kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Росдистант
ВЫСШЕЕ ОБРАЗОВАНИЕ ДИСТАНЦИОННО

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

высшего профессионального образования

«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

Центр архитектурных, конструктивных решений и организации строительства

ЗАДАНИЕ
на выполнение курсового проекта

~~Студент ***Зобов Алексей Владимирович***~~

~~1. Тема ***«Проектирование конструкций железобетонных многоэтажных промышленных зданий»***~~

~~2. Срок сдачи студентом законченной курсовой работы _____~~

~~3. Исходные данные к курсовой работе:~~

Пролет рамы, l_1, м - 6,60

Шаг рам, l_2, м - 6,30

Количество этажей, n, эт. - 6

Высота этажа, м - 5,4

Величина временной нагрузки υ, кПа - 7,0

Величина кратковременной нагрузки υ_{sh}, кПа - 3,0

Класс арматуры для преднапряженных конструкций - А600

Класс бетона для преднапряженных конструкций - В20

Класс арматуры для ненапряженных конструкций - А500

Класс бетона для ненапряженных конструкций - В25

Конструкция пола: наливной пол δ = 20 мм, армированная цементно-песчаная стяжка δ = 40 мм, песчаная засыпка δ = 60 мм

~~4. Содержание пояснительной записки курсовой работы (перечень подлежащих разработке вопросов разделов): определение конструктивной схемы здания; проектирование и конструирование плиты перекрытия; вычисление нагрузок в плите; определение характеристик бетона и арматуры; проверка прочности плиты по первой и второй группе предельных состояний; конструирование плиты перекрытия; определение расчетной схемы и нагрузок ригеля; определение моментов в сечениях ригеля; расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным и наклонным к продольной оси; конструирование арматуры ригеля; расчет ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами; конструирование конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами; расчет монолитной плиты перекрытия и второстепенной неразрезной балки).~~

~~5. Ориентировочный перечень графического и иллюстрированного материала (с точным указанием чертежей и форматов их представления): на первом листе формата А1 - «монтажный план сборного перекрытия. Плита П1. Ригель Р1»; на~~

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

~~втором листе формата А2 - «план монолитного перекрытия. Схема армирования плиты. Схема раскладки сеток плиты. Схема армирования второстепенной балки.»~~

~~6. Рекомендованное учебно-методическое пособие: Проектирование конструкций железобетонных многоэтажных зданий [Электронный ресурс]: электрон, учеб.-метод. пособие / В.А. Филиппов ; ТГУ ; Архитектурно-строит, ин-т ; каф. «Городское стр-во и хоз-во», - Тольятти: ТГУ, 2015. - 140 с.: ил. - Библиогр.: с. 129-130. - Прил.: с. 131-140. -~~ ISBN ~~978-5-8259-0825-0: 1-00.~~

~~7. Дата выдачи задания « _____» _____20___г.~~

Руководитель курсовой работы _____
(подпись)

Задание принял к исполнению _____
(подпись)

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 3
1. Разработка конструктивной схемы здания 4
1.1 Компоновка конструктивной схемы сборочного балочного перекрытия 4
1.2 Компоновка конструктивной схемы монолитного балочного перекрытия 4
2. Проектирование плиты перекрытия 6
2.1 Конструкция типовой пустотной плиты перекрытия 6
2.2 Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите 7
2.3 Характеристики прочности бетона и арматуры 8
2.4 Расчет пустотной плиты перекрытия по 1 группе предельных состояний 8
2.5 Расчет пустотной плиты по второй группе предельных состояний 12
2.6 Конструкция типовой пустотной панели перекрытия 15
3. Проектирование ригеля 16
3.1 Расчетная схема и нагрузки 16
3.2 Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля 16
3.3 Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси 19
3.4 Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси 21
3.5 Конструирование арматуры крайнего ригеля 22
3.6 Конструирование типового ригеля 26
4. Проектирование монолитного железобетонного перекрытия с балочными плитами 28
4.1 Компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами 28
4.2 Расчет монолитной плиты перекрытия 28
4.3 Расчет второстепенной неразрезной балки 31
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ 38

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

ВВЕДЕНИЕ

«Развитие производства, повышение его эффективности – основа технической политики современного государства. Требования, предъявляемые к промышленному строительству, к его способности эффективно удовлетворять запросы общества, будут систематически возрастать. Современное проектирование промышленных предприятий представляет собой сложный процесс, учитывающий и взаимосвязывающий множество разносторонних факторов, степень влияния которых меняется и обусловливается конкретными заданными требованиями. Большая роль в процессе проектирования отводится системе нормативной документации и в первую очередь Строительным нормам и правилам (СНиП), регламентирующим проектную деятельность и обеспечивающим комплексный подход к решению задач при проектировании и строительстве промышленных предприятий, а также надежность и долговечность построенных объектов.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Важнейшим направлением развития промышленного строительства остается создание и внедрение конструктивных типовых решений элементов зданий, а также способов их изготовления и монтажа, которые обеспечивали бы значительное повышение уровня индустриализации и снижение материалоемкости. Существенную роль в выполнении поставленных задач играет оптимальность решений, принимаемых на стадии проектирования.

С использованием унифицированных параметров строится подавляющее большинство промышленных объектов. Доля многоэтажных промышленных зданий в общем объеме промышленного строительства составляет около 40 %, из которых большая часть приходится на здания с железобетонным каркасом.» [9]

В ходе выполнения курсового проекта необходимо изучить основные принципы расчета и конструирования основных конструкций железобетонного каркаса многоэтажных промышленных зданий, теорию выбора материалов и конструирования промышленного здания; при разработке чертежей закрепить навыки конструирования железобетонных конструкций и составления

спецификаций материалов и изделий.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

1. Разработка конструктивной схемы здания

1.1 Компоновка конструктивной схемы сборочного балочного перекрытия

«Конструкция сборного железобетонного перекрытия представляет собой плиту перекрытия заводского изготовления, опирающуюся на конструктивные элементы здания ригели, фермы и т.д.» [9]

Здание в плане имеет прямоугольную форму размером 19,8х50,4 м.

Шаг колонн принят в продольном направлении - 6,3 м, в поперечном – 6,6 м.

Ригели в поперечном направлении здания принимаем с шагом – 6,6 м.

Сечение колонн принимаем по заданию - 400х400 мм.

Ригель имеет прямоугольное сечение с размерами h=800 мм и b=300 мм.

В связи с тем, что временная полезная нагрузка принята v=7,0 кПа, следовательно, плиты перекрытия принимаю пустотные, размерами 6,3х1,65 м, высотой 220 мм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

«В осях колонн монтируются плиты, задача которых обеспечить устойчивость каркаса при монтаже, в комплексе с колоннами они образуют продольные рамы. Пространственная жесткость зданий обеспечивается за счет жесткости перекрытия, которое объединяет все вертикальные несущие конструкции каркаса и вертикальные связи в пространственную систему.

Поперечная ветровая нагрузка воспринимается поперечными рамами, в этом направлении здание работает по рамной схеме.» [9]

1.2 Компоновка конструктивной схемы монолитного балочного перекрытия

«Монолитное перекрытие состоит из главных, второстепенных балок и монолитной плиты перекрытия. Главные балки перекрытия расположены по осям колонн.» [9] Пролет главных балок составляет 6,6 м. Длина второстепенной балки составляет 6,3 м., шаг принимаю 2,2 м и в крайних пролетах 2,2 м.

Минимальную толщину плиты монолитного перекрытия при ν=7,0 кПа принимаю h'_f=80мм.

2. Проектирование плиты перекрытия

2.1 Конструкция типовой пустотной плиты перекрытия

Назначаю следующие параметры поперечного сечения плиты перекрытия номинальной ширины 1,65 м:

- высота 220 мм;

- конструктивная ширина 1640 мм;

- рабочая высота $h_0 = h - a_p$ = 220 - 30 = 190 мм;

- ширина нижней полки b_f=1640 мм;

- ширина верхней полки = 1640 — 2 ·15 = 1610 мм.

- толщина полок .

- ширина ребра где n-количество пустот.

Поскольку отношение >0,1, в расчет вводится вся ширина верхней полки = 1610 мм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

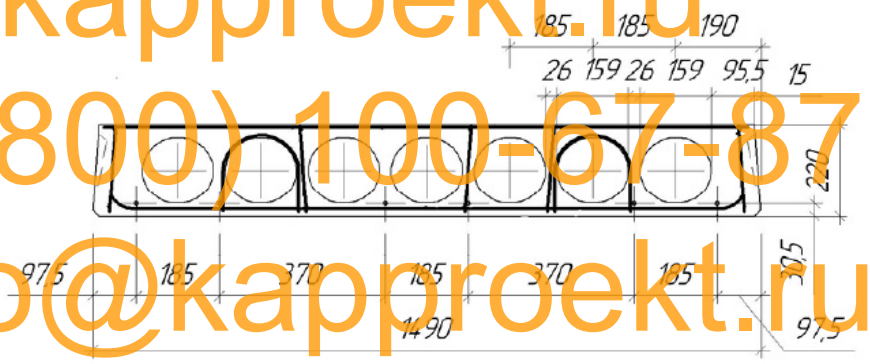


Рис.1.1 Пустотная панель

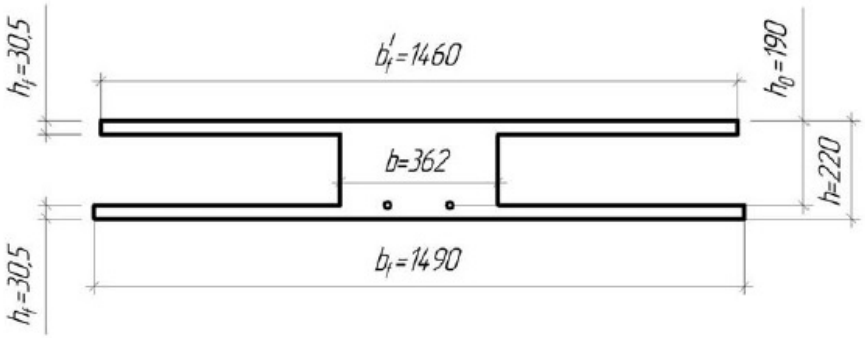


Рис.1.2 Расчетное сопротивление пустотной панели

2.2 Расчетный пролет, нагрузки и усилия в плите

«Подсчет нагрузок на 1 м перекрытия приведен в таблице 1» [9]

Таблица 1. Сбор нагрузок на плиту перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативна	Коэффициент	Расчетная

	я нагрузка, кН/м^2	надежности по нагрузке	нагрузка, кН/м^2
Собственный вес плиты	3,3	1,1	3,63
Наливной пол δ = 20 мм 17·0,02·1=0,34	0,34	1,3	0,44
Армированная цементно-песчаная стяжка δ = 40 мм 18·0,04·1=0,72	0,72	1,3	0,94
Песчаная засыпка δ = 60 мм 17·0,06·1=1,02	1,02	1,3	1,33
Итого постоянная	5,38		6,34
Временная:	7,0	1,2	8,4
В т.ч. кратковременная	3,0	1,2	3,6
Полная нагрузка:	12,38		14,74
в т.ч. постоянная и временная длительная нагрузка	9,38		11,14

Вычислим нагрузки на 1 м погонный при ширине плиты 1,65 м:

- Полная расчетная q=14,74·1,65·1,0=24,3 кН/м;
- Полная нормативная q_n=12,38·1,65·1,0=20,43 кН/м;
- Постоянная и временная длительная нормативные q_l=9,38·1,65·1,0=15,5 кН/м.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

2.2.1 Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Расчетный пролет плиты при ее конструктивной длине 6,25 м и ширине ригеля 300 мм , где – зазор между осью ригеля и плитой.

«Усилия от полной расчетной нагрузки:» [9]

.

.

«Усилия от нормативной нагрузки:» [9]

.

.

2.3 Характеристики прочности бетона и арматуры

«Для бетона тяжелого класса В20: E_b = 27·10^3 МПа; R_b = 11,5МПа; R_{bt} = 0,9МПа; $R_{b,ser}$=15,0 МПа; $R_{bt,ser}$=1,35 МПа;

Для арматуры класса А400: R_{sw} = 350Мпа,E_s = 2·10^{5}Мпа;

Для арматуры класса А600: R_s = 520МПа, R_{sn} = 600Мпа, E_s = 2·10^{5}Мпа.

Величина предварительного напряжения арматуры:

.» [2]

2.4 Расчет пустотной плиты перекрытия по 1 группе предельных состояний

2.4.1 Расчет прочности плиты по нормальному сечению

Изгибающий момент равен М=114,5 кНм.

Вычисляем коэффициент: .

Высота относительно зоны бетона: .

Высота сжатой зоны бетона: .

Граничная высота равна

$$\xi_R = \frac{0{,}8}{1+\frac{R_s+400-\sigma_{sp}}{700}} = \frac{0{,}8}{1+\frac{520+400-420}{700}} = 0{,}47$$

«Так как , предусматривать арматуру в сжатой зоне плиты не нужно.

Рабочая площадь арматуры» [9]

.

где γ_s=1,1, так как .

Принимаю арматуру 8Ø12 мм с общей площадью A_{sb}=905 мм .

2.4.2 Геометрические характеристики приведенного сечения

«Коэффициент приведения:» [9]

.

«Определяю площадь сечения» [9]

.

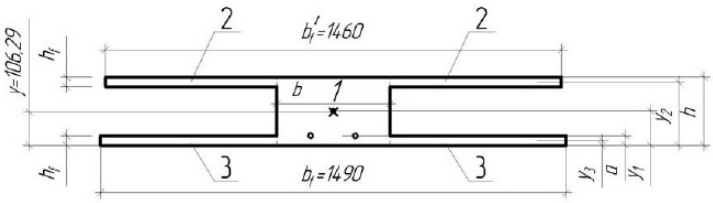


Рис. 2.1 Схема сечения для определения геометрических характеристик приведенного сечения

«Площадь приведенного сечения:» [9]

.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

«Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани:» [9]

$S_{red} = \Sigma(A_i \cdot \gamma_i)$ = 522· 220 110 + (1610 - 522) · 30,5 · 204,75 +(1640 - 522) · 30,5 · 15,25 + 7,4 · 905 · 30 = 20147744 мм^3,

«Расстояние от нижней грани до центра приведенного сечения:» [9]

.

«Момент инерции приведенного сечения:» [9]

.

2.4.3 Потери от предварительного напряжения в арматуре

- от релаксации $\Delta\sigma_{sp1}$=0,03·σ_{sp}=0,03·420 =12,6 МПа

- от температурного перепада между $\Delta\sigma_{sp2}$=0 МПа.

- от деформации формы $\Delta\sigma_{sp3}$=0 МПа и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$=0 МПа при электротермическом натяжении арматуры также равны 0

Усилия обжатия с учетом первых потерь:

.

Эксцентриситет будет равен: $e_{op(1)}=y_{op}-a$= 107-30 = 77 мм

Максимальное сжимающее напряжение бетона от силы $P_{(1)}$:

.

Условие $\sigma_{bp} \leq 0,9R_{bp}$ = 0,9·17,5= 15,75 МПа выполняется, где R_{bp} = 0,7B = 0,7·25 = 17,5 МПа.

- потери от усадки: $\Delta\sigma_{sp5} = e_{b,sh} \cdot E_s$ = 0,0002 · 200000 = 40 МПа;

- потери от ползучести:

.

.

.

.

q_w =2,5· 1,64· 1,1=4,51 кНм

Сумма вторых потерь:

$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(5)} + \Delta\sigma_{sp(6)}$ = 40 + 29,2 =69,2 МПа

Сумма первых и вторых потери:

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

$\Delta\sigma_{sp1(1)} + \Delta\sigma_{sp2(2)} = 12,6 + 69,2 = 81,8$ МПа

Т.к. сумма потерь <100 МПа, принимаем 100 МПа.

Предварительные напряжения:

$\Delta\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - (\Delta\sigma sp_{1(1)} + \Delta\sigma sp_{2(2)}) = 420-100=320$ МПа

Суммарное усилие потерь:

$P = \Delta\sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 320 \cdot 905 = 289600$ Н=289,6 кН.

2.4.4 Расчет прочности плиты по наклонным сечениям. Расчет по бетонной полосе между трещинами

Расчет бетона на прочность:

Прочность бетонной полосы определяем из условия ,

где , следовательно, т.к. условие выполняется, прочность бетонной полосы обеспечена.

Между пустотами плиты в продольных ребрах устанавливаю четыре каркаса с поперечной арматурой класса А400. Диаметр поперечных стержней принимаю 6 мм с общей площадью A_{sw}=113,2 мм^2. Максимальный шаг поперечной арматуры по конструктивным требованиям $s_w \leq h_0/2$=190/2=95мм, шаг поперечных стержней принимаю s_w = 95 мм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Расчет пустотной плиты по наклонным сечениям

«Прочность по наклонным сечениям обеспечена если выполняется условие

$Q \leq Q_b + Q_{sw}$

Усилие в хомутах:» [9]

.

«Коэффициент φ_n равен:» [9]

.

.

«Хомуты учитываются в расчете, т.к. соблюдается условие:» [9]

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном с наклонным сечением: где .

.

«Расчетное значение временной нагрузки» [9]

$q_1 = q - 0,5q_v = 24,3 - 0,5 \cdot 13,86 = 17,37$ кН/м,

где $q_v = vb_н\gamma_n = 8,4 \,.\, 1,65 \,.\, 1,0 = 13,86$ кН/м.

.

Условие выполняется, c не пересчитывается.

Согласно условиям проверки $c \leq 3h_0 = 3 \cdot 190 = 570$ мм.

.

при этом Q_b не более $Q_{max}=2,5R_{bt}\, bh_0=2,5.0,9 \cdot 522.190 = 154755$ Н = 154,8 кН. и не менее $Q_{b,min}=0,5\varphi_n\, R_{bt}\, bh_0=0,5.1,3.0,9 \cdot 522.190 = 58020$ Н = 58,0 кН.

$Q_{sw}=0,75q_{sw}\, c_0 =0,75 \cdot 317,0 \cdot 380 = 50075$ Н = 50,1 кН,

где $c_0 =2h_0 = 2 \cdot 190 = 380$ мм – длина проекции наклонного сечения.

«Поперечная сила в конце наклонного сечения:» [9]

$Q = Q_{max} - q_1c = 74,6 - 17,37 \cdot 0,57 = 65,5$ кН.

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

65,5 <58,0 + 50,1 = 108,1 кН.

Условие выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена.

«Максимальный шаг хомутов:» [9]

.

«В середине ребра поперечная арматура не предусматривается, т.к поперечная сила воспринимается бетоном.» [9]

.

2.5 Расчет пустотной плиты по второй группе предельных состояний

2.5.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

,

.

.

. Т.к. М = 114,5 кНм > M_{crc} = 51,8 кНм, поэтому необходимо выполнить расчет по раскрытию трещин.

2.5.2 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси

Расчет приращения напряжения от постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s=\sigma_{s1}$, т.е. принимая $M=M_l$=73,0 кНм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

$e_{sp}=0$, .

Сечение плиты представляем в виде двутавра, заменив пустоты эквивалентными прямоугольниками. Тогда ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$A = 0,907D = 0,907 \cdot 159 = 144,2$ мм, $B = 0,866D = 0,866 \cdot 159 = 138$ мм.

Тогда $b_f = b'_f = 1610$ мм, $b = 1610 - 7 \cdot 144,2 = 600,6$ мм, $h_f = h'_f = (220-138)/2 = 41$ мм.

Отсюда $A'_{sp} = A'_s = 0$, получаем .

Коэффициент приведения сечения равен

, тогда

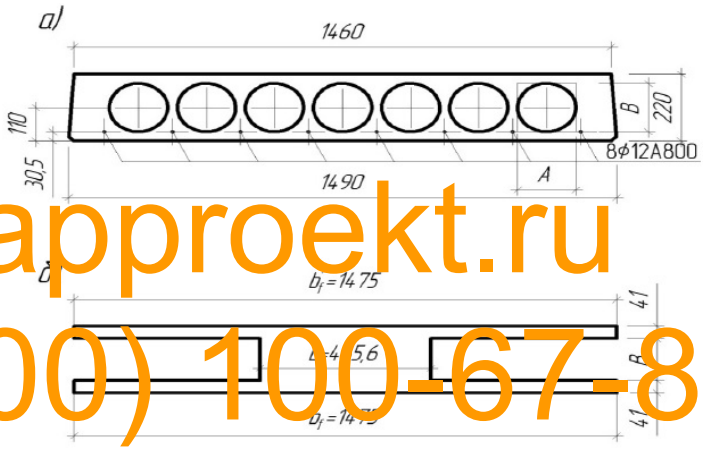


Рис. 2.2 Эквивалентное сечение пустотной панели

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

$z = \xi h_0 = 0,78 \cdot 190 = 148,2$ мм,

.

Отсюда определяю $\sigma_{s,crc}$ при моменте $M_s = M_{crc} = 51,8$ кНм

, находим $\xi = 0,556$, отсюда плечо внутренней пары сил $z = \xi h_0 = 0,8 \cdot 190 = 152$ мм,

.

Определяю $a_{S,tot}$ при моменте $M_s = M_{tot} = 96,3$ кНм.

, находим $\xi = 0,845$

.

Условие проверки A>t, при t=0,59

.

Так как A< t, то $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

.

Высота зоны растянутого бетона: .

а если учесть упругую деформацию $y_t=k\cdot y_0=0,95\cdot 44=42$ мм.

Поскольку $y_t<2a=2\cdot 30=60$ мм, принимаю $y_t=60$мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна $A_{bt}=by_t+(b_f-b)h_f=600,6\cdot 60+(1475-600,6)\cdot 41=69231$ мм^2 и расстояние между трещинами тогда будет:

.

Считаю $l_s>400$ мм и $l_s<40d=40\cdot 12=480$ мм, принимаю $l_s = 400$ мм.

.

.

.

Т.к. $a_{crc}=a_{crc1}+a_{crc2}-a_{crc3}=0,118+0,172-0,084=0,206$ мм меньше предельно допустимого значения 0,3 мм. Таким образом, трещиностойкость обеспечена.

2.5.3 Расчет прогиба плиты перекрытия

Определяю кривизну от $M=M_l=73,0$ кНм.

Для данной нагрузки имеем: $e_s/h_0=0,86$, $\varphi_f=0,47$, $\rho_s=0,607$.

«При длительном воздействии нагрузки и при условии нормальной влажности:» [9]

$\varepsilon_{b1,red}=28\cdot 10^{-4}$ при влаге $70\%\geq W\geq 40\%$.

.

.

При $\varphi_f=0,47$, $e_s/h_0=0,86$ и $\mu\alpha_{s2}=0,51$, находим $\varphi_c=0,48$, тогда:

.

Определяю кривизну, обусловленную остаточным выгибом, при $\sigma_{sb}=86,5$ МПа.

.

где

«Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна» [9]

.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Принимая S = 5/48, находим прогиб:

.

Согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», при l=6,3 м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен f_{ult}=6300/200=31,3 мм, что превышает вычисленное значение прогиба, следовательно, жесткость достаточная.

2.6 Конструкция типовой пустотной панели перекрытия

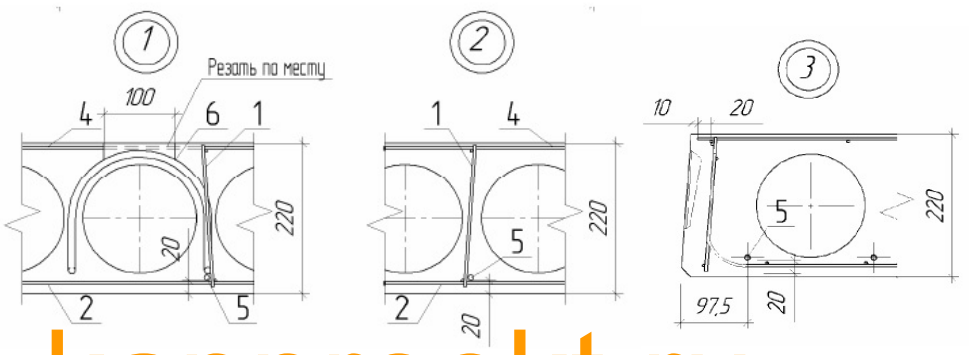


Рис. 2.4 Узлы расположения строповочной петли и крепления сеток к каркасу с поперечной арматурой, узел армирования крайнего ребра

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

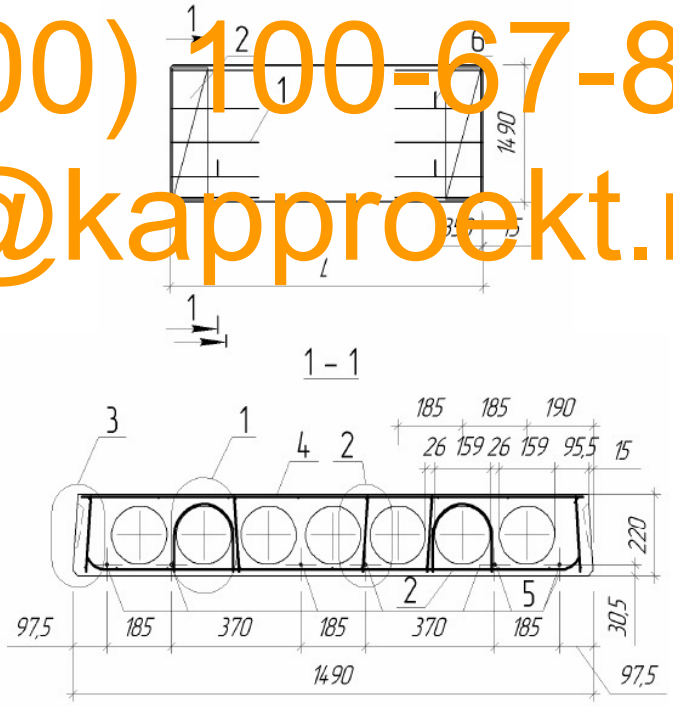


Рис. 2.3 Конструкция пустотной панели

3. Проектирование ригеля

3.1 Расчетная схема и нагрузки

«Выполняю расчет и конструирование ригеля среднего яруса.» [9]

$q_g=(g\cdot l_2+p\cdot b_p\cdot h_p\cdot\gamma_f)\gamma_n$=(6,34·6,3+25·0,3·0,8·1,1)·1,0=44,0 кН/м

Кратковременная нагрузка $q_v=\vartheta\cdot l_2\cdot\gamma_n$ =8,4·6,3·1,0=53,0 кН/м

Расчётная общая нагрузка $q=q_g+q_v$=44,0+53,0=97,0 кН/м

3.2 Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля

«Жесткости колонны и ригеля:» [9]

.

.

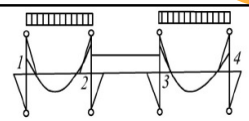
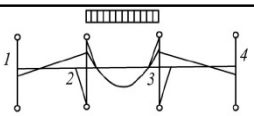
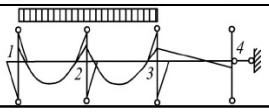
Коэффициент *к* равен: .

Расчетный пролет: *l*=6,6-0,4/2=6,4 м.

«Результаты вычисления изгибающих моментов сводим в таблицу 2.» [9]

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Таблица 2 – Результаты вычислений изгибающих моментов

№ п/п	Варианты загружения	Опорные моменты, кНм			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
1		-0,033·44,0·6,4²= -59,5	-0,099·44,0·6,4² = -178,4	-0,09·44,0·6,6²= -172,5	-0,09·44,0·6,6²= -172,5
2		-0,042·53,0·6,4²= -91,2	-0,063·53,0·6,4² = -136,8	-0,028·53,0·6,6² = -64,6	-0,028·53,0·6,6² = -64,6
3		0,009·53,0·6,4²= 19,5	-0,036·53,0·6,4² = -78,2	-0,062·53,0·6,6² = -143,1	-0,062·53,0·6,6² = -143,1
4		-0,032·53,0·6,4²= -69,5	-0,115·53,0·6,4² = -249,7	-0,105·53,0·6,6² = -242,4	-0,043·53,0·6,6² = -99,3
5	Сочетание усилий 1+2	-150,7	-315,2	-237,1	-237,1
6	Сочетание усилий 1+3	-40,0	-256,6	-315,6	-315,6
7	Сочетание усилий 1+4	-129,0	-428,1	-414,9	-271,8

3.2.1 Пролетные моменты и поперечные силы в ригелях

«Сочетание усилий 1+2

- усилия в 1 пролете:» [9]

$Q_{12}=ql/2+(M_{12}$ - $M_{21})/l$=97,0·6,4/2+(150,7 -315,2)/6,4=285,0 кН

$Q_{21}=ql/2+(M_{21}$ - $M_{12})/l$=97,0·6,4/2+(315,2 – 150,7)/6,4=336,1 кН

$M_{l1}=ql^2/8$ - $(M_{12}+M_{21})/2$=97,0·6,6^2/8 - (150,7+315,2)/2=295,2 кНм;

- усилия во 2 пролете:

$Q_{23}= Q_{32}=q_g l/2+(M_{23}-M_{32})/l$=44,0·6,6/2+(237,1 - 237,1)/6,6=132,0 кН/м;

$M_{l2}=q_g\, l^2/8$ - M_{23}=44,0·6,6^2/8 – 237,1= 2,48 кНм.

«Сочетание усилий 1+3

- усилия в 1 пролете:» [9]

$Q_{12}=ql/2+(M_{12}-M_{21})/l$=44,0·6,4/2+(40,0 - 256,6)/6,4=107,0 кН

$Q_{21}=ql/2+(M_{21}$ - $M_{12})/l$=44,0·6,4/2+(256,6- 40,0)/6,4=174,6 кН

$M_{l1}=ql^2/8$ - $(M_{12}+M_{21})/2$=44,0·6,4^2/8 - (40,0+256,6)/2=77,0 кНм;

«- усилия во втором пролете (погонная нагрузка q):» [9]

$Q_{23}= Q_{32}=ql/2+(M_{23}-M_{32})/l$=97,0·6,6/2+(315,6 – 315,6)/6,6=320,1 кН/м;

$M_{l2}=ql^2/8$ - M_{23}=97,0·6,6^2/8 – 315,6=242,6 кНм.

«Сочетание усилий 1+4

- усилия в первом пролете (погонная нагрузка q):» [9]

$Q_{12}=ql/2+(M_{12}$ - $M_{21})/l$=97,0·6,4/2+(129,0 – 428,1)/6,4=263,7 кН

$Q_{21}=ql/2+(M_{21}$ - $M_{12})/l$=97,0·6,4/2+(428,1 - 129,0)/6,4=317,1 кН

$M_{l1}=ql^2/8$ - $(M_{12}+M_{21})/2$=97,0·6,6^2/8 - (129,0+428,1)/2=250,0 кНм;

«- усилия во втором пролете (погонная нагрузка q):» [9]

Q_{23}=ql/2+(M_{23}-M_{32})/l=97,0·6,6/2+(414,9 – 271,8)/6,6=341,8 кН

$Q_{32}=ql/2+(M_{32}-M_{23})/l$=97,0·6,6/2+(271,8 – 414,9)/6,6=298,4 кН

$M_{l2}=ql^2/8$ - $(M_{23}+M_{32})/2$=97,0·6,6^2/8 -(414,9+271,8)/2=184,8 кНм.

3.2.2 Перераспределение моментов под влиянием образования пластических шарниров в ригеле

«На опоре 2:

С левой стороны» [9]

ΔM_{21}=0,3·428,1=128,4 кНм.

«С правой стороны» [9]

$\Delta M_{23}=\Delta M_{21}$ - $(M_{21}+M_{23})$=128,4-(428,1 – 414,9) = 115,2 кНм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

«Момент 1+4:» [9]

ΔM_{12}= - (M_{12}^{1+2} - M_{12}^{1+4})= - (150,7 - 129,0) = - 21,7 кНм;

ΔM_{32}= - (M_{32}^{1+3} - M_{32}^{1+4})= - (315,6 - 271,8) = - 43,8 кНм.

«Моменты на эпюре 1+4:» [9]

M_{12}= - 129,0 – 21,7 = - 150,7 кНм;

M_{21}= - 428,1 + 128,4 = - 299,7 кНм;

M_{23}= - 414,9 + 115,2 = - 299,7 кНм;

M_{32}= - 271,8 – 43,8 = - 315,6 кНм;

«Пролетные моменты на эпюре выровненных моментов 1+4» [9]

M_{11}= 250,0 + 42,8 = 292,8 кНм;

M_{12}= 184,8+ 53,2 = 238,0 кНм;

В первом пролете - M_{11}=295,2 кНм

Во втором пролете - M_{12} = 212,6 кНм

kapproekt.ru
8 (800) 100 67-87
info@kapproekt.ru

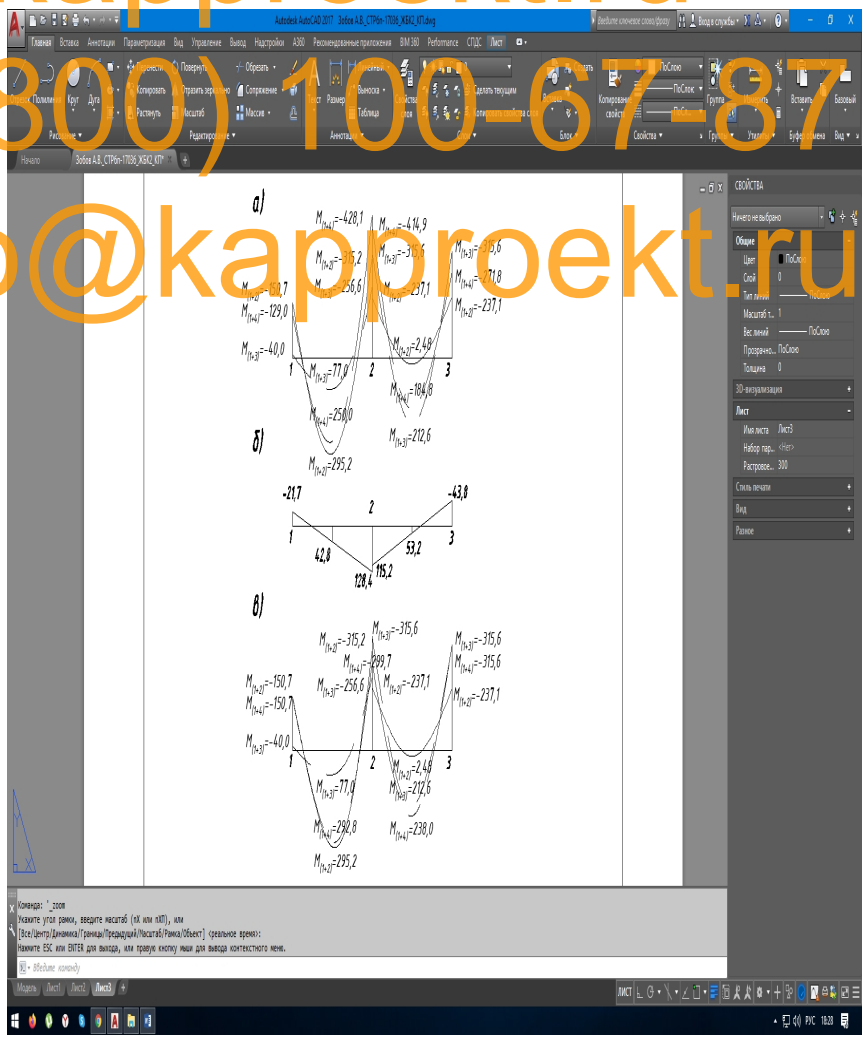


Рисунок 6 - Эпюра изгибающих моментов

«Колонны $M_{(12)1}$:

- Сочетание усилий 1+2» [9]

$M_{(12),l}$= - $(M_{12} – Q_{12}·h_{col}/2)$ = - (150,7 – 285,0x0,4/2) = - 93,0 кНм;

«- Сочетание усилий 1+3» [9]

$M_{(12),l}$= - $(M_{12} – Q_{12}·h_{col}/2)$ = - (40,0 – 107,0x0,4/2) = - 18,6 кНм;

«- Сочетание усилий 1+4» [9]

$Q_{(12)} = q·l/2+(M_{12} - M_{21})/l$ = 97,0x6,4/2+(150,7 – 299,7)/6,4 = 287,1 кНм;

$M_{(12)1}$= - $(M_{12} – Q_{12}·h_{col}/2)$ = - (129,0 - 317x0,4/2) = - 65,6 кНм;

«Средней колонны $M_{(21),1}$:

- Сочетание усилий 1+2» [9]

$M_{(21),1}$= - $(M_{21} - Q_{21}·h_{col}/2)$ = - (315,2 – 336,1x0,4/2) = - 248,0 кНм;

«- Сочетание усилий 1+3» [9]

$M_{(21),1}$= - $(M_{21} – Q_{21}·h_{col}/2)$ = - (256,6 – 174,6x0,4/2) = - 221,7 кНм;

«- Сочетание усилий 1+4» [9]

$Q_{(21)} = q·l/2+(M_{21} – M_{12})/l$ = 97,0x6,4/2+(428,1 - 129,0)/6,4= 357,1 кНм;

$M_{(21),1}$= - $(M_{21} - Q_{21}·h_{col}/2)$ = - (428,1- 357,1 x0,4/2) = - 356,7 кНм;

«Колонна справа $M_{(23)1}$:

- Сочетание усилий 1+2» [9]

$M_{(23),1}$= - $(M_{23} - Q_{23}·h_{col}/2)$ = - (237,1 – 132,0x0,4/2) = - 210,7 кНм;

«- Сочетание усилий 1+3» [9]

$M_{(23),1}$= - $(M_{23} - Q_{23}·h_{c0l}/2)$ = - (315,6 – 320,1x0,4/2) = - 251,6 кНм;

«- Сочетание усилий 1+4» [9]

$Q_{(23)} = q·l/2+(M_{23} -M_{32})/l$ = 97,0x6,6/2+(299,7- 315,6)/6,6 = 317,7 кНм;

$M_{(23)1}$= - $(M_{23} - Q_{23}·h_{col}/2)$ = - (299,7 –317,7x0,4/2) = -236,2 кНм.

3.3 Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси

3.3.1 Характеристика прочности бетона и арматуры

«Для бетона тяжелого класса B25: E_b = 30,0·10^3 МПа; R_b =14,5 МПа;

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

R_{bt} =1,05МПа;

Для арматуры класса А500: R_s = 435МПа, E_s = 2·10^{5}Мпа.» [2]

3.3.2 Проверка высоты сечения ригеля

«Рабочая высота сечения:» [9]

.

где $\alpha_m = \xi(1 - 0{,}5\xi) = 0{,}35(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}35) = 0{,}2888$.

Окончательно принимаю высоту ригеля h = 700 мм.

.

,

.

Сжатая зона:

«Площадь продольной нижней арматуры в пролете крайнего ригеля:» [9]

.

Отсюда принимаю 2Ø22 с A_s = 760 мм^2 и 2Ø16 с A_s = 402 мм^2 с площадь A_s = 1162 мм^2.

«Сечение на крайней опоре» [9]

$M_{(12),1}$ = 93,0 кН·м

.

,

.

.

Принимаю 2 Ø 18 с A_s = 509 мм^2

Сечение на второй опоре $M_{(23),1}$ =236,2 кН·м.

,

.

.

Принимаю 3 Ø 25 с A_s = 1479 мм^2

Средний пролет M_{12} =212,6 кН·м,

.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

,

.

.

Принимаю 4 Ø 20 с A_s = 1256 мм^2

Момент M = 2,48 кН·м.

,

.

.

Принимаю 2Ø8 с A_s = 101 мм^2.

3.4 Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси

3.4.1 Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами

При Q_{21max} = 357,1 кН

$Q = Q_{max} - q \cdot h_{col}/2$ = 357,1 – 97,0·0,4/2 = 337,7кН,

Q_{max} = 337,7 < $0,3R_b bh_0$ = 0,3·14,5·300·546 = 717530 Н = 712,53 кН, т.е прочность полосы обеспечена.

Принимаем диаметры поперечных стержней из условия свариваемости равный Ø12 мм А400 с R_{sw} = 350 МПа.

Рабочая высота сечения h_0 = 636 мм.

«Максимальный шаг поперечных стержней:» [9]

$s_w = h_0/2$ = 636/2 = 318 мм и не более 300 мм.

При шаге s_w = 180 мм A_s = 113 мм^2. получаю A_{sw} = 2·113 = 226 мм^2.

3.4.2 Проверка прочности наклонных сечений. Крайний ригель

«Определим интенсивность установки хомутов:» [9]

Н/мм.

«Проверяю условие обеспечения прочности сечения» [9]

q_{sw}>0,25$R_{bt}b$=0,25·1,05·300=78,75 Н/мм.

$M_b = 1,5R_{bt}\, bh_0^2$ = 1,5·1,05·300·636^2 = 191·10^6 Н·мм.

Так как $q_{sw}/R_{bt}\, b$ = 439,4/(1,05·300) = 1,4 < 2, значение c определяю по

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

формуле

.

где $q_1 = q - 0{,}5q_v = 97{,}0 - 0{,}5 \cdot 53{,}0 = 70{,}5$ кН/м

Принимаем $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 636 = 1272$ мм $< c$. Тогда

.

.

$Q = Q_{max} - q_1 c = 357{,}1 - 70{,}5 \cdot 1{,}646 = 241{,}1$ кН;

$Q_b + Q_{sw} = 116{,}0 + 419{,}2 = 535{,}2$ кН $> Q = 241{,}1$ кН. – прочность по наклонным сечениям обеспечена.

«Согласно требованиям» [9]

.

Шаг поперечных стержней в средней части ригеля принимаю $s_{w2} = 400$ мм $< 0{,}75h_0$.

kapproekt.ru

.

8 (800) 100-67-87

$q_{sw2} \geq 0{,}25R_{btc}b = 0{,}25 \cdot 1{,}05 \cdot 300 = 78{,}75$ Н/мм, условие выполняется.

$\Delta q_{sw} = 0{,}75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0{,}75(439{,}4 - 197{,}75) = 181{,}2$Н/мм $> q_1 = 70{,}5$Н/мм,

значение l_1 вычислим, приняв $Q_{b\,min} = 0{,}5R_{bt}bh_0 = 0{,}5 \cdot 1{,}05 \cdot 300 \cdot 636 = 100170$Н;

info@kapproekt.ru

.

Принимаю участок с шагом хомутов $s_{w1} = 180$ мм, длиной 1,0 м.

3.5 Конструирование арматуры крайнего ригеля

Вычислим несущую способность сечения с двумя опорными стержнями Ø18 мм. с $A_s = 509$ мм^2

«Определяю высоту бетона в сжатой зоне:» [9]

.

«Несущая способность сечения:» [9]

$M = R_b\, b(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 300 \cdot 50{,}9 \cdot (636 - 0{,}5 \cdot 50{,}9) = 135{,}2$ кН·м.

Определим длину каркаса с двумя стержнями Ø18 мм. Для этого установим несущую способность опорного сечения двумя Ø8 мм с $A_s = 101$ мм^2.

«Определяю высоту бетона в сжатой зоне:» [9]

.

«Несущая способность сечения:» [9]

$M = R_b\, b(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 300 \cdot 10{,}1 \cdot (636 - 0{,}5 \cdot 10{,}1) = 277{,}2$ кН·м.

«Места обрыва стержней определяю графическим методом по комбинации усилий 1+4:» [9]

$M_{12} = -150{,}7$ кН· м; $M_{21} = -299{,}7$кН· м;

$Q_{12} = 287{,}1$ кН; $Q_{21} = -352{,}1$ кН; $q = 97{,}0$ кН/м.

Изгибающий момент в месте теоретического обрыва стержней M_x=-277,2кН

$M_x = Q_1 x - qx^2/2 - M_{12}$

$-277{,}2 = 287{,}1 \cdot x - 97{,}0 \cdot x^2/2 - 150{,}7;$

$x^2 - 5{,}9 \cdot x - 2{,}6 = 0;$

$x_1 = 5{,}4$ м; $x_2 = 0{,}48$ м.

«Длина анкеровки двух стыковочных стержней при перерезывающей силе в рассматриваемом сечении:» [9]

$Q_x = Q_{12} - qx = 287{,}1 - 97{,}0 \cdot 0{,}48 = 240{,}5$ кН;

$W_1 = (Q/2q_{sw}) + 5d = 240{,}5 \cdot 10^3/(2 \cdot 439{,}4) + 5 \cdot 18 = 364$ мм.

«Расстояние от крайней колонны до места обрыва двух стыковых стержней:» [9]

$l_1 = 0{,}48 + 0{,}364 = 0{,}844$ м.

«Длина анкеровки» [9]

$Q_x = Q_{12} - qx = 287{,}1 - 97{,}0 \cdot 5{,}4 = -236{,}7$ кН;

$W_2 = (Q/2q_{sw}) + 5d = 236{,}7 \cdot 10^3/(2 \cdot 439{,}4) + 5 \cdot 25 = 394$ мм.

«Расстояние от крайней колонны до места обрыва двух стыковых стержней:» [9]

$l_2 = 5{,}4 - 0{,}394 = 5{,}0$ м.

Вычислим несущую способность сечения с тремя верхними стыковыми стержнями Ø25 мм с $A_s = 1479$ мм^2.

«Высота бетона в сжатой зоне в расчетном сечении:» [9]

.

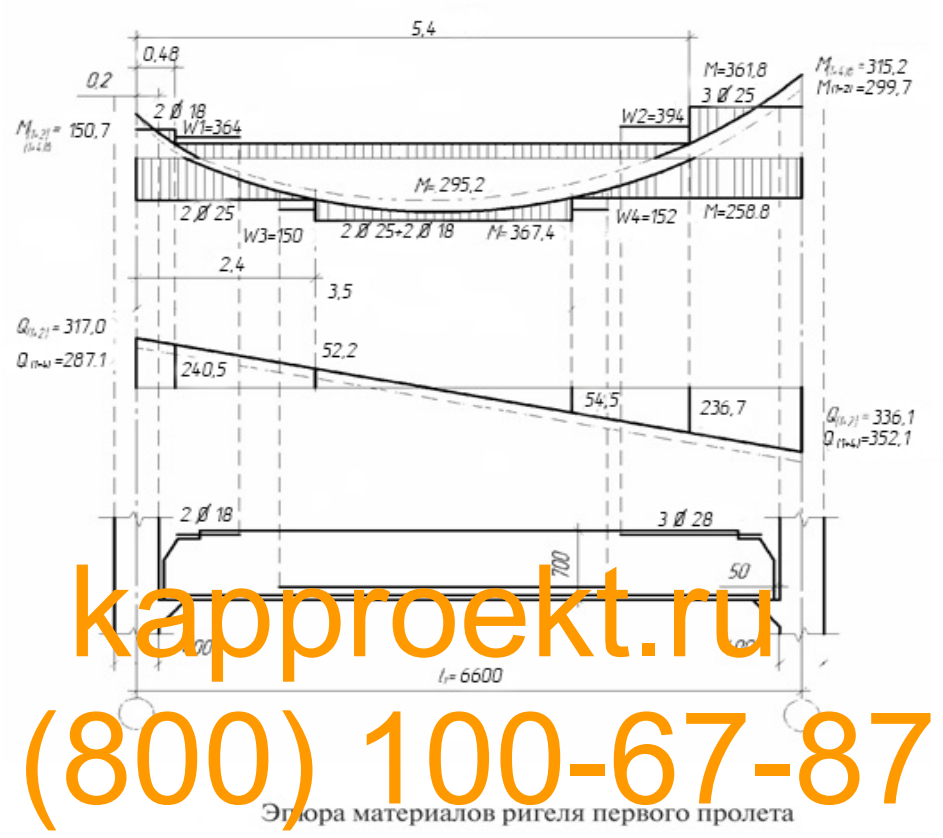
«Несущая способность сечения:» [9]

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

$M = R_b\, bx(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 300 \cdot 148 \cdot (636 - 0{,}5 \cdot 148) = 361{,}8$ кН·м,

что больше момента на грани колонны $M = 236{,}2$ кН·м.

«По полученным в результате расчета данным строю эпюру материалов.» [9]



Эпюра материалов ригеля первого пролета

Рисунок 7 – Эпюра материалов ригеля первого пролета

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

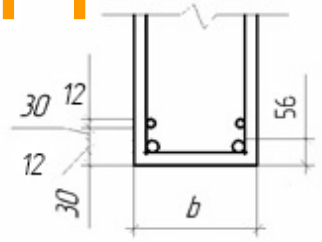


Схема расположения нижней арматуры

Рисунок 8 – Схема расположения нижней арматуры

Устанавливаем фактическую несущую способность сечения крайнего ригеля с нижней рабочей арматурой 2Ø18 мм и 2Ø25 мм с $A_s = 1491$ мм^2.

«Рабочая высота сечения:» [9]

$h_0 = 700 - 62 = 638$ мм;

«Высота бетона в сжатой зоне:» [9]

.

«Несущая способность сечения:» [9]

$M = R_b\, bx(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 300 \cdot 150 \cdot (638 - 0{,}5 \cdot 150) = 367{,}4$ кН·м.

Обрываем в пролете два стержня Ø18 мм и определяем фактическую несущую способность сечения крайнего ригеля с нижней рабочей арматурой 2 Ø25 мм с $As = 982$ мм^2.

«Рабочая высота сечения:» [9]

$h_0 = 700 - 44 = 656$ мм;

«Высота бетона в сжатой зоне:» [9]

.

«Несущая способность сечения:» [9]

$M = R_b\, bx(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 300 \cdot 98 \cdot (656 - 0{,}5 \cdot 98) = 258{,}8$ кН·м.

«Места обрыва стержней определяем графическим методом по комбинации усилий 1+2:» [9]

$M_{12} = -150{,}7$ кН·м; $M_{21} = -315{,}2$ кН·м;

$Q_{12} = 285{,}0$ кН; $Q_{21} = -336{,}1$ кН; $q = 97{,}0$ кН/м.

«В местах теоретического обрыва стержня изгибающий момент» [9]

$M_x = 258{,}8$ кН·м.

$M_x = Q_1 x - qx^2/2 - M_{12}$

$258{,}8 = 285{,}0 \cdot x - 97{,}0 \cdot x^2/2 - 150{,}7;$

$x^2 - 5{,}9 \cdot x + 8{,}4 = 0;$

$x_1 = 3{,}5$ м; $x_2 = 2{,}4$ м.

«Длина стержня со стороны крайней колонны» [9]

$Q_{x2} = Q_{12} - qx = 285{,}0 - 97{,}0 \cdot 2{,}4 = 52{,}2$ кН;

$W_3 = (Q/2q_{sw}) + 5d = 52{,}2 \cdot 10^3/2 \cdot 439{,}4 + 5 \cdot 18 = 150$ мм.

«Длина стержня со стороны средней колонны» [9]

$Q_{x2} = Q_{12} - qx = 285{,}0 - 97{,}0 \cdot 3{,}5 = -54{,}5$ кН;

$W_4 = (Q/2q_{sw}) + 5d = 54{,}5 \cdot 10^3/2 \cdot 439{,}4 + 5 \cdot 18 = 152$ мм.

Сечение обрыва стержней находится на расстоянии $l_3 = 2{,}4 - 0{,}24 = 2{,}16$ м и l_4

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

= 3,5 + 0,18 = 3,68 м от оси крайней колонны.

«Конструктивная длина ригеля крайнего пролета составит» [9]

$L=l_1-1,5h_{col}-2a-20$ *мм*=6600-1,5·400-2·50-20=5880 мм.

«Конструктивную длину каркасов необходимо принимать на 10–15 мм меньше конструктивной длины ригеля. Минимальная величина защитного слоя бетона и минимальное расстояние между продольными стержнями необходимо принимать 15-25 мм.» [9]

3.6 Конструирование типового ригеля

«Ниже приведено конструирование типового ригеля таврового сечения с полкой внизу серии 1.420-12 «Конструкции многоэтажных производственных зданий с сетками колонн 6х6 и 9х6». Учитывая не стандартную сетку колонн данную в исходных данных, размеры приведены унифицированные для типовых сеток колонн.» [9]

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

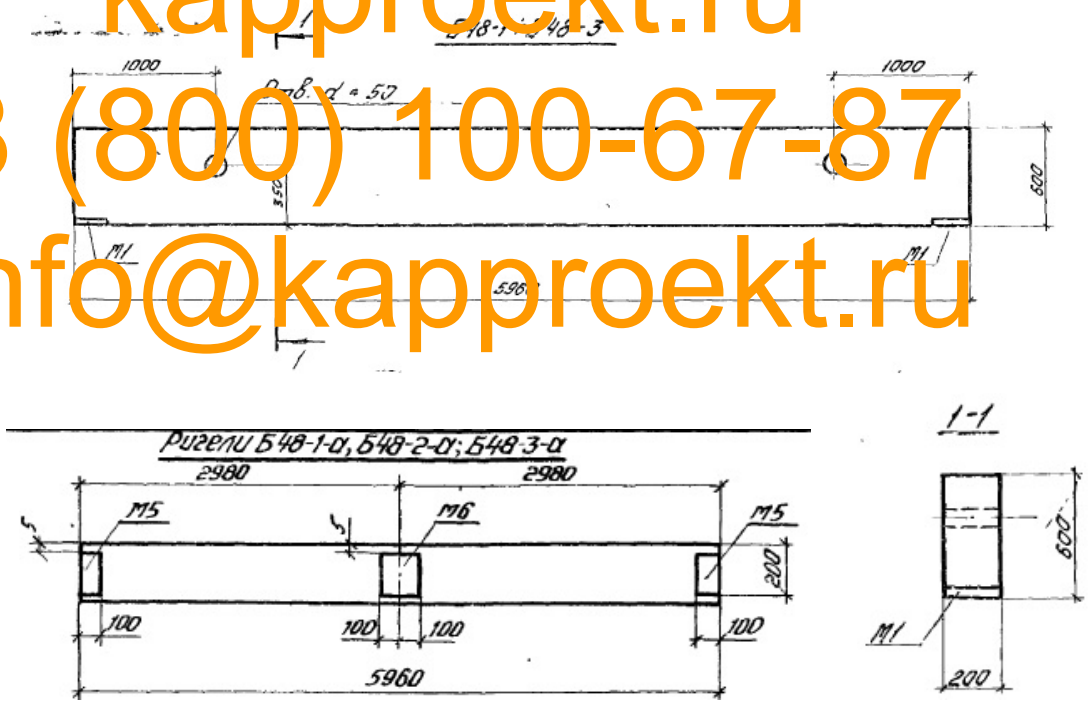


Рисунок 9 - Опалубочные размеры ригеля серии 1.420-12

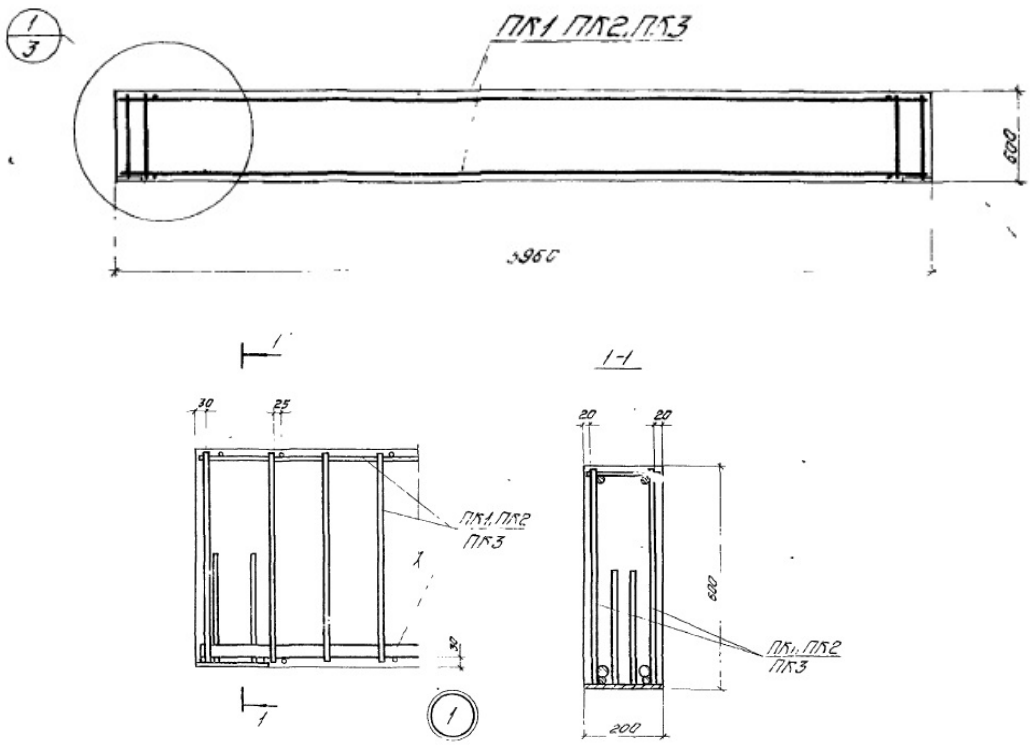


Рисунок 10 - Армирование ригеля

1-нижняя рабочая арматура ригеля, 2- пространственный каркас ригеля

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

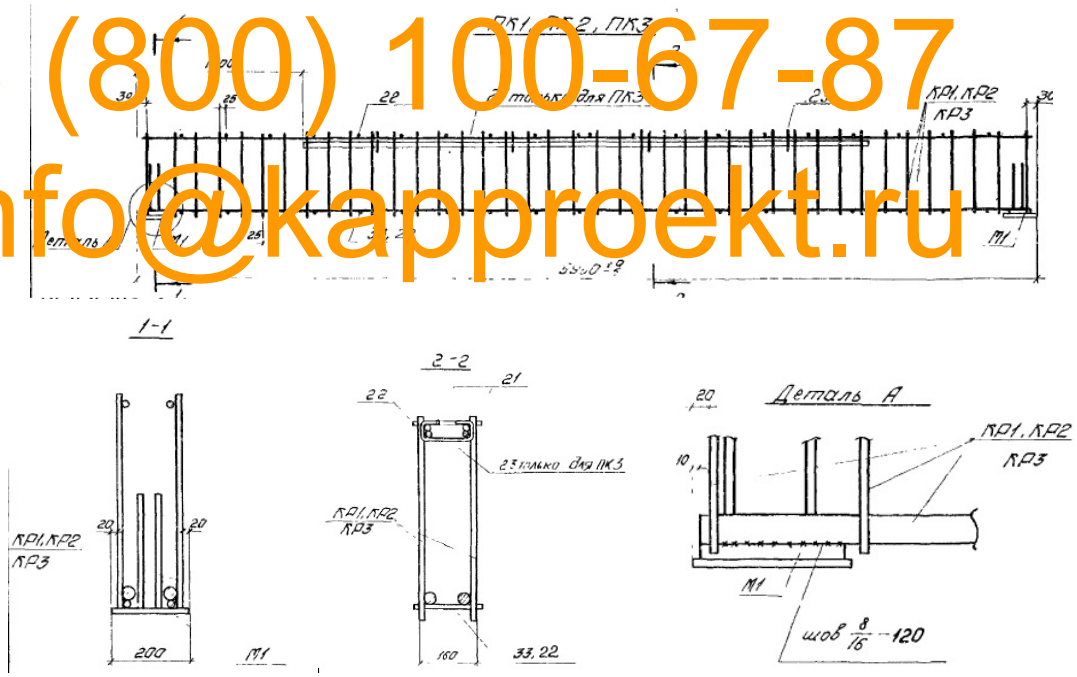


Рисунок 11 - Пространственный каркас

4. Проектирование монолитного железобетонного перекрытия с балочными плитами

4.1 Компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами

Сетка координатных осей l_1 x l_2=6,3 x 6,6 м. «Главные балки располагаю в поперечном направлении, и они опираются на продольные стены.» [9]

«Привязка внутренней грани продольной стены толщиной 510 мм к продольной оси - 120 мм, торцевой - 250 мм. Высота главных балок составляет (1/8...1/15) l_1 второстепенных - (1/12...1/20) l_2.» [9]

Принимаю высоту главных балок l_1/9 = 6000/9=670 мм, принимаю 700 мм, а второстепенных принимаю 400 мм, ширина балок составляет (0,3...0,5)h. Принимаю 0,5h - 300 и 200 мм соответственно.

Второстепенные балки располагаю шагом 1/3=2200 мм вдоль здания по продольным координатным осям и между ними еще две балки.

Толщину плиты принимаю 80 мм.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

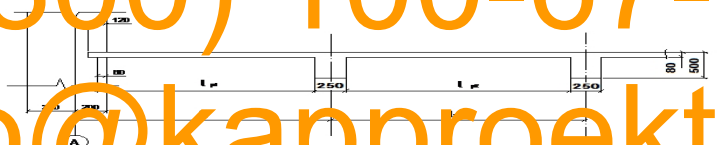


Рисунок 12 – Схема второстепенной балки

4.2 Расчет монолитной плиты перекрытия

4.2.1 Расчетная схема и усилия в плите

«Для расчета плиты из состава покрытия поперек второстепенных балок вырезаем полосу шириной 1 м. Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между второстепенными балками l_0=2,2-0,25=1,95 м, для крайнего пролета от центра площадки опирания на стену до второстепенной балки l_0=2,2-0,25/2-0,12/2=2,015 м.

Определение нагрузки на плиту определяем в таблице 3» [9]

Таблица 3 - Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Собственный вес плиты 25·0,08·1=2,0	2,0	1,1	2,2
Наливной пол δ = 20 мм 18·0,02·1=0,36	0,36	1,3	0,47
Армированная цементно-песчаная стяжка δ = 40 мм 20·0,04·1=0,8	0,8	1,3	1,04
Песчаная засыпка δ = 60 мм 17·0,06·1=1,02	1,02	1,3	1,33
Итого постоянная	4,18		5,04
Временная: В т.ч. кратковременная	7,0 3,0	1,2 1,2	8,4 3,6
Полная нагрузка: в т.ч. постоянная и временная длительная нагрузка	11,18 8,18		13,44 9,84

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

«Расчетная погонная нагрузка на расчетную полосу плиты шириной 1 м» [9]

$q = (g + v)\ l\gamma_n = 13{,}44 \cdot 1 \cdot 1 = 13{,}44$ кН/м.

«Изгибающие моменты определяют как для многопролетной неразрезной балки с учетом перераспределения моментов:

- в средних пролетах и на средних опорах» [9]

$M = ql^2/16 = 13{,}44 \cdot 2{,}015^2/16 = 3{,}4$ кН·м;

«– в первом пролете и на первой промежуточной опоре» [9]

$M = ql^2/11 = 13{,}44 \cdot 2{,}015^2/11 = 5{,}0$ кН·м.

«Величина изгибающих моментов в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, составит» [9]

$M_1 = 0{,}8 \cdot 3{,}4 = 2{,}72$ кН·м.

4.2.2 Расчет плиты по первой группе предельных состояний. Характеристики прочности бетона и арматуры

«Материал конструкций перекрытия - бетон класса В25 с расчётными характеристиками бетона: R_b=14,5 МПа, R_{bt}=1,05 МПа, расчётные характеристики

арматуры: для плиты: проволока класса Вр500 R_s=415МПа; для балок: продольная А500 R_s=435 МПа, поперечная А240, R_{sw}=210 МПа.» [2]

4.2.3 Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах и на средних опорах плиты между осями «1» и «2»

«Арматуру для основной сетки С-1 рассчитываю по моменту М = 2,72 кНм, на условную ширину b = 1000 мм. Рабочая высота сечения:» [9]

$h = h - a$ = 80 -15 = 65 мм

.

.

«Определение площади растянутой арматуры.» [9]

.

Принимаю 5Ø6В500 с A_s=141 мм^2 и соответствующую рулонную сетку С1 марки .

kapproekt.ru

В первом пролете и на первой промежуточной опоре раскатывают дополнительную сетку, которая рассчитывается на изгибающий момент M=5,0-2,72=2,28 кНм. Рабочая высота сечения $h_0=h-a$=80-15=65 мм, ширина b=1000 мм.

8 (800) 100-67-87

info@kapproekt.ru

.

.

.

Принимаю 5Ø6В500 с A_s=141 мм^2 и соответствующую рулонную сетку С2 марки . Между главными балками и на всю ширину здания предусматриваю по две основные сетки и по две дополнительные сетки с каждого края.

4.2.4 Подбор сечения продольной арматуры в средних пролетах и на средних опорах в плитах, окаймленных по контуру балками

Выполняю расчет для основной сетки С3 по моменту M_1=2,72кНм. Высота сечения $h_0 = h - a$ = 80 - 15 = 65 мм, ширина b = 1000 мм.

.

.

.

Принимаю 6Ø6В500 с A_s=169 мм^2 и соответствующую рулонную сетку С1 марки .

В первом пролете и на первой промежуточной опоре предусматриваю сетку, которая воспринимает изгибающий момент M = 3,4 – 2,72 = 0,7 кНм.

.

.

.

Принимаю 5Ø5В500 с A_s=98,2 мм^2 и соответствующую рулонную сетку С4 марки .

4.3 Расчет второстепенной неразрезной балки

4.3.1 Расчетная схема и усилия в балке

«Расчетные нагрузки на 1 п.м второстепенной балки:

1. Постоянная нагрузка:

- от собственного веса плиты и пола (Табл. 3): [9]

$q_1 = g\ (l_1/3)\gamma_n$=5,04·6,6/3·1=12,32 кН/м, где $l_1/3$ - ширина грузовой площади второстепенной балки;

- то же от ребра сечением 0,25·0,42 (0,5–0,08=0,42)

$q_2 = b\ h\ \rho\ \gamma_f\ \gamma_n$ = 0,25·0,42·25·1,2·1,0=3,15 кН/м;

«полная постоянная нагрузка» [9]

$q_g = q_1 + q_2$ = 12,32 +3,15 = 15,5 кН/м;

«временная нагрузка» [9]

$q_v = v(l_1/3)\gamma_n$=8,4·6,6/3·1,0 = 18,5 кН/м;

«полная расчетная нагрузка» [9]

$q = q_g + q_v$ = 15,5+18,5 = 34,0 кН/м.

«Расчётный пролёт второстепенных балок принимают равным расстоянию в свету между главными балками l_0=6,3–0,3=6,0 м, а при опирании на наружные стены – расстоянию от центра площадки опирания на стену до грани главной балки l_{01} = 6,3 – 0,3/2 = 6,15 м.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

Изгибающий момент в первом пролете:» [9]

$M = q\ l^2/11 = 34{,}0 \cdot 6{,}15^2 /11 = 116{,}0$ кНм.

«Изгибающий момент на первой промежуточной опоре:» [9]

$M = q[(l_{01} + l_{02})/2]^2/14 = 34{,}0 \cdot [(6{,}15 + 6{,}0)/2]^2/14 = 90{,}0$ кН·м.

«Изгибающий момент в средних пролетах и на средних промежуточных опорах:» [9]

$M = q\ l_0^2 /16 = 34{,}0 \cdot 6{,}0^2/16 = 76{,}5$ кНм.

«Условная нагрузка» [9]

$q_y = 15{,}5 + 0{,}25 \cdot 18{,}5 = 20{,}1$ кН/м.

«в первом пролете:» [9]

$M = q_y\ l_{01}^2/11 = 20{,}1 \cdot 6{,}15^2/11 = 69{,}1$ кН·м.

«в средних пролетах:» [9]

$M = q_y\ l_0^2/16 = 20{,}1 \cdot 6{,}0^2/16 = 45{,}2$ кН·м.

kapproekt.ru

«Отрицательный момент во втором пролете:» [9]

$M = -(90{,}0 + 76{,}5)/2 + 45{,}2 = -38{,}0$ кН·м.

8 (800) 100-67-87

«Отрицательные моменты в следующих пролетах:» [9]

$M = -76{,}5 + 45{,}2 = -31{,}3$ кН·м.

info@kapproekt.ru

«Поперечные силы во второстепенной балке

− на крайней опоре» [9]

$Q_1 = 0{,}4ql_{01} = 0{,}4\ 34{,}0 \cdot 6{,}15 = 83{,}6$ кН;

«− на первой промежуточной опоре слева» [9]

$Q_{2,лев} = 0{,}6ql_{01} = 0{,}6\ 34{,}0 \cdot 6{,}15 = 125{,}5$ кН;

«− на первой промежуточной опоре справа и других опорах» [9]

$Q_{2,прав} = 0{,}5ql_0 = 0{,}5 \cdot 34{,}0\ 6{,}0 = 102{,}0$ кН.

4.3.2 Расчет второстепенной балки по первой группе предельных состояний. Характеристики прочности бетона и арматуры

«Материал конструкции - бетон тяжёлый естественного твердения класса

B25. Расчётные характеристики бетона: R_b=14,5 МПа, R_{bt}=1,05 МПа, расчётные характеристики арматуры: для плиты: проволока класса Вр500 R_s=415МПа; для балок: продольная А500 R_s=435 МПа, поперечная А240, R_{sw}=210 МПа.» [2]

4.3.3 Проверка высоты сечения балки

Высоту сечения балки рассчитываю по опорному моменту М = 90,0 кНм при ξ = 0,35 (α_m = 0,289).

«Минимальная рабочая высота балки» [9]

.

Минимальная высота балки $h = h_0 + a$ = 167 + 50 = 217 мм. Принятая высота балки 500 мм достаточная. Рабочая высота балки в опорном сечении h_0 = 500 - 50 = 450 мм.

4.3.4 Расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси

«В пролетах сечение второстепенной балки представляет собой тавр с полкой, расположенной в сжатой зоне.» [9]

При $h'_f = 80 > 0,1h = 0,1 \times 500 = 50$ мм величина свесов в каждую сторону должна быть не более (2200 - 250) / 2 = 975 мм и не более l_2 / 6 = 6300 / 6 = 1050 мм, следовательно, полная ширина полки, равна b_f = 1050·2 + 250 = 2350мм.

В первом пролете: М = 116,6 кНм, h_0 = 500 - 40 = 460 мм.

.

.

«Высота сжатой зоны бетона» [9]

$x = \xi h_0$=0,021 460=9,75 < h_f = 80мм, следовательно, нижняя граница сжатой зоны проходит в полке, поэтому сечение рассчитываю как прямоугольное.

.

Принимаю 2 Ø 22 А400 с A_s = 760 мм

Сечение в средних пролетах: M = 76,5 кНм, h_0 = 460 мм.

.

.

«Высота бетона в сжатой зоне» [9]

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

$x = \xi h_0$=0,009 460 =4,14 < h_f = 80мм, следовательно, нижняя граница сжатой зоны проходит в полке, и сечение рассчитывается как прямоугольное.

.

Принимаю 2 Ø 16 А500 с A_s = 402 мм

На отрицательный момент в пролете сечение работает как прямоугольное, т.к. полка находится в растянутой зоне, h_0 = 500 - 50 = 450 мм.

Сечение во втором пролете M = -38,0 кНм, h_0 = 450 мм.

.

.

.

Принимаю 2 Ø 14 А500 с A_s = 308 мм

Сечение во третьем пролете M = -31,3 кНм, h_0 = 450 мм.

.

.

.

Принимаю 2 Ø 12 А500 с A_s = 226 мм

Сечение на первой промежуточной опоре М = 90,0 кНм, h_0 = 500 - 50 = 450 мм. На опорах сечение армируют двумя сетками с поперечными рабочими стержнями. Ширина сеток (0,33+0,25)·l_2=0,58 6,3=3,654 м. Арматуру сеток рассчитываем на изгибающий момент М = 90,0/2 = 45,0 кНм.

.

.

«Определение необходимой площади растянутой арматуры.» [9]

.

Принимаю 10 Ø 8 А500 с As = 503 мм на одну сетку. Всего требуется 2 сетки.

«Сечение на промежуточных опорах:» [9]

М=76,5 кНм, h_0 = 500 - 50 = 450 мм. Расчетный момент на одну сетку М=76,5/2=38,25 кНм.

.

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

.

«Определение площади растянутой арматуры.» [9]

.

Принимаю 6Ø8А500 с A_s = 301 мм^2 на одну сетку. Всего требуется 2 сетки.

4.3.5 Расчет прочности по сечениям, наклонным к продольной оси

Проверка по сжатой наклонной полосе Q = 125,5 кН.

Q = 125,5 < 0,3·R ·b· h = 0,3·14,5·250·450 = 489375 Н = 489,375 кН.

Прочность наклонной полосы обеспечена.

Диаметр поперечных стержней назначают из условия свариваемости с продольными стержнями d = 25 мм и принимают d_{sw} = 8 мм класса А240. Шаг поперечных стержней для всех приопорных участков по конструктивным условиям не более s_w = h0 /2 = 450/2 = 225 мм.

Принимаем шаг s_w = 150 мм. A_s = 50,3 мм^2. В каждой второстепенной балке устанавливают пространственный каркас, состоящий из двух плоских, при этом A_{sw} = 2·50,3 = 100,6 мм^2.

«Определяют интенсивность хомутов.» [9]

.

$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$ = 0,25·1,05·250 = 65,6 Н/мм

Условие выполняется, следовательно, хомуты необходимо полностью учитывать в расчете. Определяю M_b

M_b=1,5·R·b·h^2 =1,5·1,05·250·450^2=79,7 ·10^6 Н/мм

Определяю длину проекции наклонного сечения c.

Поскольку q_{sw} / R_{bt} · b = 140,8 /(1,05·250) = 0,54 < 2, значение c находим по формуле, оно должно быть не более $3h_0$

где, $q_1 = q$-0,5·q_v = 34,0-0,5·18,5= 24,75 кН/м.

Принимаю c_0 = 2·h_0 = 2·450 = 900 мм < c. Тогда:

кН

Q_b не более $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ = 2,5·1,05·250·450 = 295312 Н = 295,312 кН и не

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

менее

$Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ = 0,5·1,05·250·450=59062 Н = 59,062 кН,

$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_o$ =0,75·140,8·900=95040 Н = 95,040 кН,

$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c$ =125,5 – 24,75·1,294 = 93,5 кН,

$Q_b + Q_w$ = 59,062+93,5 =152,6 > Q = 93,5 кН.

«Прочность наклонных сечений обеспечена.» [9]

, принятый шаг хомутов не превышает максимального значения.

«В средней части второстепенной балки принимаю шаг поперечных стержней s_{w2}=300мм<0,75h_o. Таким образом, принятая интенсивность хомутов равна» [9].

.

Проверяю условие $q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b$ = 0,25·1,05·250 = 65,6 Н/мм, условие выполняется.

kapproekt.ru

«Определяю длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{w1}. Так как» [9]

Δq_{sw} = 0,75(q_{sw1} – q_{sw2}) = 0,75 (140,8 – 70,4) =52,8 Н/мм > q_1 = 24,75 Н/мм,

8 (800) 100-67-87

значение l_1 вычислим, приняв $Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}\,bh_0$ = 0,5·1,05·250·450 = 59062 Н;

. Принимаю участок с шагом хомутов S_{w1} = 200 мм и длиной равной 2,5 м.

info@kapproekt.ru

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

«В данном курсовом проекте был произведен расчет основных несущих конструкций каркаса многоэтажного железобетонного промышленного здания. Железобетонные конструкции рассматривались в двух вариантах: 1-сборном; 2-монолитном.

В сборном варианте был произведен расчет и проектирование:

– конструкции рядовой пустотной панели перекрытия;

– сборного железобетонного ригеля перекрытия.

Для ребер плит перекрытия была подобрана рабочая арматура, произведен расчет шага арматуры и выбрана сетка арматуры плиты. Согласно проверки по I и II группе предельных состояний, установлено, что конструкции пустотной панели перекрытия полностью соответствуют требованиям действующей нормативно-технической документации, а также конструктивным требованиям.

В монолитном варианте перекрытия был произведен расчет конструкции монолитной плиты перекрытия. Для элементов плиты перекрытия были подобраны сечения самой плиты, а также сечения главной и второстепенной балки. По результатам выполненных расчетов было подобрано сечение распределительной, рабочей арматуры и сетки плиты. В расчетах также были подобраны сечения рабочей и распределительной арматуры второстепенной балки. По результатам расчетов была построена эпюра, при проведение графического анализа которой были выявлены места теоретического обрыва арматуры ригеля.» [9].

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. Свод правил нагрузки и воздействия. Минрегион России [Текст]. – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.

2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01–2003. Минрегион России [Текст]. – М.: ОАО «ЦПП», 2012. – 161 с.

3. ГОСТ Р 54257–2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. Минрегион России [Текст]. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 29 с.

4. ГОСТ 21.503–80. Система проектной документации для строительства. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи [Текст]. – М. : Изд-во стандартов, 1981. – 18 с.

5. СП 52-101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]. – М.: ФГУП ЦПП,2004. – 54 с.

6. СП 52-102–2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции [Текст]. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 36 с.

7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003) [Текст]. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий,2005. – 212 с.

8. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102–2004) [Текст]. – М. : ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. – 157 с.

9. ~~Филиппов, В.А. Проектирование конструкций железобетонных многоэтажных зданий : электронное учеб.-метод. Пособие / В.А. Филиппов. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. – 140 с. – 1 оптический диск.~~ ISBN ~~978-5-8259-0825-0: 1-00.~~ http://hdl.handle.net/123456789/41

kapproekt.ru
8 (800) 100-67-87
info@kapproekt.ru