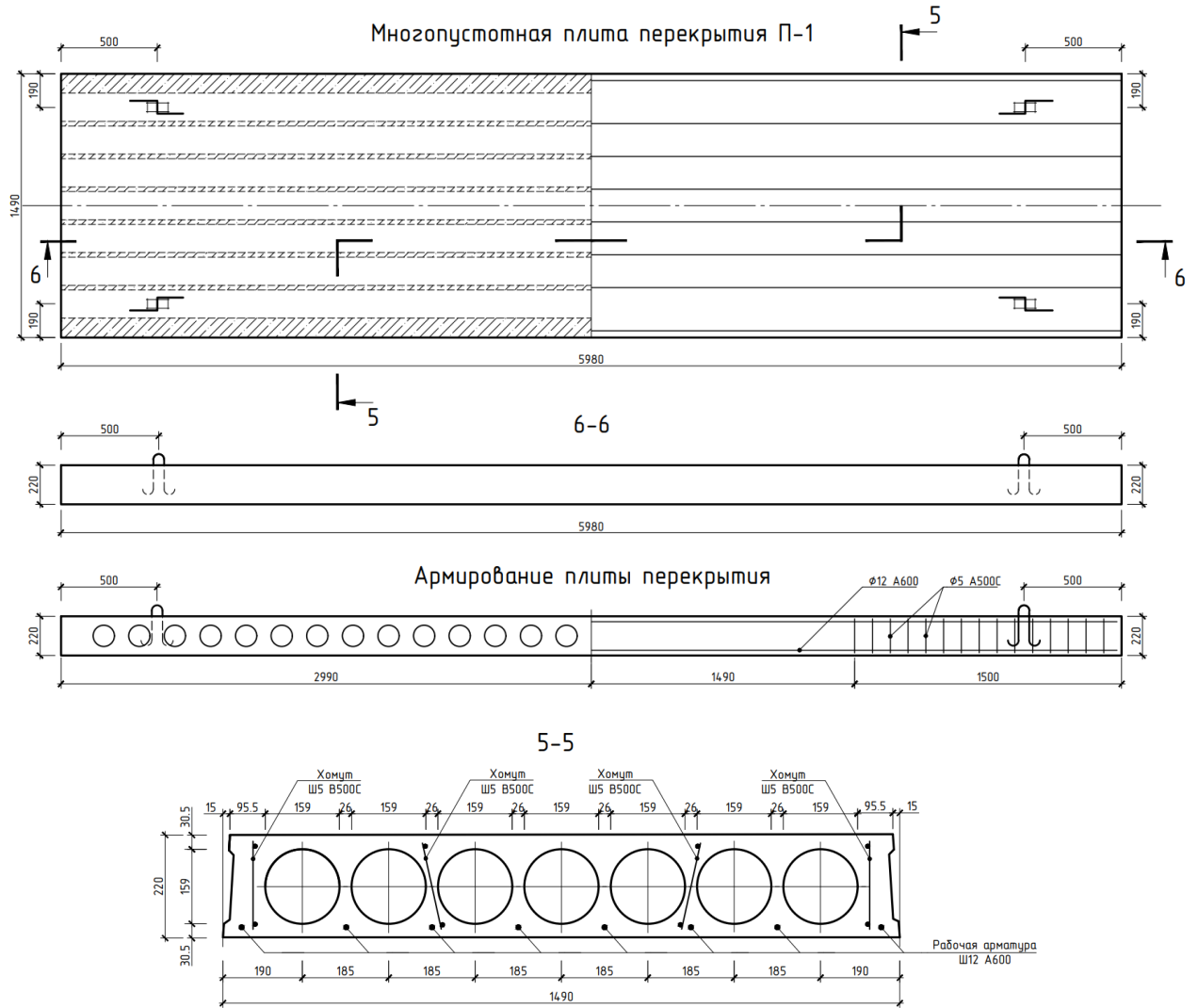
$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,4 \cdot 10^{-5} + 1,93 \cdot 10^{-5} = 2,33 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}} > 1,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

Это значение больше, чем кривизна от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

Таким образом, прогиб плиты с учётом выгиба (в том числе его приращения от неравномерной усадки и ползучести бетона в стадии изготовления вследствие неравномерного обжатия сечения по высоте) будет равен:

$$f = \left( \frac{5}{48} 6,28 \cdot 10^{-5} - \frac{1}{8} 1,93 \cdot 10^{-5} \right) 579^2 = 1,38 \text{ см} < 2,89 \text{ см}$$

Следовательно, условие жесткости выполняется.



#### 4. Расчет и конструирование однопролетного ригеля

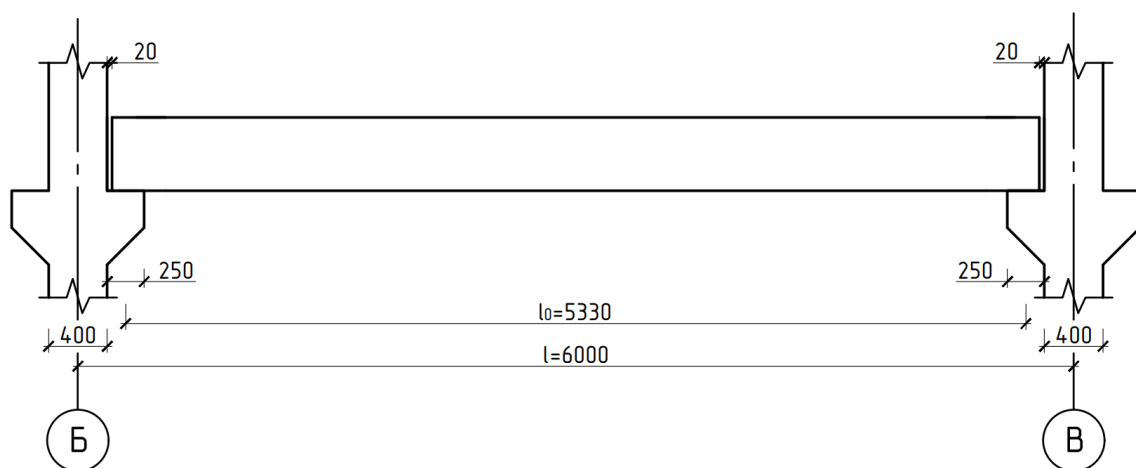
Для опирания пустотных панелей принимается сечение ригеля высотой  $h_b = 50$  см. Ригели могут выполняться обычными или предварительно напряженными.

##### Исходные данные

Нормативные и расчетные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия принимаются те же, что и при расчете панели перекрытия. Ригель шарнирно оперт на консоли колонны.

##### Сбор нагрузок

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
1	2	3	4
<b>Постоянная нагрузка</b>			
Конструкция пола	0,9	1,3	1,17
Многopустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, $\delta=220$ мм	3,4	1,1	3,74
Итого постоянная нагрузка	4,3		4,91
<b>Временная нагрузка</b>			
Перегородки, $\delta = 120$ мм, (приведенная нагрузка, длительная)	0,5	1,2	0,6
Полезная нагрузка (из здания) в том числе:	8	1,2	9,6
кратковременная	3	1,2	3,6
длительная	5	1,2	6
Итого временная нагрузка	8,5		10,2
<b>Полная нагрузка</b>			
ИТОГО	12,8		15,11



Расчетный пролет:

$$l_0 = 6,0 - 0,4 - 0,04 - 0,23 = 5,33 \text{ м}$$

Расчетная нагрузка на 1 м длины ригеля определяется с грузовой полосы, равной шагу рам, в данном случае шаг рам 6 м.

Постоянная нагрузка:

1. от перекрытия с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 0,95$ :

$$g = g_l \cdot \gamma_n = 4,91 \cdot 6,0 \cdot 0,95 = 27,98 \text{ кН/м}$$

2. от веса ригеля:

$$g_{bn} = (0,4 \cdot 0,5) 2500 \cdot 10^{-2} = 5 \text{ кН/м}$$

где  $2500 \text{ кг/м}^3$  – плотность железобетона. С учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$  и по ответственности здания  $\gamma_n = 0,95$

$$g_b = 5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 5,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Итого постоянная нагрузка погонная, т.е. с грузовой полосы, равной шагу рам:

$$g_1 = g_{fl} + g_b = 27,98 + 5,22 = 33,2 \text{ кН/м}$$

Временная нагрузка ( $v$ ) с учетом коэффициента надежности по ответственности здания  $\gamma_n = 0,95$  и коэффициента сочетания:

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{\frac{A}{A_1}}$$

$$A_1 = 9 \text{ м}^2$$

$A$  – грузовая площадь ригеля;  $A = 6 \times 6 = 36 \text{ м}^2$

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{\frac{36}{9}} = 0,7$$

На коэффициент сочетания умножается нагрузка без учета перегородок:

$$v = 10,2 \cdot 6 \cdot 0,95 \cdot 0,7 = 40,698 \text{ кН/м}$$

Полная погонная нагрузка:

$$g + v = 33,2 + 40,698 = 73,898 \text{ кН/м}$$

#### 4.1. Определение усилий в ригеле

Расчетная схема ригеля – однопролетная шарнирно опертая балка пролетом  $l_0$ .

Вычисляем значение максимального изгибающего момента  $M$  и максимальной поперечной силы  $Q$  от полной расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + v) l_0^2}{8} = \frac{73,898 \cdot 5,33^2}{8} = 262,42 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{(g + v) l_0}{2} = \frac{73,898 \cdot 5,33}{2} = 196,34 \text{ кН}$$

Характеристики прочности бетона и арматуры:

1. Бетон тяжелый В30, расчетное сопротивление при сжатии  $R_b = 17 \text{ МПа}$ , при растяжении  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_{b1} = 0,9$ ;
2. Арматура:
  - продольная напрягаемая класса А500С диаметром 10-40мм:  $R_s = 435 \text{ МПа}$ ;
  - поперечная ненапрягаемая класса А400 диаметром 6-8мм:  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ ;

## 4.2. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии изгибающего момента

Определяем высоту сжатой зоны  $x = \xi h_0$

$$h_0 = (h_b - 5) = (50 - 5) = 45 \text{ см}$$

где  $h_0$  – рабочая высота сечения ригеля;

$\xi$  – относительная высота сжатой зоны;

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{26242}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 40 \cdot 45^2} = 0,212$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,212} = 0,24$$

$$x = 0,24 \cdot 45 = 10,8 \text{ см}$$

Граница сжатой зоны проходит в верхней части сечения ригеля, следовательно, расчет ведем как для прямоугольного сечения. Расчет по прочности нормальных сечений производится в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и граничной относительной высоты  $\xi_R$ , при которой предельное состояние элемента наступает по сжатой зоне бетона одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$ .

Значение  $\xi_R$  определяется по формуле:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

где,  $\varepsilon_{s,el}$  – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных  $R_s$ ;

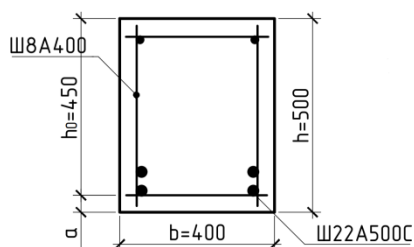
$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,002175; R_s = 435 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$\varepsilon_{b,ult}$  – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях равных  $R_b$ , принимаемая равной  $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002175}{0,0035}} = 0,493$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_s^{TP} = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 40 \cdot 0,24 \cdot 45}{43,5} = 15,19 \text{ см}^2$$



Проверяем условие  $\xi = 0,24 \leq \xi_R = 0,493$ . Следовательно, граница сжатой зоны всегда проходит в верхней части сечения ригеля.

По найденной площади сечения растянутой арматуры по сортаменту подбираем 4Ø22 А500С

$$A_{s,ef} = 15,2 \text{ см}^2 > A_s^{TP} = 15,19 \text{ см}^2.$$

Определим процент армирования поперечного сечения ригеля:

$$\mu = \frac{15,2 \cdot 100}{40 \cdot 45} = 0,85\%$$

### 4.3. Расчет ригеля по прочности при действии поперечных сил

Расчёт ригеля по прочности при действии поперечных сил производится на основе модели наклонных сечений. Ригель опирается на колонну с помощью консолей, скрытых в его подрезке, т.е. имеет место резко изменяющаяся высота сечения ригеля на опоре. При расчёте по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность ригеля по бетонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечной силы и изгибающего момента. Таким образом, в качестве расчётного принимаем прямоугольное сечение с размерами  $b \times h_1 = 40 \times 50$  см, в котором действует поперечная сила  $Q = 196,34$  кН от полной расчётной нагрузки. Рабочая высота сечения ригеля без подрезки составляет  $h_{01} = 45$  см.

При диаметре нижних стержней продольной рабочей арматуры ригеля  $d_s = 22$  мм с учётом требований назначаем поперечные стержни (хомуты)  $\text{Ø}8\text{A}400$ . Их шаг на приопорном участке предварительно принимаем по конструктивным соображениям  $s_{w1} = 10$  см. Значения прочностных характеристик бетона класса В30, входящие в расчётные зависимости, принимаем с учётом коэффициента условий работы  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Расчёт ригеля по бетонной полосе между наклонными трещинами производится из условия:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_{01}$$

$$Q = 196,34 \leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,7 \cdot 40 \cdot 45 = 826,2 \text{ кН}$$

т.е. принятые размеры сечения ригеля в подрезке достаточны.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчёту, из условия:

$$Q \leq Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} b h_{01}$$

$$Q = 196,34 \text{ кН} > 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45 = 93,15 \text{ кН}$$

Поэтому расчет поперечной арматуры необходим.

Находим погонное усилие в хомутах для принятых выше параметров поперечного армирования  $A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2$  ( $4\text{Ø}8 \text{ A}400$ ),  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ ,  $s_{w1} = 10$  см:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{28,5 \cdot 2,01}{10} = 5,72 \text{ кН/см}$$

Расчёт ригеля с рабочей поперечной арматурой по наклонному сечению производится из условия:  $Q \leq Q_b + Q_{sw}$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_{01}^2}{c}; \quad Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c$$

где  $c$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента

$\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Наиболее опасная длина проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_{01}^2}{0,75 q_{sw1}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45^2}{0,75 \cdot 5,72}} = 54,14 \text{ см}$$

которая должна быть не более  $2h_{01} = 90$  см.

С учётом этой величины условие ( $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ ) преобразуем к виду:

$$Q \leq \frac{1,5 \gamma_{b1} R_{bt} b h_{01}^2}{c} + 0,75 q_{sw} c$$

$$Q = 196,34 \text{ кН} \leq \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45^2}{54,14} + 0,75 \cdot 5,72 \cdot 54,14 = 464,53 \text{ кН}$$

Условие прочности ригеля при действии поперечной силы соблюдается.

Необходимо также убедиться в том, что принятый шаг хомутов не превышает максимального шага хомутов, при котором ещё обеспечивается прочность ригеля по наклонному сечению между двумя соседними хомутами, т.е.

$$s_{w1} = 10 \text{ см} \leq s_{w,\max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45^2}{196,34} = 42,7 \text{ см}$$

Выясним, на каком расстоянии от опор в соответствии с характером эпюры поперечных сил в ригеле шаг поперечной арматуры может быть увеличен. Примем шаг хомутов в средней части пролёта равным  $s_{w2} = 0,75 h_0 = 0,75 \cdot 45 = 34 \text{ см}$ , что не превышает 500 мм.

Погонное усилие в хомутах для этого участка составляет:

$$q_{w2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{28,5 \cdot 2,01}{34} = 1,68 \text{ кН/см}$$

Погонное усилие меньше минимальной интенсивности этого усилия, при которой поперечная арматура учитывается в расчёте:

$$q_{sw,\min} = 0,25 R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 = 1,035 \text{ кН/см}$$

При действии на ригель равномерно распределённой нагрузки  $q = g + v$  длина участка с интенсивностью усилия в хомутах  $q_{sw,1}$  принимается не менее значения  $l_1$ , определяемого по формуле:

$$l_1 = \frac{Q - Q_{b,\min}}{q} - c_1 \text{ и не менее } \frac{l_0}{4}$$

$$Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45 = 93,15 \text{ кН}$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{0,75 q_{sw2}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,115 \cdot 40 \cdot 45^2}{0,75 \cdot 1,68}} = 99,90 \text{ см}$$

Поскольку  $c_1 > 2h_0 = 90 \text{ см}$ , то принимаем  $c_1 = 90 \text{ см}$

$$q = g + v = 73,898 \text{ кН/м} = 0,73 \text{ кН/см}$$

$$l_1 = \frac{196,34 - 62,1}{0,73} - 90 = 93,89 \text{ см}$$

#### 4.4. Построение эпюры материалов

Продольная рабочая арматура в пролете 4Ø22 А500. Площадь этой арматуры  $A_s$  определена из расчета на действие максимального изгибающего момента в середине пролета. В целях экономии арматуры по мере уменьшения изгибающего момента к опорам два стержня обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. Если продольная рабочая арматура разного диаметра, то до опор доводятся два стержня большего диаметра.

Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с полной запроектованной арматурой 4Ø22 А500  $A_{s,ef}=15,2 \text{ см}^2$ .

$$R_s A_s = \gamma_{b1} R_b b x, \text{ где } x = \xi h_0$$

$$\xi = \frac{43,5 \cdot 15,2}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 40 \cdot 45} = 0,240$$

$$x = 0,240 \cdot 45 = 10,8 \text{ см}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля, определяется из условия равновесия:

$$M_{4\text{Ø}22} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

$$M_{4\text{Ø}22} = 43,5 \cdot 15,2 (45 - 0,5 \cdot 10,8) = 26684 \text{ кНсм} = 266,84 \text{ кНм}$$

266,84 кНм > 262,42 кНм, то есть больше действующего изгибающего момента от полной нагрузки, это значит, что прочность сечения обеспечена.

До опоры доводятся 2Ø22 А500,  $h_0 = 50 - 3 = 47 \text{ см}$ ,  $A_{s,2\text{Ø}22} = 7,6 \text{ см}^2$ .

$$\xi = \frac{43,5 \cdot 7,6}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 40 \cdot 47} = 0,15; \rightarrow x_1 = 0,15 \cdot 47 = 7,05 \text{ см.}$$

Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней, доводимых до опоры:

$$M_{2\text{Ø}22} = R_s A_{s,2\text{Ø}22} (h_0 - 0,5x_1) = 43,5 \cdot 7,6 (47 - 0,5 \cdot 7,05) = 14372 \text{ кНсм} = 143,72 \text{ кНм}$$

Откладываем в масштабе на эпюре моментов полученные значения изгибающих моментов  $M_{(4\text{Ø}22)}$  и  $M_{(2\text{Ø}22)}$  определяем место теоретического обрыва рабочей арматуры – это точки пересечения эпюры моментов с горизонтальной линией, соответствующей изгибающему моменту, воспринимаемому сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней.

Изгибающий момент в любом сечении ригеля определяется по формуле:

$$M_x = R_A x - \frac{(g+v)x^2}{2}, \text{ где } R_A - \text{ опорная реакция}$$

$$R_A = \frac{(g+v)l_0}{2} = Q = 196,34 \text{ кН}$$

$$\text{При } x = \frac{1}{8} l_0 = \frac{1}{8} \times 5,33 = 0,666 \text{ м}$$

$$M_x = 196,34 \cdot 0,666 - \frac{73,898 \cdot 0,666^2}{2} = 114,37 \text{ кНм}$$

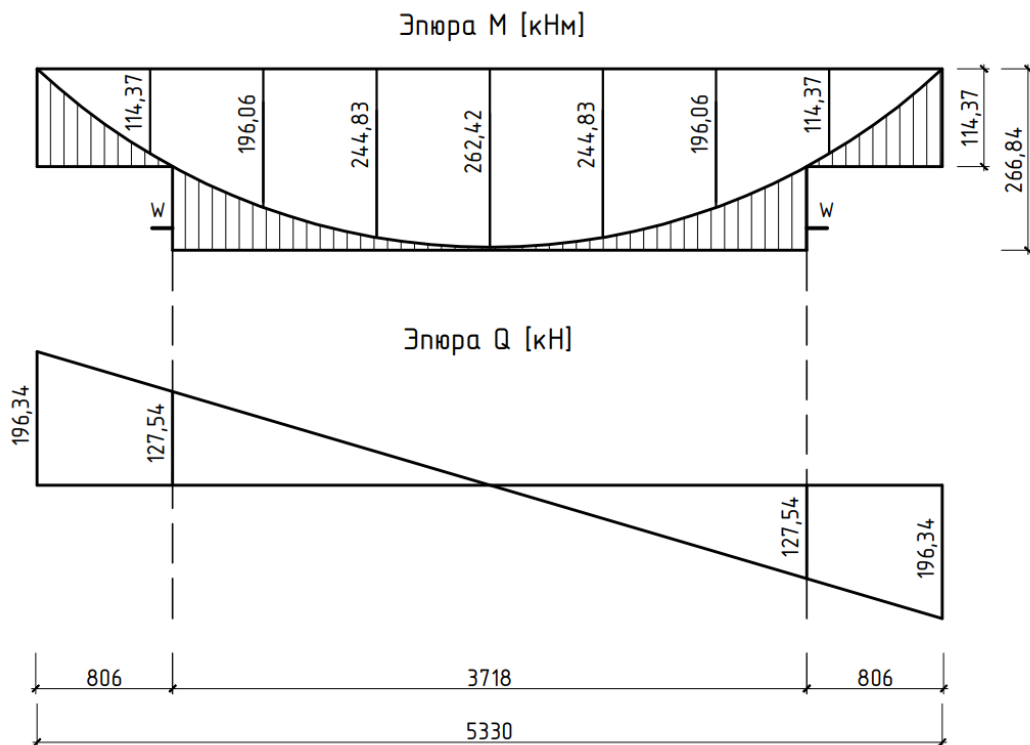
$$\text{При } x = \frac{2}{8} l_0 = \frac{2}{8} \times 5,33 = 1,333 \text{ м}$$

$$M_x = 196,34 \cdot 1,333 - \frac{73,898 \cdot 1,333^2}{2} = 196,06 \text{ кНм}$$

$$\text{При } x = \frac{3}{8} l_0 = \frac{3}{8} \times 5,33 = 1,999 \text{ м}$$

$$M_x = 196,34 \cdot 1,999 - \frac{73,898 \cdot 1,999^2}{2} = 244,83 \text{ кНм}$$





Длина анкерки обрывааемых стержней определяется по следующей зависимости:

$$W = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 15d$$

где  $d$  – диаметр обрываемой арматуры

Поперечная сила  $Q$  определяется графически в месте теоретического обрыва,  $Q=127,54$  кН. Поперечные стержни  $\varnothing 8$  A400  $R_{sw} = 285$  МПа с  $A_{sw} = 2,01$  см<sup>2</sup> в месте теоретического обрыва имеют шаг 10 см;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 2,01}{10} = 5,72 \text{ кН/см}$$

$$W = \frac{127,54}{2 \cdot 5,72} + 5 \cdot 2 = 22 \leq 15d = 30$$

Принимаем  $W=30$  см.

Место теоретического обрыва арматуры можно определить аналитически.

Для этого общее выражение для изгибающего момента нужно приравнять моменту, воспринимаемому сечением ригеля с арматурой  $2\varnothing 22$  A600.  $M_{2\varnothing 22} = 143,72$  кНм

$$M = \frac{(g+v)l_0}{2} x - \frac{(g+v)x^2}{2} = \frac{73,898 \cdot 5,33}{2} x - \frac{73,898 x^2}{2}$$

$$196,94x - 36,95x^2 = 143,72$$

$$x^2 - 5,33x + 3,89 = 0$$

$$x_{1,2} = \frac{5,33 \pm \sqrt{12,85}}{2} = 0,872; 4,457$$

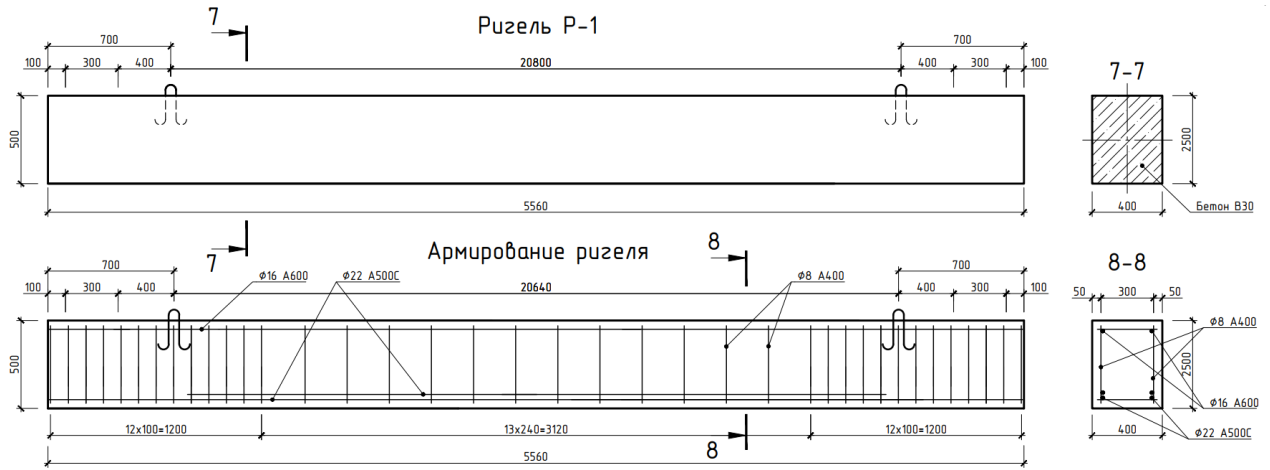
Это точки теоретического обрыва арматуры.

Длина обрываемого стержня будет равна:  $4,457 - 0,872 + 2 \cdot 0,3 = 4,19$  м

Определяем аналитически величину поперечной силы в месте теоретического обрыва арматуры при  $x=0,872$ :

$$Q = \frac{(g+v)l_0}{2} - (g+v)x = \frac{73,898 \cdot 5,33}{2} - 79,898 \cdot 0,872 = 127,26 \text{ кН}$$

Это значение приблизительно совпадает с графически определенным  $Q=127,54 \text{ кН}$ .



## 5. Расчет и конструирование колонны

Для проектируемого 2-этажного здания принята сборная железобетонная колонна сечением 40×40 см. Для колонн применяется тяжелый бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, а для сильно нагруженных – не ниже В25. Армируются колонны продольными стержнями диаметром 16...40 мм из горячекатаной стали А400, А500С и поперечными стержнями преимущественно из горячекатаной стали класса А240.

### Исходные данные

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>3</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
Гидроизоляционный ковер (3слоя)	0,15	1,3	0,195
Армированная цементно-песчаная стяжка $\delta=40$ мм, $\rho=2200$ кг/м <sup>3</sup>	0,880	1,3	1,44
Керамзит по наклону $\delta=100$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,600	1,3	0,780
Утеплитель (минераловатные плиты) $\delta=150$ мм, $\rho=150$ кг/м <sup>3</sup>	0,225	1,2	0,270
Пароизоляция (1 слой)	0,050	1,3	0,065
Многopустотная плита перекрытия с омоноличиванием швов $\delta=220$ мм	3,400	1,1	3,740
Итого постоянная нагрузка $g_{\text{roof}}$	5,305		6,194
Временная нагрузка – Снеговая $S_0=c_e c_t \mu S_g$	$1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 = 2,0$	1,4	2,8
В том числе длительная часть снеговой нагрузки $S_{\text{лон}}$	0,630		0,90
Полная нагрузка $g_{\text{roof}}+S$	7,305		8,994

Материалы для колонны:

- Бетон тяжелый В30:  $R_{b,n}=22,0$  МПа;  $R_{bt,n}=1,75$  МПа;  $R_b=17,0$  МПа;  $R_{bt}=1,15$  МПа;  $\gamma_{b1}=0,95$ ;  $E_b=30 \cdot 10^3$  МПа.
- Арматура:
  - продольная рабочая класса А500 ( $\varnothing 16...40$ мм):  $R_s=R_{sc}=435$  МПа;
  - поперечная класса А240:  $R_s=215$  МПа;  $R_{sw}=170$  МПа;

### 5.1. Определение усилий в колонне

Рассчитывается средняя колонна подвального этажа высотой  $h_{\text{п}} = 2,8$  м.

Грузовая площадь колонны  $A=6,0 \times 6,0=36$  м<sup>2</sup>

Продольная сила  $N$ , действующая на колонну, определяется по формуле:

$$N = \gamma_n (g + v_p + \psi_{n1} v) n A + g_b (n+1) + g_{\text{col}} (n+1) + \gamma_n (g_{\text{roof}} + S) A$$

где  $n$  – количество этажей,  $n=2$ ;  $\gamma_n=0,95$ ;

$$g = 4,91 \text{ кН/м}^2, v = 10,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$g_{\text{roof}} = 6,194 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$S=2,8$  – постоянная нагрузка на  $1\text{ м}^2$  покрытия;

$g_b=3,66 \cdot 5,6=20,49$  кН/м – собственный вес ригеля;

$3,66$  кН/м – погонная нагрузка от собственного веса ригеля;

$g_{col}$  – собственный вес ригеля;

$$g_{col}=\gamma_n \gamma_f \rho A_{col} h_{fl}=0,95 \cdot 1,1 \cdot 2500 \cdot 10^{-2} \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,8=11,7 \text{ кН}$$

$\psi_{n1}$  – коэффициент сочетаний (коэффициент снижения временных нагрузок в зависимости от количества этажей);

$$\psi_{n1}=0,4+\frac{\psi_{A1}-0,4}{\sqrt{n}}=0,4+\frac{0,7-0,4}{\sqrt{2}}=0,62; \psi_{A1}=0,7;$$

$$N=0,95(4,91+0,62+0,7 \times 10,2) \times 2 \times 36+20,49(2+1)+11,7(2+1)+0,95(6,194+2,8) \times 36=1270,79 \text{ кН}$$

## 5.2. Расчет колонны по прочности

Расчет по прочности колонны производится как внецентренно сжатого элемента со случайным эксцентриситетом  $e_a$ :

$$e_a=\frac{1}{30} h_{col}=\frac{40}{30}=1,33 \text{ см}; \quad e_a=\frac{h_{fl}}{600}=\frac{280}{600}=0,47 \text{ см}; \quad e_a=1$$

Однако расчет сжатых элементов из бетона классов В15...В35 (в нашем случае В30) на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом  $e_a=1,33$  см при гибкости:

$(l_0/h_{col}) < 20$  допускается производить из условия:

$$N \leq \varphi(\gamma_{b1} R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot})$$

$A_b$  – площадь сечения колонны;

$A_{s,tot}$  – площадь продольной арматуры в сечении колонны;

$l_0$  – расчетная длина колонны подвала с шарнирным опиранием в уровне 1-го этажа и с жесткой заделкой в уровне фундамента;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию.

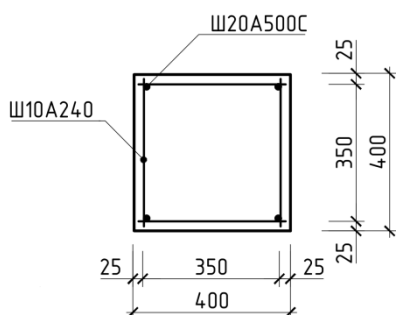
$$l_0=0,7(h_{fl}+15)=0,7(280+15)=206,5 \text{ см};$$

$$\frac{l_0}{h_{col}}=\frac{206,5}{40}=5,16 < 20; \quad A_b=40 \cdot 40=1600 \text{ см}^2$$

$\varphi$  – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки в зависимости от гибкости колонны.

При  $(l_0/h_{col})=5,16 \rightarrow \varphi=0,92$

$$A_{s,tot}=\frac{\frac{N}{\varphi}-\gamma_{b1} R_b A_b}{R_{sc}}=\frac{\frac{1270,79}{0,92}-0,9 \cdot 1,7 \cdot 1600}{43,5}=-14,52 \text{ см}^2$$



Так как армирование в данном случае имеет лишь конструктивное обоснование, принимаем минимальный процент армирования 0,2% для обеспечения прочности конструкции.

$$A_s=\frac{0,2A}{100}=\frac{0,2 \times 1600}{100}=3,2 \text{ см}^2$$

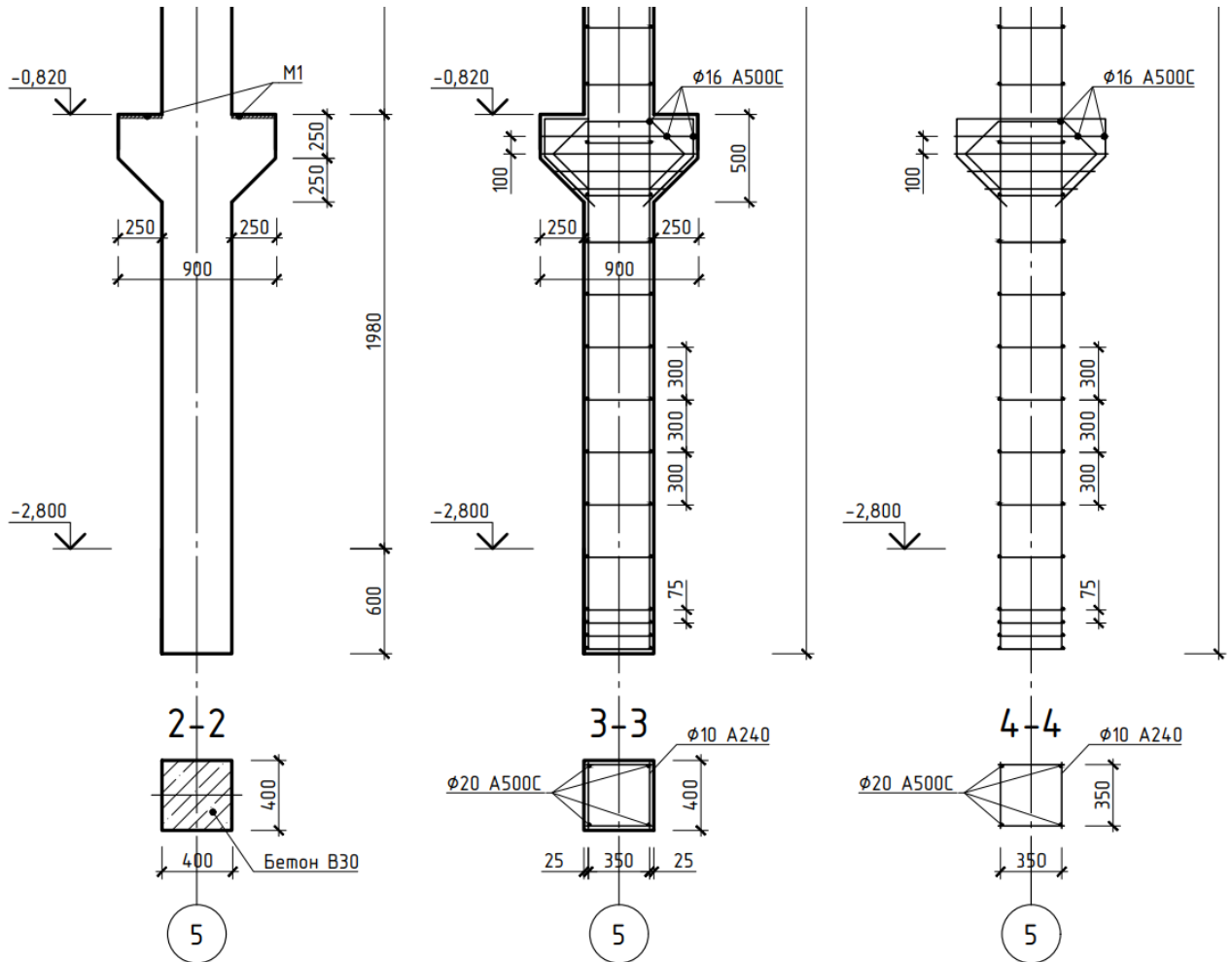
Из условия ванной сварки выпусков продольной арматуры

при стыке колонн, минимальный ее диаметр должен быть не менее 20 мм.

Принимаем 4Ø20 A500C  $A_s=12,57 \text{ см}^2$ .

$$\mu = \frac{12,57}{1600} \times 100\% = 0,78\% > 0,2\%$$

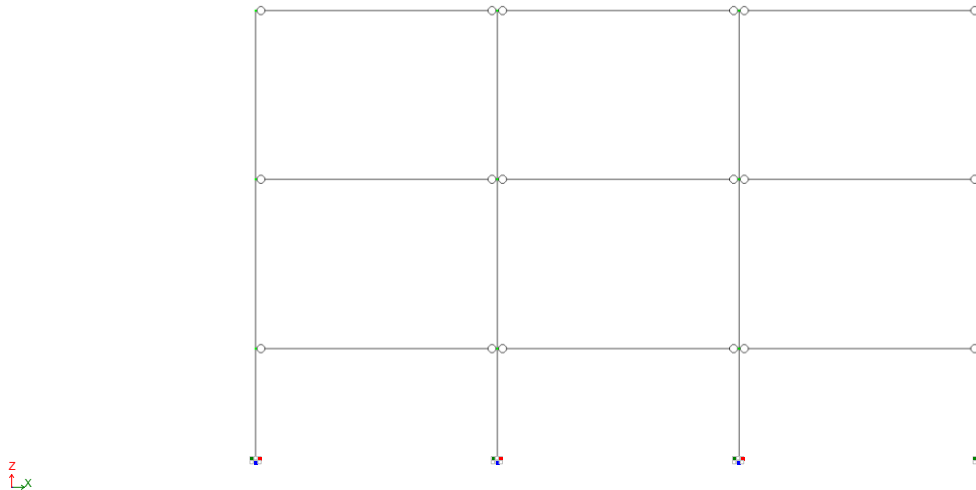
Диаметр поперечной арматуры принимаем Ø10 A240 (из условия сварки с продольной арматурой). Шаг поперечных стержней  $s = 300 \text{ мм}$ , что удовлетворяет конструктивным требованиям:  $s \leq 15d = 15 \times 20 = 300 \text{ мм}$  и  $s \leq 500 \text{ мм}$ .



## 6. Статический расчет и подбор арматуры в ЛИРА – САПР

Расчетная схема для моделирования рамы:

Загрузка 4. Временная кратковременная нагрузка



Жесткости материалов:

E	3.25e+007	кН/м <sup>2</sup>	
B	40	см	
H	50	см	
R <sub>0</sub>	25	кН/м <sup>3</sup>	
Учет нелинейности		<input type="checkbox"/>	Нарисовать
Параметры материала			
Параметры арматуры			
Учет сдвига		<input type="checkbox"/>	
Комментарий	Ригель		Цвет
		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

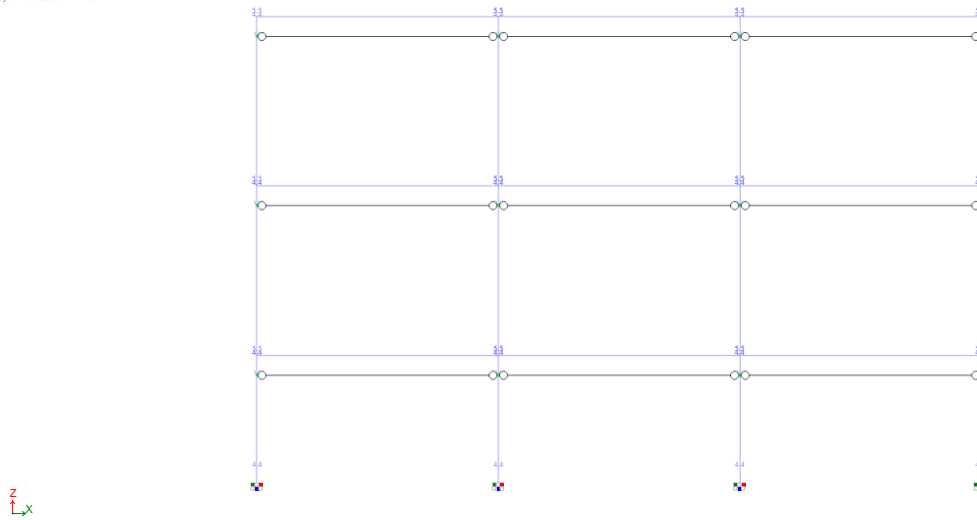
E	2.75e+007	кН/м <sup>2</sup>	
B	40	см	
H	40	см	
R <sub>0</sub>	25	кН/м <sup>3</sup>	
Учет нелинейности		<input type="checkbox"/>	Нарисовать
Параметры материала			
Параметры арматуры			
Учет сдвига		<input type="checkbox"/>	
Комментарий	Колонна		Цвет
		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Список загрузжений:

#	Имя загрузжения	Вид	Тип
1	Загрузжение 1. Собственный вес	Постоянное(0)	
2	Загрузжение 2. Постоянная нагрузка	Постоянное(0)	
3	Загрузжение 3. Временная длительная нагрузка	Кратковременное(2)	
4	Загрузжение 4. Временная кратковременная нагрузка	Кратковременное(2)	

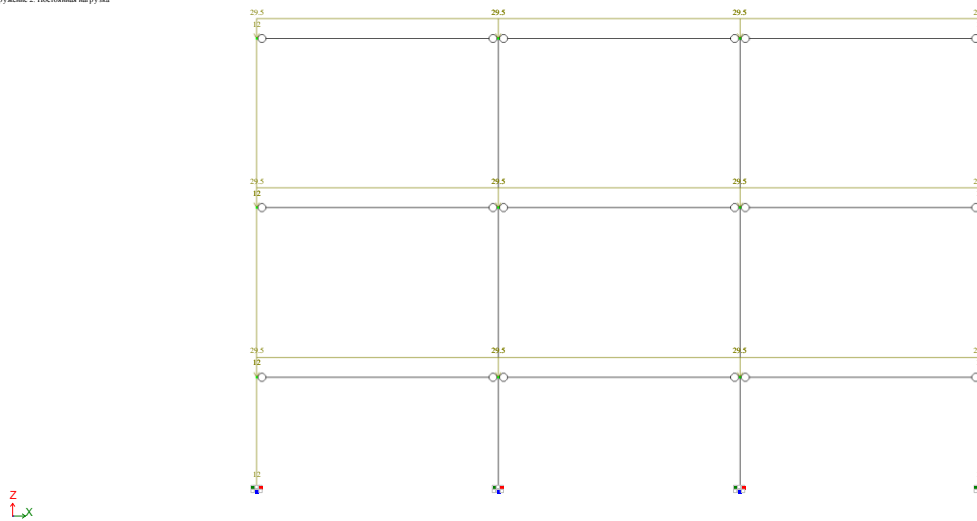
## Расчетная схема рамы от собственного веса:

Загрузка 1. Собственный вес



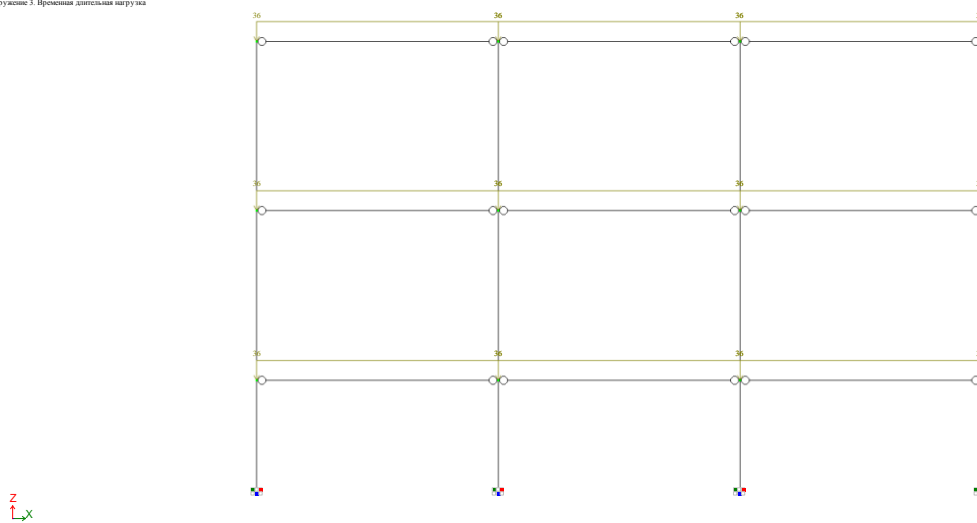
## Расчетная схема рамы от постоянной нагрузки:

Загрузка 2. Постоянная нагрузка



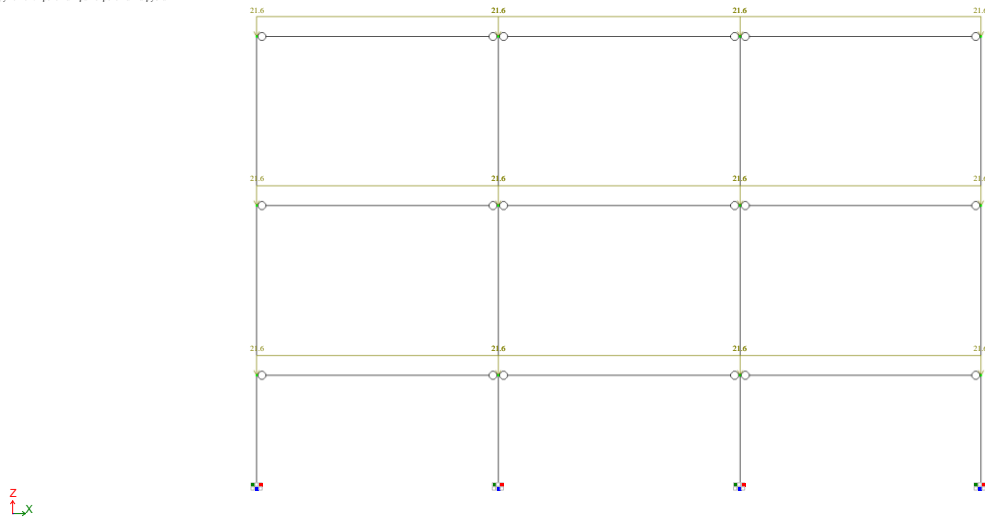
## Расчетная схема рамы от временной длительной нагрузки:

Загрузка 3. Временная длительная нагрузка



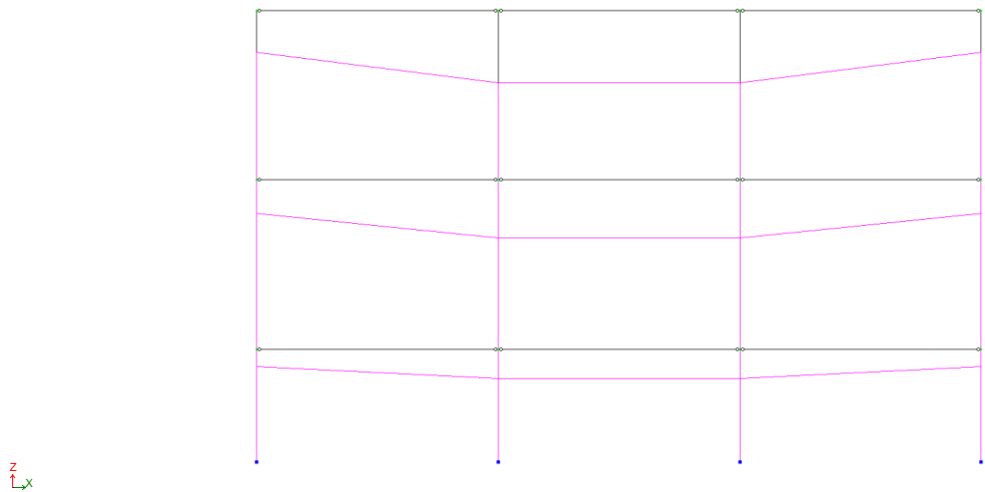
## Расчетная схема рамы от временной кратковременной нагрузки:

Загрузка: 4. Временная кратковременная нагрузка



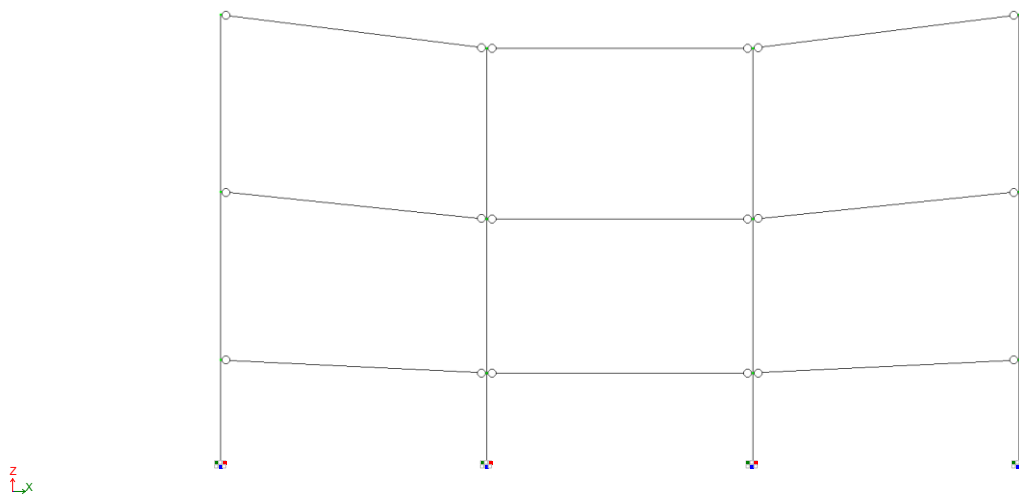
## Схема деформирования рамы от расчетного сочетания нагрузок:

РСН(СНп12.01.07-85\*\_1)



## Деформированная схема от расчетного сочетания нагрузок:

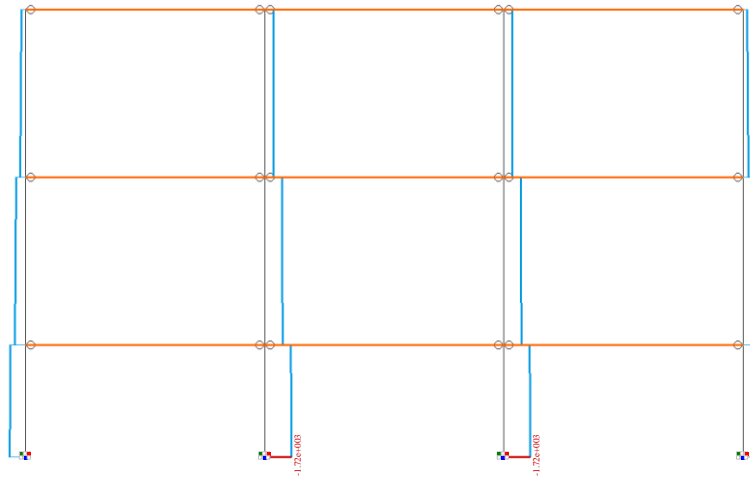
РСН(СНп12.01.07-85\*\_1)





## Эпюра продольных усилий

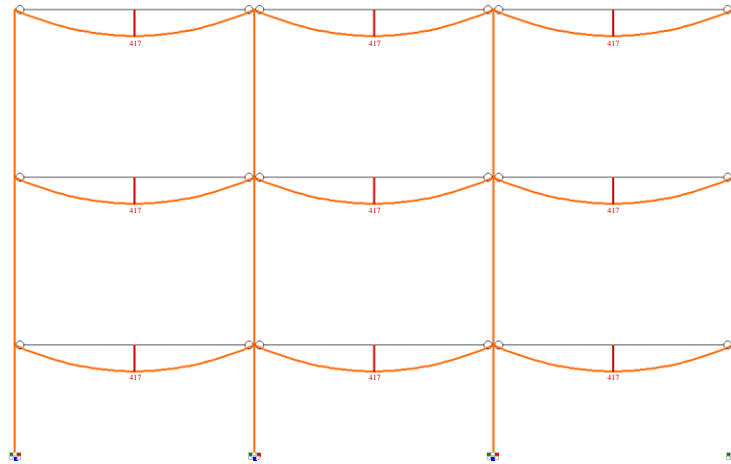
РСН(СНп)2.01.07.85\*\_1)  
Эпюра N  
Единицы измерения - кН



Минимальное усилие: -1715.36

## Эпюра изгибающих моментов:

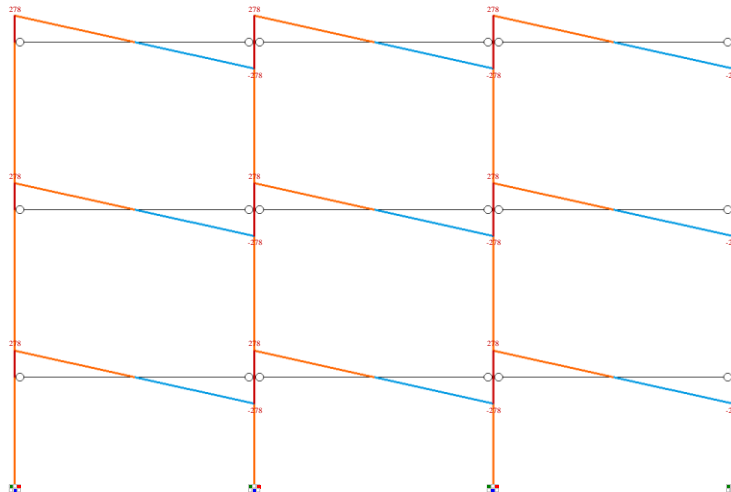
РСН(СНп)2.01.07.85\*\_1)  
Эпюра Mx  
Единицы измерения - кН\*м



Максимальное усилие: 416.52

## Эпюра изгибающих моментов:

РСН(СНп)2.01.07.85\*\_1)  
Эпюра Qz  
Единицы измерения - кН

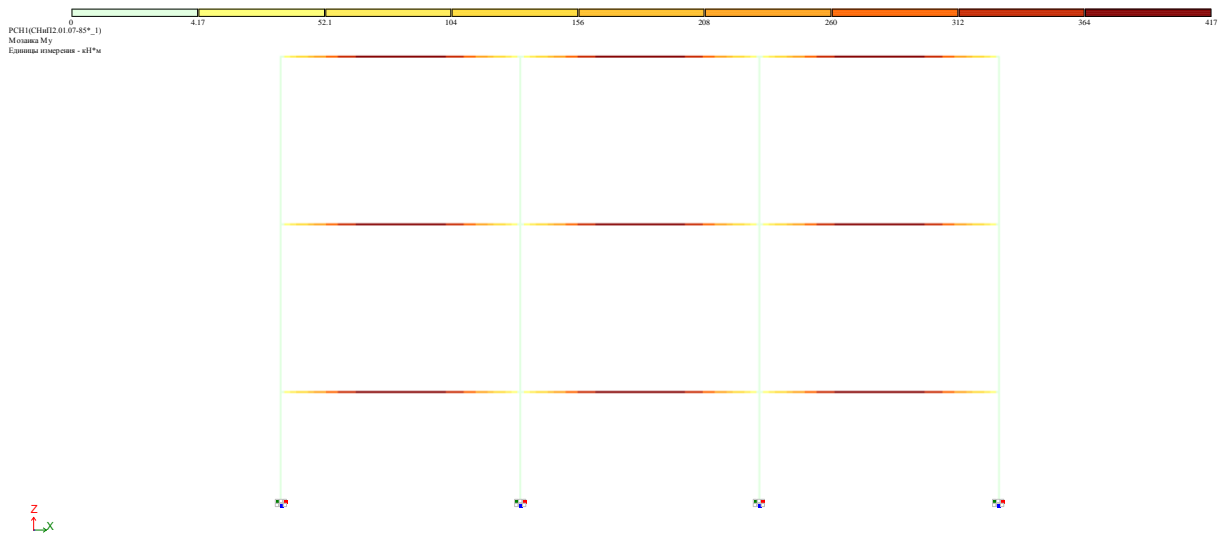


Минимальное усилие: -277.68; Максимальное усилие: 277.68

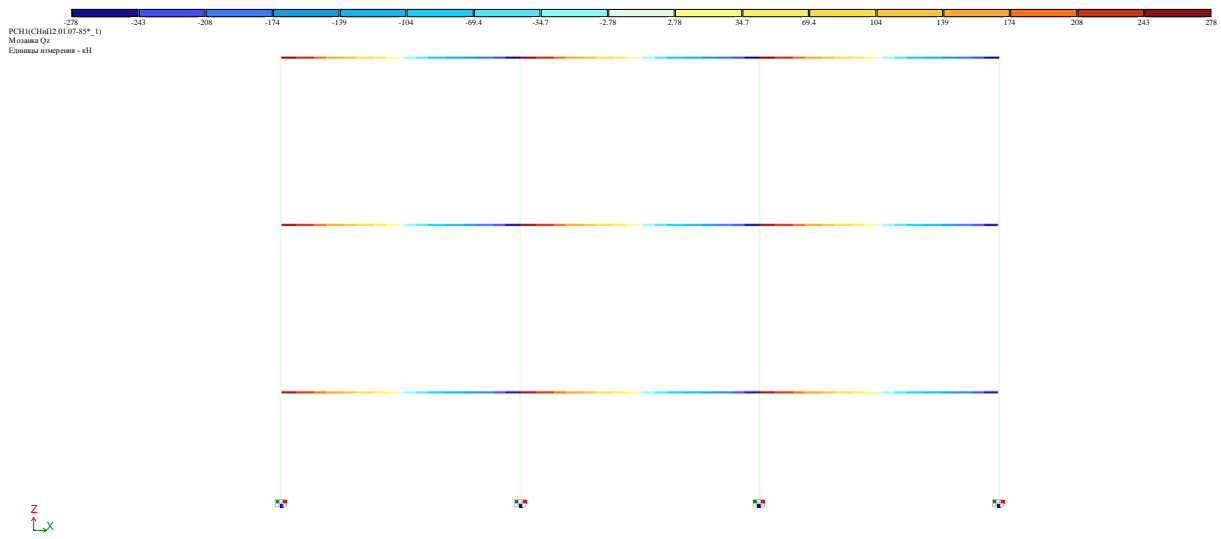
### Мозаика продольных усилий:



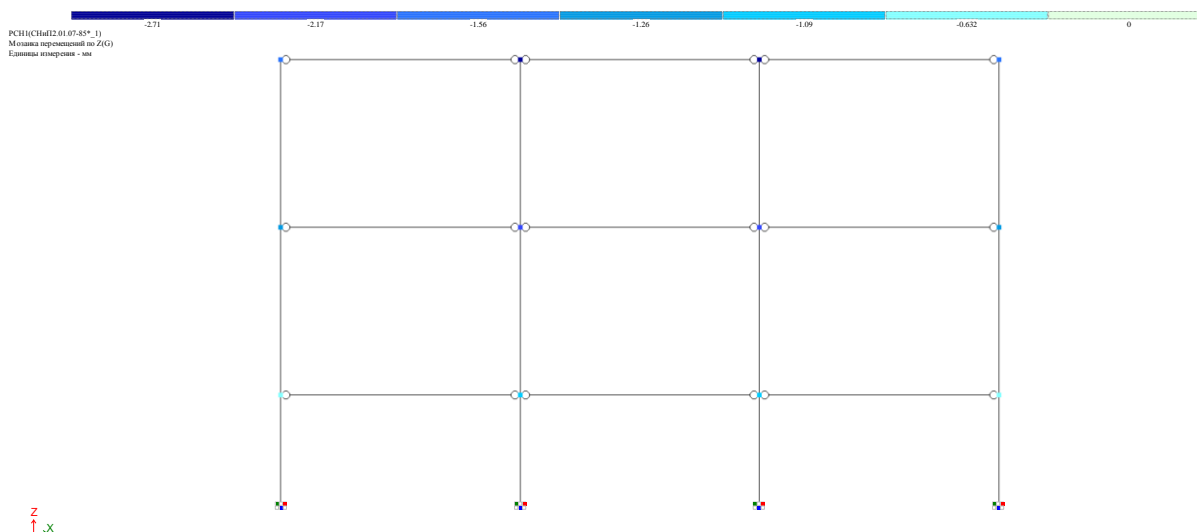
### Мозаика поперечных сил:



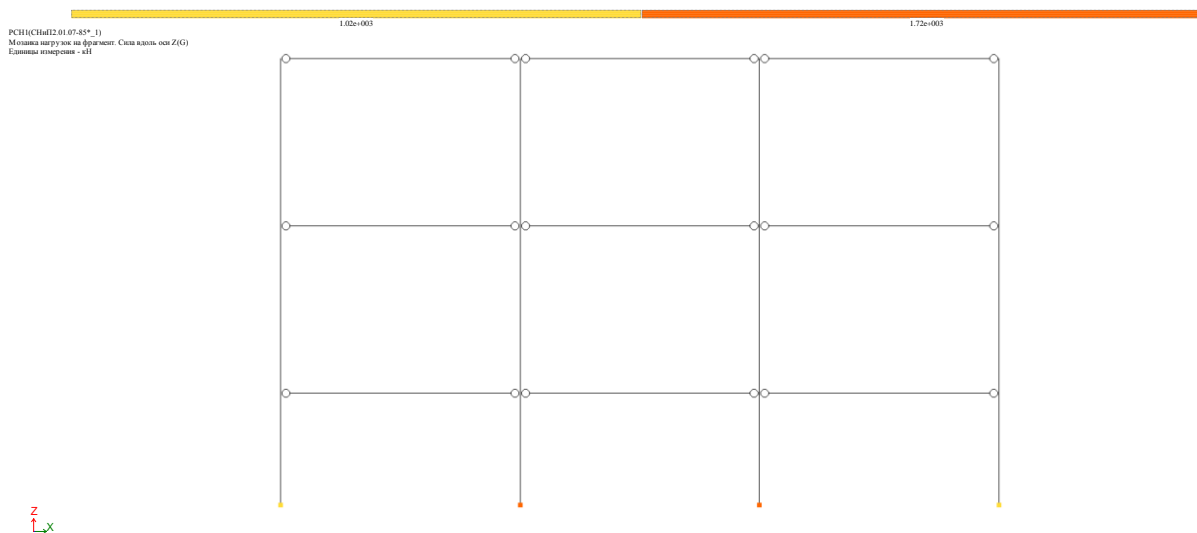
### Мозаика поперечных сил:



## Перемещения в узлах:



## Нагрузка на опорные узлы:



\* Расхождение результатов ручного и автоматизированного расчетов заключается в способах задания нагрузок на начальном этапе проектирования.

## Результаты статического расчета:

1. Колонны работают на сжатие. Максимальное усилие, равное 1715,36 кН, возникает у опор внутренних колонн, так как нижняя часть воспринимает нагрузку от всех этажей, включая перекрытия и приложенные на них нагрузки. Соответственно, в верхней части колонн нагрузка имеет минимальные значения, равные примерно 555,36 кН. Изгибающие моменты в конструкциях данного типа отсутствуют.
2. Многопустотные плиты перекрытия работают на растяжение. Максимальный изгибающий момент, равный 417 кНм, достигается в центральной части конструкции, о чем свидетельствует эпюра распределения изгибающих моментов. Соответственно, у опор изгибающий момент имеет минимальное значение, равное 4,17 кНм.
3. Максимальные перемещения, равные 2,71 мм, достигаются в верхних центральных узлах конструкции, что является сравнительно небольшим показателем для данных габаритов здания. Следовательно, система зданий является устойчивой и геометрически неизменяемой.

4. Максимальная нагрузка на опорные узлы, равная 1715,36 кН, достигается в центральных узлах опор колонн, так как грузовая площадь на них при расчете максимальна. Нагрузка на опорные узлы крайних колонн составляет 1020 кН, так как грузовая площадь на них существенно меньше, чем на центральные колонны. При указанных габаритах сооружения, распределение нагрузки считается оптимальным.

Интерактивная таблица усилий в стержнях от РСН:

№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ РСН	Составл
		N (кН)	Mk (кН*м)	Mu (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qu (кН)	Fy (кН/м)	Fz (кН/м)			
1	1	-1016.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
1	2	-970.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
2	1	-693.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
2	2	-624.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	1	-346.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	2	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
4	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
4	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
5	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
5	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
6	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
6	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
7	1	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
7	2	-346.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
8	1	-624.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
8	2	-693.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
9	1	-970.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
9	2	-1016.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
10	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
10	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
11	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
11	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
12	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
12	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
13	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
13	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
14	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-

№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ РСН	Составл
		N (кН)	Mk (кН*м)	Mu (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qu (кН)	Fy (кН/м)	Fz (кН/м)			
14	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
15	1	0.000	0.000	0.000	277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
15	2	0.000	0.000	0.000	-277.680	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
16	1	-555.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
16	2	-573.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
17	1	-1129.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
17	2	-1147.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
18	1	-1703.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
18	2	-1715.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
19	1	-555.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
19	2	-573.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
20	1	-1129.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
20	2	-1147.680	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
21	1	-1703.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
21	2	-1715.360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-

## Характеристики материалов колонны:

Название: A500

Вид расчета: Колонна первого этажа

Армирование: Симметричное

Система: Статически неопределимая

Расчет

Точность предварит. расчета, %: 20

Точность основного расчета, %: 1

Максимальный % армирования: 10

Учитывать конструктивные требования

Выделять угловые арматурные стержни

Располагать боковую арматуру в полке

Учитывать совместное действие усилий

Учесть п.3.52 Пособия к СП 52-101-2003

Расстояние к ц.т. арматуры, см

Расчет по предельным состояниям II группы

Трещина продолжительного раскрытия, мм: 0.3

Трещина непродолжительного раскрытия, мм: 0.4

Шаг арматурных стержней, мм: 20

Диаметр арматурных стержней: 20

Длина элемента, Расчетные длины

Длина элемента: 0 м

Расчетная длина LY: 1

Коэффициент LZ: 1

СНиП. 2.03.01-84\*

Название: A500

Класс бетона: B20

Вид бетона: тяжелый

Марка легкого бетона по средней плотности D: 2000

Условия: естественное твердени

Условия эксплуатации конструкции: обычные условия

Коэффициенты условий работы

Произведение коэффициентов из т. 15 СНиП 2.03.01-84\* (кроме Yb2 и Yb4): 0.9

Случайные эксцентриситеты

По высоте сечения EY: 1 см

По ширине сечения EZ: 1 см

	B20 (т/(м <sup>3</sup> ))
Eb	2750000.00
Rbn	1530.00
Rbtn	143.00
Rb	1170.00
Rbt	91.80

СНиП. 2.03.01-84\*

Название: A500

Классы арматуры

ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ X: A-IV d=10...22

Продольная вдоль Y: A-IV d=10...22

Поперечная арматура: A-IV d=10...22

Учет сейсмического воздействия

Коэффициент из т. 7 СНиП II-7-81: 1

Коэфф. условий работы при расчете наклонных сечений (т. 7 СНиП II-7-81): 1

Коэфф. условий работы арматуры (таблица 24 СНиП 2.03.01-84\*): 1

Продольная X	A-IV d=10...22 (т/(м <sup>3</sup> ))
Es	19000000.00
Rsn	60000.00
Rs	52000.00
Rsw	41500.00
Rsc	52000.00

## Характеристики материалов ригеля:

Название: A500

Вид расчета: Балка

Армирование: Несимметричное

Система: Статически неопределимая

Расчет

Точность предварит. расчета, %: 20

Точность основного расчета, %: 1

Максимальный % армирования: 10

Учитывать конструктивные требования

Выделять угловые арматурные стержни

Располагать боковую арматуру в полке

Учитывать совместное действие усилий

Учесть п.3.52 Пособия к СП 52-101-2003

Расстояние к ц.т. арматуры, см

Расчет по предельным состояниям II группы

Трещина продолжительного раскрытия, мм: 0.3

Трещина непродолжительного раскрытия, мм: 0.4

Шаг арматурных стержней, мм: 22

Диаметр арматурных стержней: 22

Длина элемента, Расчетные длины

Длина элемента: 0 м

Расчетная длина LY: 0

Коэффициент LZ: 0

СНиП. 2.03.01-84\*

Название: A500

Класс бетона: B30

Вид бетона: тяжелый

Марка легкого бетона по средней плотности D: 2000

Условия: естественное твердени

Условия эксплуатации конструкции: обычные условия

Коэффициенты условий работы

Произведение коэффициентов из т. 15 СНиП 2.03.01-84\* (кроме Yb2 и Yb4): 0.9

Случайные эксцентриситеты

По высоте сечения EY: 1 см

По ширине сечения EZ: 1 см

	B30 (т/(м <sup>3</sup> ))
Eb	3310000.00
Rbn	2240.00
Rbtn	184.00
Rb	1730.00
Rbt	122.00

СНиП. 2.03.01-84\*

Название: A500

Классы арматуры

ПРОДОЛЬНАЯ ВДОЛЬ X: A-IV d=10...22

Продольная вдоль Y: A-IV d=10...22

Поперечная арматура: A-IV d=10...22

Учет сейсмического воздействия

Коэффициент из т. 7 СНиП II-7-81: 1

Коэфф. условий работы при расчете наклонных сечений (т. 7 СНиП II-7-81): 1

Коэфф. условий работы арматуры (таблица 24 СНиП 2.03.01-84\*): 1

Продольная X	A-IV d=10...22 (т/(м <sup>3</sup> ))
Es	19000000.00
Rsn	60000.00
Rs	52000.00
Rsw	41500.00
Rsc	52000.00

# Результаты подбора сечения арматуры ригеля:

Вариант конструирования: Вариант 1  
Расчет по условию (СНиП 2.03.01-84\*)  
Единица измерения: см\*2  
Шаг: Диаметр = мм



Z  
Lx

Площадь поперечной арматуры ASI AS2: Симметричное армирование. Максимум 26.60 в элементе 4.



## 7. Список используемой литературы

1. Н.Г. Головин, А.И. Плотников. Методические указания и справочные материалы по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 08.03.01 «Промышленное и гражданское строительство» - М.: МГСУ, 2009. – 69 с.: ил.
2. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - М.: 2018. - 161 с.
3. СП 20.13330.2018. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. - М.: ОАО " ЦПП", 2018. - 96 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий, 2005.-214 с.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий, 2004.

# Пример оформления чертежей

