

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич
Должность: ректор
Дата подписания: 17.12.2021 11:24:38
Уникальный программный ключ:
9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953be730df2374d16f3c0ce536f0fc6

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

Кафедра «Уникальные здания и сооружения»

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по учебной работе

О.Г. Лекинонова

« 15 »



2017 г.

МНОГОЭТАЖНОЕ ПРОМЫШЛЕННОЕ ЗДАНИЕ

Методические указания по выполнению курсовой работы
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции
(общий курс)» для студентов специальности 08.05.01

Курск 2017

УДК 624.04

Составители: В.И. Колчунов, М.С. Губанова

Рецензент

Кандидат технических наук *С.Ю. Савин*

Многоэтажное промышленное здание: Методические указания по выполнению курсовой работы по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции (общий курс)» для студентов специальности 08.05.01 / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: В.И. Колчунов, М.С. Губанова. Курск, 2017. - 31 с.: ил.23, табл.4, прилож.4. Библиогр.: 31 с.

Методические указания содержат задание к курсовой работе, методику расчета основных несущих железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания и требования к оформлению курсового проекта, могут использоваться также и при подготовке расчетно-конструктивной части дипломного проекта.

Методические указания соответствуют требованиям программы, утвержденной учебно-методическим объединением и предназначены для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 15.12.2017 . Формат 60x84 1/16.
Усл. печ. л. 1,80 . Уч.-изд.л. 1,63 . Тираж 100 экз. Заказ. 3627. Бесплатно.
Юго-Западный государственный университет.
305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие указания и задание.....	4
2. Расчеты и конструирование.....	9
2.1 Монолитное железобетонное перекрытие.....	9
2.1.1 Компоновка перекрытия.....	9
2.1.2 Расчет и конструирование плиты.....	10
2.1.3 Расчет и конструирование второстепенной балки.....	12
2.2 Сборные железобетонные конструкции.....	17
2.2.1 Компоновка перекрытия.....	17
2.2.2 Расчет панели перекрытия.....	18
2.2.3 Расчет и конструирование ригеля.....	20
2.2.4 Расчет и конструирование колонны.....	24
2.2.5 Расчет и конструирование фундамента колонны.....	26
2.3 Расчет простенка первого этажа.....	28
3. Графическая часть курсового проекта № 1.....	30
4. Оформление курсового проекта № 1.....	31
Литература.....	31
Приложение А. Вспомогательные таблицы.....	33

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ И ЗАДАНИЕ

Целью выполнения курсового проекта является овладение основами расчета и проектирования железобетонных и каменных конструкций, изучение метода расчета сечений железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям (несущей способности, деформациям, образованию и раскрытию трещин).

Курсовой проект выполняется на основании задания на проектирование и состоит из расчетно-пояснительной записки объемом 45 - 50 листов и графической части объемом два чертежных листа формата А1.

Состав пояснительной записки развернут по разделам данных методических указаний.

Задание

Выполнить комплексный рабочий проект несущих конструкций многоэтажного промышленного или гражданского здания (см. рисунок 1.1) с неполным каркасом и несущими наружными стенами, включающий расчет и конструирование следующих конструкций:

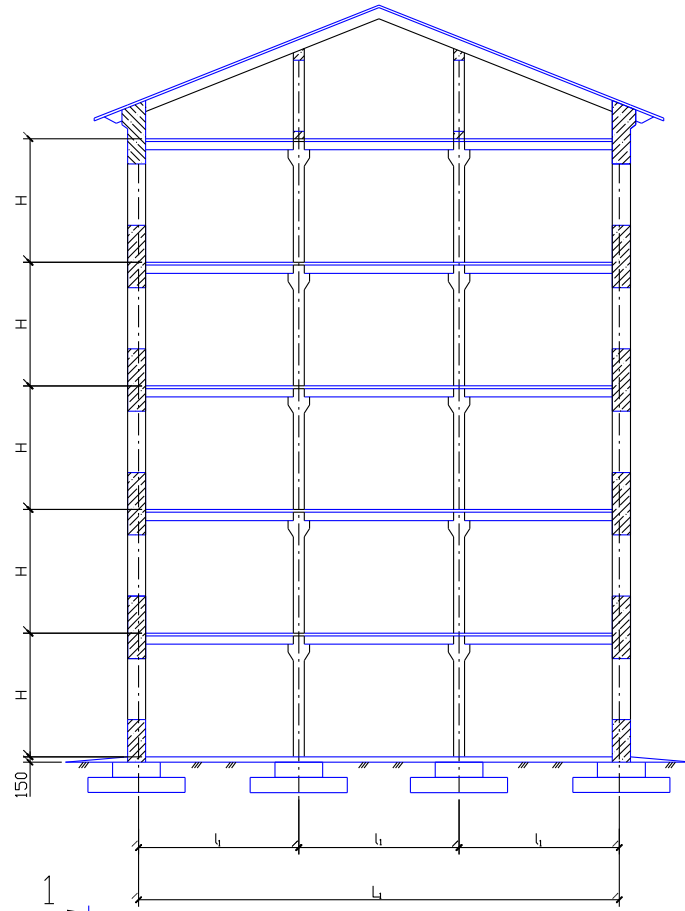
- сборной панели перекрытия с напрягаемой арматурой;
- сборного неразрезного ригеля;
- сборной колонны первого этажа и фундамента под неё;
- узлов сопряжения панели с ригелем, ригеля с колонной и стыков между колоннами;
- плиты и второстепенной балки перекрытия в монолитном варианте;
- простенка несущей наружной стены первого этажа.

Исходные данные студент принимает строго по двум последним цифрам шифра (таблицы 1 - 3).

Пример определения исходных данных для выполнения проекта по шифру студента 53:

1. Размер здания в плане $L \times L = 19,2 \times 60,8$ м (см. таблицу 1).
2. Сетка колонн $l \times l = 4,8 \times 7,6$ м (см. таблицу 1).
3. Число этажей $n = 7$ (см. таблицу 2).
4. Временная нагрузка на междуэтажное перекрытие $P = 7$ кН/м² (см. таблицу 2).
5. Высота этажа $H = 3,2$ м (см. таблицу 2).
6. Ширина и высота оконного проема $b \times h = 1,5 \times 1,5$ м (см. таблицу 2).
7. Нормативное давление на грунт $R = 0,4$ мПа (см. таблицу 2).

Разрез 1-1



План

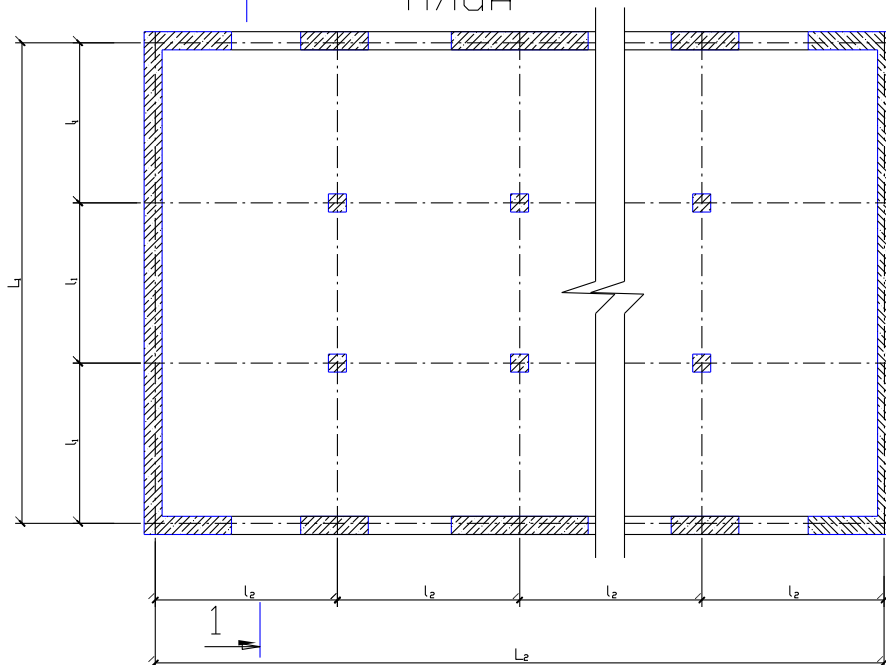


Рисунок 1.1 – Многоэтажное здание

Таблица 1 – Размеры здания в плане (верхняя строка) и сетка колонн (нижняя строка)

Пред- последняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	21×64 7×6,4	15,6×54 5,2×6	21,6×74 5,4×7,4	20×66 5×6,6	18,6 60,8 6,2×7,6	20 64 5×6,4	17,4 62,4 5,8×7,8	28 72 7×7,2	19,2 64 4,8×6,4	17,4 72 5,8 7,2
2	19,2×60 4,8×6	22,4×74 5,6×7,4	15,6×52,8 5,2×6,6	19,2×64 6,4×8	18×60,8 6×7,6	24×64 6×6,4	24×62,4 6×7,8	27,2×48 6,8×4,8	20×64 5×8	24,8 70,2 6,2 7,8
3	20×74 5×7,4	17,4×66 5,8×6,6	20,8×54,4 5,2×6,8	22,2×66 7,4×6,6	25,6×72 6,4×7,2	16,2×54 5,4×6	16,8×68 5,6×6,8	21×66 7×6,6	26,4×72 6,6×7,2	18 64 6 8
4	24×54,5 6×6,8	23,2×72 5,8×7,2	16,8×62,4 5,6×7,2	28×74 7×7,4	24,8×72 6,2×7,2	21,6×47,6 5,4×6,8	25,6×70,2 6,4 7,8	18,6 74 6,2 7,4	19,8 54,6 6,6 7,8	16,8 60,8 5,6 7,6
5	16,2×76 5,4×7,6	21,6×56 5,4×8	19,2×60,8 4,8×7,6	26,4×60 6,6×6	24×72 6×7,2	23,2×54,4 5,8×6,8	16,2×50,4 5,4×7,2	19,2×66 6,4×6,6	20,8×74 5,2×7,4	22,4×72 5,6×7,2
6	21,6×62,4 6,4×7,8	14,4×54,6 4,8×7,8	22,4×63 5,6×7	22,4×64 5,6×6,4	30×72 5×7,2	16,2×66 5,4×6,6	18,6×56 6,2×8	26,4×68 6,6×6,8	16,2×56 5,4×7	24,8×68 6,2×6,8
7	18×56 6×7	20,8×56 5,2×8	20×60 5×6	24×64 8×6,4	25,6×68 6,4×6,8	16,8×52,8 5,6×6,6	17,4×60,8 5,8×7,6	20,8×72 5,2×7,2	19,2×60,8 6,4×7,6	18,6×66 6,2×6,6
8	19,2×48 4,8×4,8	20×50 5×5	16,2×58 5,4×5,8	23,2×60 5,8×6	21,6×64 5,4×6,4	22,4×60 5,6×6	20,8×64 5,2×6,4	15×76 5×7,6	22,4×48 5,6×8	24,8×74 6,2×7,4
9	19,2×48 4,8×8	15,6×54 5,2×5,4	20,8 63 5,2×7	27×74 6×7,4	31,2×64 7,8×6,4	28×62 7×6,2	24,8×60 6,2×6	15,6×76 5,2×7,6	20,4×70,2 6,8×7,8	18,6×60 6,0×6,0
0	20×78 5×7,8	19,8×76 6,6×7,6	17,4×62,4 5,8×7,8	25,6×74 6,4×7,4	21×54,4 7×6,8	17,4×64 5,8×8	23,2×74 5,8×7,4	20,8×78 5,2×7,8	18×72,6 6×6,6	17,4×64 5,8×6,4

Таблица 2 – Основные характеристики здания

Показатели	Последняя цифра шифра документа									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Временная нагрузка на междуэтажное перекрытие P , кН/м ²	4	5	7	5	6	7	4	8	7	6
Размеры оконного проема $b \times h$, м	1,5x1,5	3x1,8	1,5x1,5	1,8x2,4	2,1x2,8	2,1x2,8	2,1x2,7	1,5x1,8	1,5x1,8	3x1,8
Число этажей	4	6	7	5	5	4	7	4	6	5
Высота этажа H , м	3,2	4	3,2	4,2	4,2	3,6	4,6	4,2	5,4	4,8
Нормативное сопротивление грунта на уровне подошвы фундамента, МПа	0,25	0,3	0,4	0,4	0,3	0,35	0,35	0,4	0,45	0,45

Таблица 3 – Основные характеристики материалов для железобетонных конструкций

Последняя цифра шифра	Место строительства	Железобетонные конструкции				Каменные конструкции		Толщина наружной стены, кирпичей
		Без предварительного напряжения		С предварительным напряжением		Марка кирпича	Марка раствора	
		Марка бетона	Класс арм. стали	Марка бетона	Класс арм. стали			
1	Москва	В-15	А-III, Вр-I	В-30	А _Т -VI	50	25	2,5
2	Орел	В-15	А-II, Вр-I	В-40	А _Т -VI	75	50	2
3	Кострома	В-20	А-III, Вр-I	В-30	К-7	100	100	2,5
4	Харьков	В-25	А-III, Вр-I	В-40	Вр-II	75	75	2
5	Минск	В-20	А-II, Вр-I	В-40	А-V	75	50	2
6	Уфа	В-15	А-II, А-I	В-30	А _Т -VI	100	75	2,5
7	Ижевск	В-25	А-II, Вр-I	В-40	А-V	50	50	2,5
8	Архангельск	В-20	А-II, Вр-I	В-30	Вр-II	100	100	2,5
9	Санкт-Петербург	В-25	А-III, Вр-I	В-30	К-7	75	75	2,5
0	Ставрополь	В-15	А-III, Вр-I	В-40	Вр-II	75	50	2

Примечание - Для ненапрягаемой арматуры предварительно-напряженных сборных плит перекрытия принимать арматурную сталь того же класса, что для конструкции без предварительного напряжения. Данные по арматурным сталям приведены в СП 63.13330.2012.

8. Район строительства - г. Кострома (см. таблицу 3).

9. Марки материалов для железобетонных элементов с напрягаемой арматурой (см. таблицу 3): бетон класса В-30, напрягаемая арматура из стали класса К-7, ненапрягаемая арматура из стали класса А-III и Вр-I.

10. Марки материалов для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой (см. таблицу 3): бетон класса В-20, ненапрягаемая арматура из стали класса А-III и Вр-I.

11. Толщина наружной стены - 2,5 кирпича (см. таблицу 3).

12. Марки материалов для каменных конструкций (см. таблицу 3): кирпич марки 100, раствор марки 100.

Тип здания (промышленное или гражданское) и другие необходимые для расчета данные студент принимает самостоятельно.

2 . РАСЧЕТЫ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

2.1 Монолитное железобетонное перекрытие

2.1.1 Компоновка перекрытия

По заданной сетке осей здания принимается расположение главных и второстепенных балок перекрытия (продольное или поперечное). Требуется установить шаг второстепенных балок. Учитывая, что наибольший расход материалов в железобетонном монолитном перекрытии идет на плиту, целесообразно толщину плиты запроектировать минимальной: для производственных зданий - 60 мм, для гражданских – 50 мм. Соответственно этому определяется шаг второстепенных балок.

Приняв толщину плиты и оптимальный для нее коэффициент армирования $\mu = 0,003 \dots 0,006$, необходимо определить, какой пролет должна иметь такая плита. С этой целью для расчетной полосы плиты шириной 1 м, выделенной из перекрытия, берется выражение момента внутренних сил:

$$M = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2$$

при α_m , полученном через $\xi = \mu \frac{R_s}{R_b}$. Желательно коэффициент армирования принять для крайнего пролета $\mu = 0,006$, для средних пролетов $\mu = 0,0045$.

От нагрузки, определенной на 1 м^2 перекрытия в табличной форме, для многопролетной балочной схемы плиты (рисунок 2.1) вычисляется момент внешних сил $M = q \cdot l^2 / 11$ для крайнего пролета или $M = q \cdot l^2 / 16$ для среднего пролета.

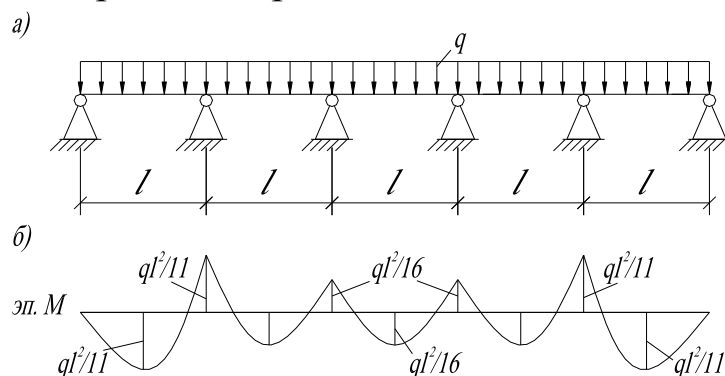


Рисунок 2.1 – Расчетная схема (а) и эпюра моментов монолитной плиты (б)

Из условия равновесия моментов внешних и внутренних сил получаем выражение для оптимального пролета плиты. Например, по значению момента в крайнем пролете

$$t_{onm} = h_0 \cdot \sqrt{\frac{11 \cdot \alpha_m \cdot R_b \cdot b_n}{q}}.$$

Оптимальный шаг второстепенных балок получим, увеличив t_{onm} на ширину второстепенной балки $b = 150 \dots 200$ мм. Указанные в задании расстояния между осями колонн надо разделить на равные доли с таким условием, чтобы получить шаг второстепенных балок, близкий к оптимальному. Толщина плиты в этом случае сохранится минимальной, а, следовательно, минимальной будет доля нагрузки от собственной массы перекрытия, что скажется автоматически на экономии затрат материалов всех остальных элементов конструкции.

2.1.2 Расчет и конструирование плиты

Расчетную схему плиты представляют пятипролетной неразрезной балкой (рисунок 2.1). Длина средних пролетов принимается равной расстоянию между второстепенными балками в свету, для крайних пролетов – расстоянию от боковой поверхности второстепенной балки до середины опорной площадки плиты на стене. Ширина опирания плиты на стену принимается 120 мм. В зависимости от

нагрузки ширина сечения второстепенных балок может быть принята 150 или 200 мм. Нагрузка на расчетную полосу плиты шириной 1 м берется равной полной расчетной нагрузке.

В соответствии с заданными классами арматуры и бетона из норм проектирования [1] определяют R_s и R_b . Расчетное сопротивление бетона умножают на коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$, учитывающий длительность действующей нагрузки и относительную влажность окружающей среды ниже 75 %.

По изгибающим моментам от внешней нагрузки в наиболее напряженных сечениях плиты крайнего пролета и у первой промежуточной опоры, среднего пролета и у средних опор (см. рисунок 2.1) определяют расчетный коэффициент α_m и требуемую площадь поперечного сечения арматуры по формулам:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2},$$
$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0},$$

где ζ – табличный коэффициент, определяемый через α_m по таблице А.5.

Подбирается сварная сетка с продольной рабочей арматурой при стандартном шаге стержней 100, 150 или 200 мм сначала для средних пролетов. Принятая рулонная сетка разворачивается поперек второстепенных балок и располагается в нижней части плиты в пролете с защитным слоем 10 мм, вблизи опор на участках длиной 0,25l с обеих сторон балок она отгибается под углом 30° в верхнюю растянутую зону плиты. Сетка продлевается и в крайние пролеты. Но для обеспечения потребности площади поперечного сечения арматуры в крайних пролетах и над первой промежуточной опорой подбирается добавочная сварная сетка, площадь сечения арматуры, в которой устанавливается по разности между требуемой площадью и площадью сечения арматуры в первой сетке.

В случаях, если диаметр рабочих стержней сеток 6 мм и более, армирование целесообразно осуществить сетками с рабочими стержнями поперечного направления. При этом нижняя и верхняя зоны плиты армируются отдельно сетками, разворачиваемыми вдоль второстепенных балок.

На листе чертежа в масштабе 1:200 или 1:500 вычерчивается план здания с нанесением на одной половине плана опалубочных размеров перекрытия, на другой – схемы армирования монолитной плиты сварными сетками. На опалубочном чертеже маркируют второстепенные и главные балки, показывают сечения перекрытия с отметками для опалубки перекрытия первого этажа. На схеме армирования плиты маркируют сварные сетки, наносят необходимые размеры для арматурных сеток и привязки их к осям.

В масштабе 1:20 или 1:50 вычерчивается фрагмент сечения по плите и второстепенным балкам с нанесением арматурных сеток и деталей отгибов.

2.1.3 Расчет и конструирование второстепенной балки

Для расчета второстепенной балки определяется нагрузка с грузовой полосы, ограниченной серединами пролетов плиты, прилегающих к рассматриваемой балке. Для учета собственной массы второстепенной балки необходимо назначить размеры ее поперечного сечения, приняв высоту $h=1/12 \cdot l$, ширину $b = (0,3 \dots 0,5) h$, объемную массу железобетона $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$. Постоянные и временные нагрузки на 1 п. м балки рассчитываются умножением величины их на 1 м^2 на ширину грузовой полосы, выделенной для второстепенной балки.

Расчетная схема второстепенной балки – многопролетная неразрезная балка с числом пролетов, равным фактическому их количеству в перекрытии, либо пятипролетная, если фактическое число пролетов у второстепенной балки больше пяти.

Длина пролетов определяется заданным расстоянием между осями колонн, по которым расположены главные балки. Назначив ширину сечения главной балки 250 мм и глубину опирания на наружную кирпичную стену 200 - 250 мм, длину средних пролетов определим, вычитая из расстояния между осями ширину сечения главной балки. Длину крайних пролетов определяют по расстоянию от середины опорной части балки на стене до боковой поверхности главной балки.

Построение объемлющей эпюры моментов для второстепенной балки упрощается применением табличных коэффициентов для вычисления моментов по формуле $M=\beta \cdot (g+v) \cdot l^2$ в сечениях, расположенных через $0,2l$ в каждом пролете.

При выполнении курсового проекта предлагается построить объемлющую эпюру M для первого пролета и половины второго пролета, используя данные, приведенные на рисунке 2.2 и в таблице 2.1.

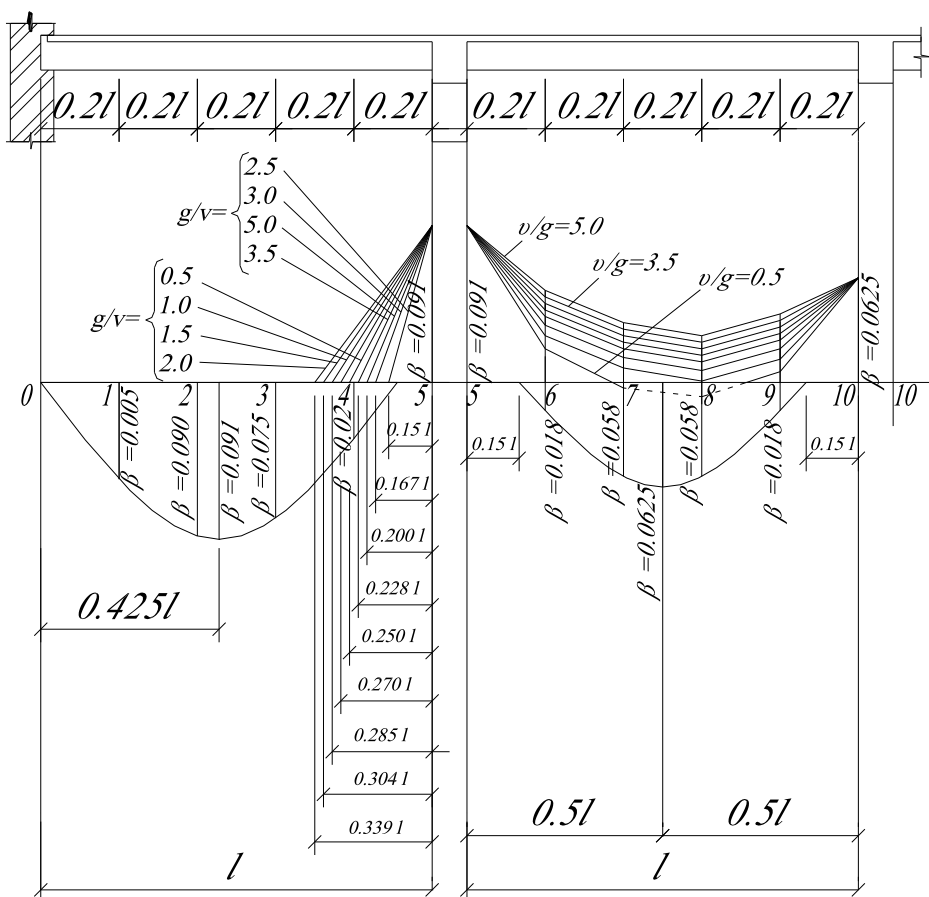


Рисунок 2.2 – К построению эпюры моментов второстепенной балки

Таблица 2.1 – К построению объемлющей эпюры M

v/g	Номер точки				
	6	7	8	9	10
0,5	-0,025	+0,011	+0,016	-0,008	-0,0625
1,0	-0,035	-0,005	+0,001	-0,018	-0,0625
1,5	-0,041	-0,014	-0,008	-0,024	-0,0625
2,0	-0,045	-0,020	-0,014	-0,028	-0,0625
2,5	-0,048	-0,023	-0,017	-0,031	-0,0625
3,0	-0,050	-0,027	-0,022	-0,033	-0,0625
3,5	-0,052	-0,030	-0,025	-0,035	-0,0625
4,0	-0,053	-0,032	-0,026	-0,036	-0,0625
4,5	-0,054	-0,033	-0,028	-0,037	-0,0625
5,0	-0,055	-0,035	-0,029	-0,038	-0,0625

Расчет прочности второстепенной балки предваряется уточнением размеров поперечного сечения - таврового с полкой в верхней зоне

(рисунок 2.3). Ширина принимаемой в расчет полки может быть равна расстоянию между серединами пролетов плиты, но не более суммы ширины второстепенной балки и одной трети длины ее пролета: $b'_f = b + 1/3 \cdot l$.

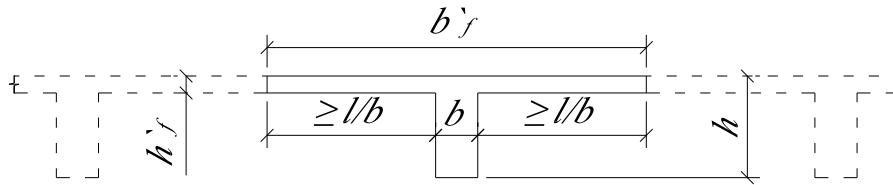


Рисунок 2.3 – Сечение второстепенной балки

Высота и ширина сечения второстепенной балки подлежат определению исходя из относительной высоты сжатой зоны $\xi = 0,30 \dots 0,40$ в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом отрицательного знака. Для этого сечения, где сжатая зона в нижней части ограничена шириной ребра, вычисляем рабочую высоту по формуле:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}}$$

Назначив при этом ширину b и определив h_0 , получим $h = h_0 + a$ (a принимается от 30 до 50 мм или $a = 0,1h_0$). Если соотношение между b и h не удовлетворяет оптимальному $b = (0,3 \dots 0,5)h$, необходимо повторить вычисление, изменив первоначально принятое b . Полученные размеры поперечного сечения балки сохраняются постоянными по длине всех пролетов. Для таврового поперечного сечения с полкой в сжатой зоне по максимальным изгибающим моментам положительного знака M_1 в первом пролете и M_2 во втором определяется требуемая арматура в растянутой зоне. В предположении $x \leq h'_f$ вычисляется

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h^2}}$$

Полученное значение α_m позволяет определить ξ и ζ по таблице А.5. Как правило, $\xi \cdot h_0 = x \leq h'_f$. Предпосылка подтверждается, и вычисляется площадь сечения арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0}$$

По найденным значениям требуемой площади поперечного сечения арматуры в первом и втором пролетах из сортамента принимается от трех до шести стержней. Стержни желательно брать одного диаметра, не менее 10 мм.

На рисунке 2.4 показано их расположение с соблюдением толщины защитного слоя и расстояния не менее 25 мм между стержнями в свету.

Для опорного сечения аналогичный расчет выполняется с учетом ширины сжатой зоны, равной ширине ребра. Арматуру, принимаемую из стержней того же диаметра, располагают в верхней части балки (см. рисунок 2.4) с соблюдением зазора между ними по горизонтали не менее 30 мм, а по вертикали – 25 мм.

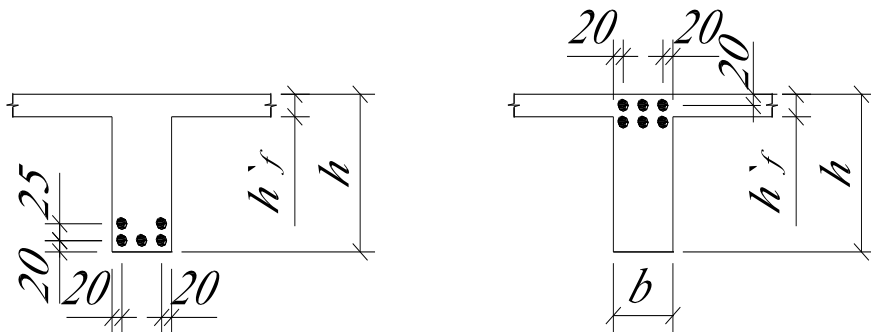


Рисунок 2.4 – Схемы расположения арматурных стержней

Балку предполагается армировать отдельными стержнями, объединяя их хомутами в вязанный каркас. Конструирование арматуры в балке выполняется с соблюдением правил построения эпюры материалов (эпюры арматуры). При этом необходимо иметь решение о расположении поперечной арматуры по длине пролетов, что обосновывается расчетом прочности наклонных сечений.

Вычисляют значения поперечных сил:

у крайней опоры

$$Q_A = 0,4 \cdot (g + v) \cdot l;$$

у первой промежуточной опоры

$$Q_B^I = 0,6 \cdot (g + v) \cdot l$$

и справа

$$Q_B^{II} = 0,5 \cdot (g + v) \cdot l.$$

На максимальную поперечную силу рассчитывается прочность балки по наклонному сечению. Сначала проверяется прочность на действие главных сжимающих напряжений по формуле:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 2} \cdot \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0.$$

Как правило, это условие обеспечивается при размерах поперечного сечения b и h_0 , принятых из расчета прочности нормального сечения. Выполнение этого условия прочности позволяет перейти к расчету наклонного сечения на действие главных растягивающих напряжений и этим расчетом обосновать поперечное армирование.

Приняв, согласно [1, п. 5.27], шаг поперечных стержней по максимуму $s \leq \frac{h}{2}$ и $s \leq 150$ мм при высоте балки не более 450 мм или $s \leq \frac{h}{3}$ и $s \leq 500$ мм при высоте балки более 450 мм для приопорных участков длиной $0,25l$, назначают диаметр поперечных стержней, исходя из минимального по нормам [1, п. 5.25].

Условие прочности

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

проверяется после вычисления

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{c}$$

$$\text{и } Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0,$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}{2};$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}},$$

при ограничении $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$.

Уточнив расчетом диаметр и шаг поперечной арматуры, определяют длину приопорных участков, в которых соблюдаются расчетные требования, и длину средних участков, где шаг хомутов назначается конструктивно согласно [1]: $s \leq \frac{3}{4}h$ и $s \leq 500$ мм.

Из числа стержней продольной рабочей арматуры, принятой для сечения с максимальными изгибающими моментами в серединах пролетов, не менее двух стержней и не менее 50 % от общей площади поперечного сечения арматуры следует расположить в нижней зоне

по всей длине пролета с заведением концов стержней за грань опор на длину $l \geq 10 \cdot d$. Остальные стержни до опор продолжать не требуется. Их можно отогнуть под углом 45° в верхнюю зону для восприятия растягивающих напряжений от опорных моментов отрицательного знака, можно обрывать, заводя за точку теоретического обрыва на длину W , обеспечивающую прочность наклонных сечений в этой зоне.

Места теоретического обрыва стержней находят графическим построением эпюры материалов, получая точки пересечения кривой объемлющей эпюры моментов с линиями разграничения долей арматурных стержней.

Для найденной точки теоретического обрыва отдельного стержня определяют величину поперечной силы Q_i и вычисляют длину W по формуле:

$$W_i = \frac{Q_i}{2q_{sw}} + 5 \cdot d,$$

где q_{sw} определяется по данным интенсивности поперечного армирования в зоне W . Величина W должна быть не менее $20d$ (d – диаметр обрываемого стержня).

В зоне действия изгибающих моментов отрицательного знака ближайшие к опоре отгибы должны начинаться на расстоянии не ближе $h_0 / 2$ от сечения, где стержни полностью используются по прочности.

2.2 Сборные железобетонные конструкции

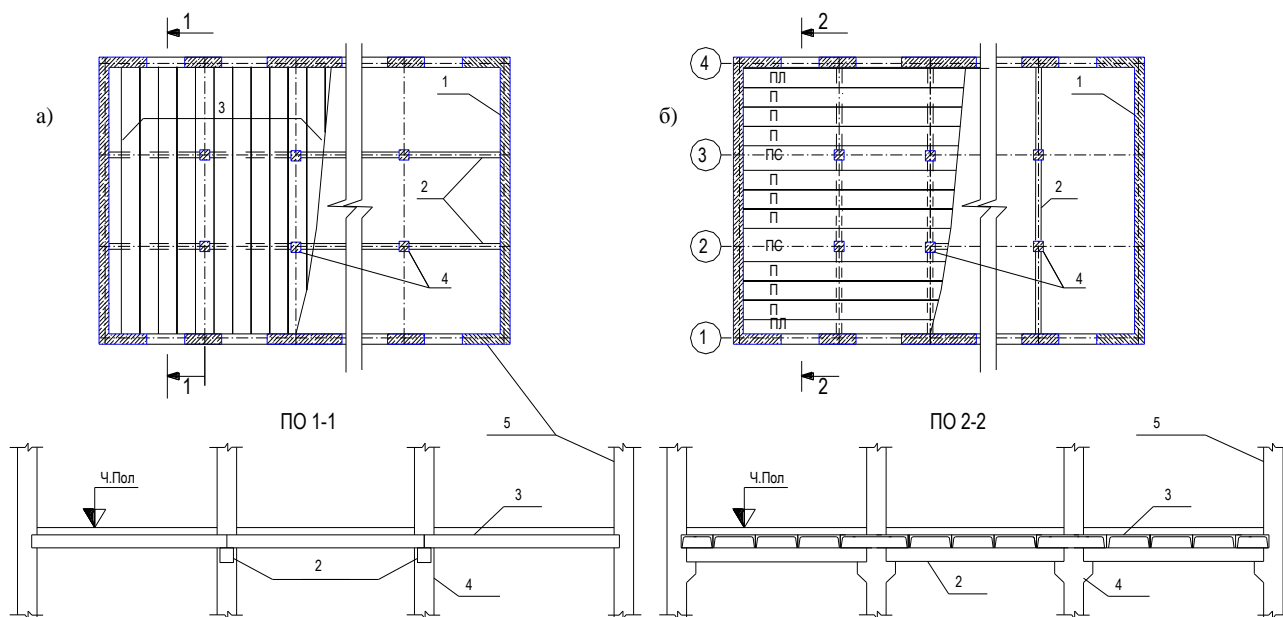
2.2.1 Компоновка перекрытия

Панельно-балочное перекрытие может быть запроектировано с расположением ригеля поперек либо вдоль здания (рисунок 2.5, а, б). Жесткое сопряжение ригеля с колоннами, принимаемое в проекте, образует рамы каркаса. Рамы поперечной ориентации целесообразны для зданий производственного назначения. Для гражданских зданий расположение ригеля не имеет решающей роли в обеспечении жесткости здания в поперечном направлении, так как в них имеются достаточно часто расположенные поперечные стены и перегородки, выполняющие роль жестких диафрагм.

Для производственных зданий плиты перекрытий принимаем ребристыми, так как они позволяют пропускать разнообразные подвесные технологические коммуникации.

Для гражданских зданий необходимо плиты перекрытия проектировать многопустотными.

Расположение ригелей в курсовом проекте рекомендуется принимать поперек здания (рисунок 2.5, б).



а – продольное направление ригелей; *б* – поперечное направление ригелей;
1 – поперечная стена; 2 – ригели; 3 – панели; 4 – колонны; 5 – низ ригеля.

Рисунок 2.5 - Конструктивная схема перекрытия

Пролет и ширину панелей перекрытия назначают в увязке с сеткой колонн; их размеры могут отличаться от размеров типовых панелей.

2.2.2 Расчет панели перекрытия

В табличной форме определяется нагрузка на 1 м^2 сборного панельно-балочного перекрытия с учетом заданного типа панели и ее собственной массы.

Конструктивную длину панели и ее расчетный пролет определяют по заданному расстоянию между осями ригелей с учетом зазоров 20 мм между торцами панелей и ригелем, длины опирания 100 мм, ширины ригеля 200...300 мм. Расчетный пролет принимается равным расстоянию между серединами опорных участков панели.

Приводится расчетная схема панели. Равномерно распределенная нагрузка на 1 п. м пролета определяется по величине нагрузки на 1 м^2 перекрытия умножением ее на номинальную ширину панели. По расчетной схеме панели вычисляют максимальный изгибающий момент в середине пролета и поперечную силу у опоры.

От заданного типового сечения панели получают эквивалентное расчетное сечение тавровое (для ребристых) или двутавровое (для пустотных), используя рекомендации учебника [5, п. 11.2.2]. Панель проектируется предварительно напряженной. Высоту сечения панели назначают равной: $h = l_0 / 20$ - для ребристых, $h = l_0 / 30$ - для пустотных. Ширину b_f^1 верхней сжатой полки принимают на 40 мм меньше номинальной ширины панели.

Расчет прочности нормального сечения осуществляется исходя из основного принципа проектирования панелей: максимального удаления бетона из растянутой зоны. Согласно этому, тавровое или двутавровое сечение панели при расчете на изгибающий момент должно осуществляться с соблюдением условия $x \leq h_f^1$. Если это условие оказывается неудовлетворенным, то высота сечения панели недостаточна, ее следует увеличить. Определив коэффициент α_m , как это показано при расчете второстепенной балки, и получив ξ и ζ , определяют требуемую площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры.

Напрягаемая арматура в пустотных панелях располагается в нижней зоне поперечного сечения либо в каждом ребре между пустотами, либо через две пустотки, с шагом 400 мм. В ребристых панелях она устанавливается в продольных ребрах с соблюдением необходимого защитного слоя от нижней и боковых граней ребра.

Назначается величина предварительного напряжения арматуры соответственно ее классу и указаниям норм [1, п. 1.23], избирается механический или электротермический способ натяжения.

Расчет прочности наклонных сечений панели осуществляется с учетом влияния сжимающей силы $N = A_{SP} \cdot (\sigma_{SP} - \sigma_{los})$ от предварительного обжатия. Предваряя расчет, назначают шаг поперечной арматуры, ее диаметр и класс. В панелях с круглыми пустотами плоские вертикальные каркасы располагают у краев и через две пустоты в средней части сечения, в панелях с овальными пустотами – в каждом ребре. Эти каркасы требуются только на приопорных участках длиной $0,25l_0$. В ребристых панелях каркасы располагают в каждом продольном ребре по всей длине.

Расчет панелей по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы осуществляется в той же последовательности, что и для второстепенной балки, при расчетной ширине b , полученной для ребра эквивалентного сечения. Если предварительно назначенная

поперечная арматура не обеспечивает прочности, расчет повторяют, изменив шаг поперечных стержней или их диаметр. На основе полученного результата конструируют плоские стальные каркасы, в которых поперечные стержни закрепляются в проектном положении при помощи точечной сварки с монтажными стержнями диаметром 10 мм. Расстояние между монтажными стержнями принимается с учетом высоты ребра и необходимой толщины защитного слоя 20 мм от нижней и верхней грани панели.

В панелях с круглыми пустотами в верхней зоне устраивается конструктивно сварная сетка (для восприятия усадочных напряжений и напряжений от изгибающих моментов, появляющихся при транспортировке и монтаже).

Полка ребристых панелей на местный изгиб рассчитывается как балочная плита с учетом податливого защемления, обусловленного поворотом продольных ребер [5, п. 11.7]. В полке толщиной 50 мм для армирования нижней зоны подбирается сварная сетка с поперечной рабочей арматурой, рассчитанной на изгибающий момент

$$M = \frac{q' \cdot l_n^2}{11},$$

где l_n – пролет плиты, равный расстоянию в свету между продольными ребрами.

В верхней зоне полки на ширине $0,25l_n$ от продольных ребер устанавливается сетка, отгибаемая под прямым углом в продольные ребра. Рабочие стержни ее подбираются из условия прочности на изгибающий момент отрицательного знака в сечении по месту сопряжения полки с продольными ребрами

$$M = \frac{q' \cdot l_n^2}{8} - \frac{q' \cdot l_n^2}{11}.$$

2.2.3 Расчет и конструирование ригеля

Проектом предусматривается здание с неполным каркасом с несущими наружными стенами при жестком сопряжении ригеля с колоннами. Многоэтажная и многопролетная рама с равными пролетами и однообразной нагрузкой имеет в деформированном состоянии примерно равные углы поворота узлов, расположенных на одной вертикали. При этом в колоннах в середине высоты этажа изгибающие моменты равны нулю. На этом основании многоэтажная

рама при расчете может расчленяться на одноэтажные с высотой стоек, равной половине высоты этажей, и шарнирами по концам. При числе пролетов рамы более трех ее заменяют трехпролетной (рисунок 2.6).

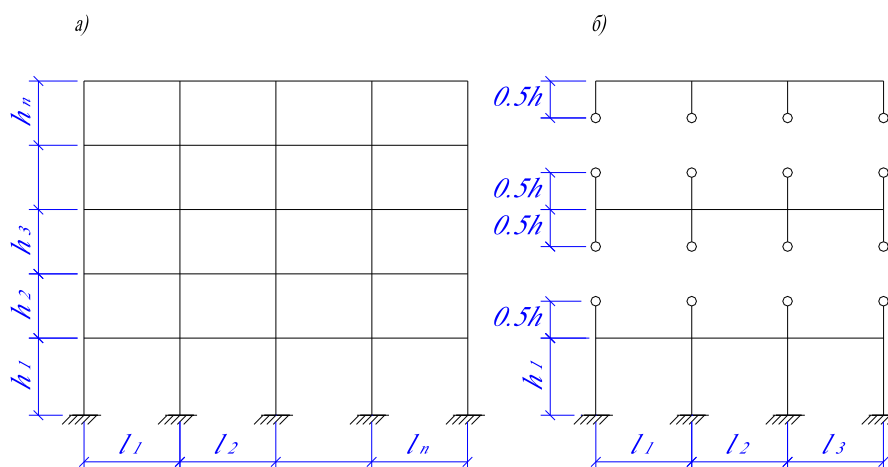


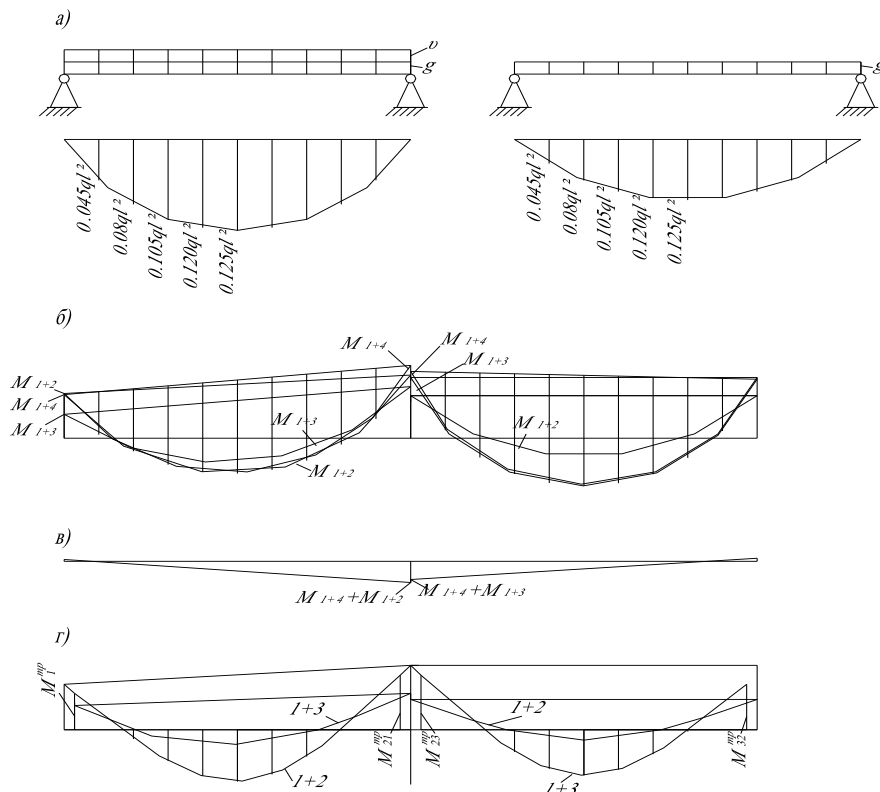
Рисунок 2.6 – Геометрическая (а) и расчетная (б) схемы здания

В курсовом проекте требуется запроектировать ригель рамы средних этажей. Для проектируемого ригеля необходимо получить объемлющую эпюру моментов. Расчетным пролетом ригеля рамы является расстояние между осями колонн. Нагрузка на ригель определяется в табличной форме, в зависимости от интенсивности равномерно распределенной нагрузки на 1 м^2 перекрытия и расстояния между осями ригелей. Учитывается нагрузка от собственной массы ригеля. Для этого необходимо назначить размеры поперечного сечения ригеля: $h = (1/10 \dots 1/15)l$ и $b = (0,3 \dots 0,4)h$.

Постоянная и временная нагрузки на ригель рассматриваются в таких сочетаниях, при которых возможны наибольшие и наименьшие изгибающие моменты для пролетных и опорных сечений. С этой целью к постоянной нагрузке во всех пролетах добавляется временная нагрузка, расположенная либо только в нечетных пролетах, либо только в четных пролетах, либо в двух смежных пролетах, а далее – через пролет. В результате расчета от такого поочередного нагружения ригеля получают максимальные изгибающие моменты в серединах пролетов, нагруженных временной нагрузкой, и минимальные – в пролетах, ею не нагруженных. Максимальные опорные моменты получаются при расположении временной нагрузки в пролетах, примыкающих к этой опоре.

Имеющиеся справочные данные позволяют определять изгибающие моменты в любом сечении пролета по формуле $M = (\alpha q + \beta v)t^2$, где α и β – численные коэффициенты, зависящие от соотношения погонных жесткостей ригеля $i_p = B_p/l_p$ и стойки $i_c = B_c/h$. Для опорных моментов ригеля от четырех схем нагружения эти коэффициенты приведены в учебнике [5, прил. 11]. Пролетные моменты получают, подвешивая к суммарным ординатам опорных моментов параболическую эпюру моментов простой балки, нагруженной либо полной нагрузкой, либо только постоянной (рисунок 2.7).

Учитывая, что расчет осуществлен по упругой стадии и что в статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементах применим принцип перераспределения усилий, наибольший по величине опорный момент уменьшают. Такое перераспределение усилий осуществляется суммированием параболической эпюры моментов от нагрузок 1+4 с линейной выравнивающей эпюрой M , имеющей максимальные ординаты у опоры 2 слева $M^I = M_{(1+4)сл} - M_{(1+2)сл}$ и справа $M^{II} = M_{(1+4)сп} - M_{(1+2)сп}$, но не более $0,3M_{max}$. В пролетах ординаты линейной эпюры меняются по знаку, переходя через ноль в фокусных точках ригеля (рисунок 2.7, в). В результате сложения ординаты эпюры моментов $M_{выр}$ совпадут с ординатами эпюр M_{1+2} в первом и M_{1+3} во втором пролетах.



- a – вспомогательная эпюра M простой балки;
- b – эпюры M в ригеле от сочетаний g и v ;
- v – выравнивающая эпюра M суммируется с M_{1+4} ;
- z – объемлющая эпюра M для ригеля, полученная после выравнивания.

Рисунок 2.7 – К статическому расчету ригеля

Завершая статический расчет ригеля, необходимо по эпюре моментов определить поперечные силы у опор, что осуществляется составлением уравнений равновесия сил в вырезанном пролете ригеля при известных опорных моментах, нагрузке в пролете и неизвестных Q .

Опорными расчетными сечениями ригеля являются сечения у боковых граней колонн. Величины изгибающих моментов для этих сечений определяют из условия

$$M^p = M_{\text{оп}} - Q \frac{h_{\text{col}}}{2}.$$

Высоту сечения колонны h_{col} в плоскости рамы назначают равной 400 мм.

От полученных ординат граневых моментов к середине пролетов по кривым с наибольшим отклонением от нулевой линии отслеживают значения ординат объемлющей эпюры моментов отрицательного и положительного знаков (рисунок 2.7, z).

Ригель проектируется из сборных элементов, длина которых ограничивается расстоянием между боковыми гранями колонн с учетом зазоров 50 мм между торцами ригеля и колоннами для замоноличивания бетоном. По наибольшему изгибающему моменту объемлющей эпюры уточняют размеры поперечного сечения ригеля, как это делалось для второстепенной балки. Поперечное сечение ригеля при этом считают прямоугольным. Необходимые боковые полки для опирания панелей назначают конструктивно из условия необходимой длины опирания 100 мм и зазора 20 мм между торцом панели и ригелем. Для нижней полки, ограниченной снизу общей гранью с ригелем, высота равна разности между высотой ригеля и высотой панели.

Из условия прочности нормальных сечений, размеры которых установлены, определяют требуемую рабочую арматуру для нижней зоны сечения в пролете по максимальному моменту положительного знака и верхнюю рабочую арматуру по моменту у граней колонн. Количество принимаемых стержней для верхней рабочей арматуры – не более трех. В нижней зоне целесообразно принять четное число

стержней. Эти стержни входят в состав плоских каркасов, устанавливаемых в ригеле в количестве двух при ширине ригеля от 150 до 350 мм. При ширине более 350 мм ставят три плоских каркаса.

Конструирование каркасов осуществляют, соблюдая правила построения эпюры арматуры (эпюры материалов).

Поперечная арматура в каркасах ригеля устанавливается с шагом s , определяемым согласно [1, п. 5.27]. Диаметр поперечных стержней назначается из условия свариваемости с продольной рабочей арматурой принятого диаметра d , $d_w \geq 0,3d$.

Используя назначенные параметры поперечного армирования, проверяют прочность наклонных сечений ригеля на действие поперечных сил у опор. Расчет этот ведется в той же последовательности, что и для второстепенных балок. В приопорной части ригеля, на участке длиной $0,25l$, соблюдают проверенный расчетом шаг поперечных стержней, на остальной части пролета шаг поперечных стержней может быть увеличен с соблюдением ограничения $s \leq 3/4h$ и $s \leq 500$ мм.

Разрабатываются стыки ригеля с колоннами. В них надлежит обеспечить восприятие опорных моментов и поперечных сил. Для восприятия момента выпуски верхней рабочей арматуры ригеля соединяются ванной сваркой со стержнями того же диаметра, пропускаемыми через колонну в следующий пролет или заанкериваемыми в колонне на крайней опоре. Зазор между торцом ригеля и колонной замоноличивается бетоном того же класса по прочности на сжатие, что и класс бетона в ригеле. Опирающие ригеля на консоль колонны проверяют расчетом прочности на действие поперечной силы.

2.2.4 Расчет и конструирование колонны

Проектирование ведется согласно рекомендациям [1, 2, 4, 5, 6, 8 – 12].

Для проектирования предлагается колонна первого этажа. Здание без подвала, и колонны первого этажа считаются защемленными снизу в фундаментах. В нижнем сечении их изгибающий момент составляет 0,5 момента, появляющегося в верхнем узле этажа. Знаки изгибающих моментов изменятся на противоположные при изменении положения временной нагрузки в примыкающих пролетах и при изменении направления ветровой нагрузки. По этим

соображениям армирование колонны должно быть симметричным. Не учитывая в расчетах ветровой нагрузки, величину расчетного эксцентриситета продольной сжимающей силы $e_0 = M/N$ при малом значении M и большом N получим незначительную. Она будет не более величины случайного эксцентриситета, определяемого согласно [1, п. 1.21]. Для статически неопределимых конструкций эксцентриситет принимается из статического расчета конструкции, но не менее случайного e_a .

Необходимо определить продольную сжимающую силу для колонны первого этажа, выделив из общей величины ее длительно действующую часть. По известным опорным реакциям ригеля расчетную сжимающую силу в колонне первого этажа определяют, суммируя опорные реакции в уровне каждого перекрытия, добавляя к этому постоянную нагрузку от собственной массы колонны и нагрузку от чердачного перекрытия. Длительную нагрузку получают, вычитая из полной нагрузки кратковременную, которая в перекрытиях на 1 м^2 принята равной половине полной нагрузки, а для нагрузки от чердачного перекрытия и покрытия определяется в зависимости от кратковременной снеговой нагрузки для заданного района строительства.

Приняв размеры поперечного сечения колонны, например $400 \times 400 \text{ мм}$, и назначив расстояние a и a' от оси арматуры до наружной грани, из условия прочности:

$$N_0 \leq \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$$

получают требуемую площадь поперечного сечения арматуры в сжатой зоне:

$$A_s' \geq \frac{N_0 - \alpha_m \gamma_{b2} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

при $\alpha_m = 0,45 \dots 0,5$, $e = \eta e_0 + h/2 - a$.

Значение η определяется из зависимости (4.17) [5]. Величина критической силы N_{cr} для колонны, определяемая из (4.10) [5], находится в зависимости от площади поперечного сечения арматуры, которая является искомой величиной. Поэтому расчет выполняется методом последовательного приближения. В первом приближении

назначают $\mu = \frac{A_s + A_s'}{b h_0} = 0,01 \dots 0,02$, получают $A_s + A_s' = \mu b h_0$ и вычисляют N_{cr} , η и e .

Определив расчетом A_s' и по условию симметричности армирования $A_s = A_s'$, вычисляют реальный коэффициент армирования, который сравнивается с принятым для определения N_{cr} . Если разница между ними более 0,005, коэффициент армирования уточняют, расчет повторяется во втором, а может быть, и в третьем приближении, пока коэффициент армирования не окажется достаточно близким при расчете N_{cr} с окончательно полученным по определенной площади сечения арматуры $A_s = A_s'$.

Если при расчете площадь сечения арматуры A_s' окажется с отрицательным знаком, то следует уменьшить размеры сечения колонны и повторить расчет. Допускается в этом случае рабочую арматуру принять конструктивно по минимальному коэффициенту армирования в зависимости от гибкости колонны [5, с. 166] и не менее четырех стержней диаметром 12 мм.

В колоннах сечением до 400 x 400 мм достаточно принять четыре продольных рабочих стержня, располагая их в углах сечения с защитным слоем не менее 20 мм и не менее принятого диаметра арматуры. При больших размерах сечения необходимо устанавливать промежуточные стержни у боковых граней колонны с таким условием, чтобы между продольными стержнями было не более 400 мм. Для обеспечения устойчивости сжатой арматуры требуется её закрепление в двух направлениях поперечными стержнями, располагаемыми с наружной стороны с шагом не более $20d$ при сварных каркасах и $15d$ при вязаных каркасах и не более 500 мм в случае больших диаметров продольных стержней. Диаметр d_w поперечных стержней по отношению к диаметру d продольных в сварных каркасах должен приниматься из условия $d_w \geq 0,3d$. Диаметр хомутов в вязаных каркасах принимаем не менее $0,25d$ и не менее 5 мм. Из принятых арматурных стержней конструируют каркасы.

Примеры расчета представлены в [5, 9, 10, 12].

2.2.5 Расчет и конструирование фундамента колонны

Центрально нагруженный фундамент колонны принимается стаканного типа, квадратный в плане. По нормативной нагрузке от

колонны из выражения (12.2) [5] определяют площадь подошвы фундамента и размеры в плане $l \times b$, принимая их кратными 300.

От расчетной нагрузки N определяют давление под подошвой фундамента: $P = N / lb$.

Высота фундамента, как сумма глубины стакана $d_p = (h_c + 50 \text{ мм})$ и толщины плиты $h_p = h_{op} + a$, определяется после вычисления h_{op} из условия прочности плиты на продавливание:

$$h_{op} = -\frac{l_p + b_p}{4} + \frac{l_p + b_p}{4} \sqrt{1 + \frac{N_c - pl_p b_p}{(R_{bt} + p) 0,25(l_p + b_p)^2}},$$

где N_c - расчетная продольная сила в уровне торца колонны, определяемая из условия:

$$N_c = \alpha N,$$

где α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N на плитную часть фундамента через стенки стакана,

$$\alpha = \left(1 - 0,4 R_{bt} \frac{A_c}{N} \right), \text{ но не менее } 0,85;$$

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона замоноличивания стакана, принимается с учетом коэффициентов условий работы γ_{b2} , γ_{b9} ;

$A_c = 2 (b_c + l_c) d_c$ - площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента.

Полученная высота фундамента $h = d_p + h_p$ принимается с округлением до размера, кратного модулю 300 мм, и делится на ступени высотой 300 мм.

Ширина ступеней предварительно назначается таким образом, чтобы боковые грани условной пирамиды, идущие под углом 45° от линии пересечения верхней грани фундамента с боковыми гранями колонны, вписывались в ступенчатое очертание фундамента.

В зависимости от изгибающего момента, вызванного отпором грунта p под подошвой фундамента, для сечений 1-1 у боковой грани колонны и 2-2, 3-3... у боковых граней ступеней (рисунок 2.8), по формулам (12.7) и (12.8)[5] определяют требуемую площадь сечения арматуры на всю ширину фундамента. Если при этом площадь сечения арматуры в сечении 1-1 окажется меньше, чем в каком-либо

из других сечений, необходимо увеличить ширину той ступени, у боковой грани которой по расчетному сечению требуемая площадь сечения арматуры оказалась больше, чем в сечении 1-1. Следует повторить расчеты, чтобы убедиться, что завышенной площади сечения арматуры здесь не потребуется.

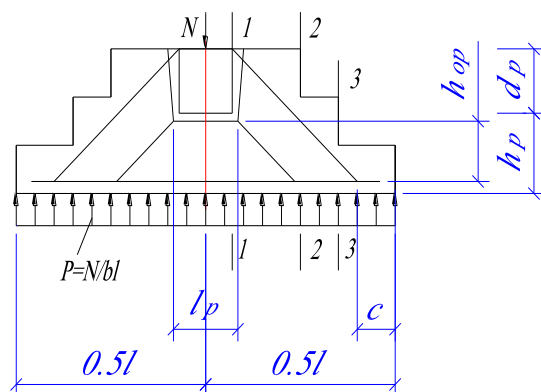


Рисунок 2.8 – Сечение фундамента

Необходимое количество арматурных стержней подбирают, соблюдая требования по ограничению шага в пределах 100 - 200 мм и минимального диаметра 10 мм. Из принятых стержней конструируют сварную сетку, устанавливаемую у подошвы фундамента с соблюдением толщины защитного слоя (не менее 70 мм при отсутствии бетонной подготовки под фундаментом и не менее 35 мм при устройстве такой подготовки).

Для квадратного в плане фундамента армирование у подошвы в обоих направлениях одинаковое. Если размеры подошвы фундамента l и b более трех метров, 50 % арматурных стержней можно не доводить до края на 10 % общей длины. Примеры расчета приведены в [5, 9, 10, 12].

2.3 Расчет простенка первого этажа

Проектирование каменных конструкций ведут согласно рекомендациям [6, 9, 10, 11].

Наружной несущей конструкцией здания служит кирпичная стена. При толщине стены, назначенной по заданию, проверяется несущая способность простенка первого этажа. Ширина простенка назначается по архитектурным соображениям исходя из принятой ширины и расположения оконных проемов.

Определение действующих на простенок продольной силы и момента от внешней нагрузки выполняют согласно указаниям [3, п. 6.10], с учетом жесткой конструктивной схемы здания.

Продольная сила N вычисляется от нагрузки с вышележащих перекрытий и собственной массы стены в границах осей смежных оконных проемов, изгибающий момент M – от внецентренного опирания перекрытия над рассматриваемым этажом и ветровой нагрузки.

Несущая способность внецентренно сжатого простенка проверяется в двух сечениях: под перемычками и в уровне подоконников. Расчетное сопротивление кладки определяют по заданным маркам кирпича и раствора по [3, табл. 2]. Выполняется расчет в соответствии с [3, п. 4.7]. Если несущая способность простенка окажется недостаточной, кладку следует усилить косвенным армированием.

Требуемое расчетное сопротивление армированной кладки определяют из условия прочности по формуле (30) [3]:

$$R_{skb} \geq \frac{N}{m_g \varphi_1 A (1 - 2e_0 / h) \omega}$$

и из формулы (31) [3] находят необходимый процент косвенного армирования:

$$\mu = \frac{R_{skb} - R}{2R_s (1 - 2e_0 / h)} 100,$$

полученная величина μ должна удовлетворять условиям ограничения:

$$0,1 \leq \mu \leq 50 R / R_s (1 - 2e_0 / h).$$

Расчетное сопротивление R_s для арматурных сеток принимается с коэффициентом условия работы γ_{sc} , принимаемым по [3, табл. 13].

Приняв диаметр стержней и размеры ячейки для сварной сетки, вычисляют требуемый для них шаг в кладке простенка:

$$s \leq \frac{2A_s}{\mu c} 100.$$

Величину шага s принимают кратной высоте ряда кладки и не более 450 мм. Кладка армированного простенка должна выполняться на растворе марки не ниже 50.

В пояснительной записке приводится разрез несущей стены здания, простенок в плане с примыкающими к нему проемами. В

случае косвенного армирования простенка на чертеже указывается расположение сеток по высоте с назначенным шагом, приводится чертеж арматурной сетки. Указываются условия выполнения кладки при отрицательной температуре в зимний период производства работ.

Примеры расчета каменного простенка приведены в [9, 10].

3. ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ КУРСОВОГО ПРОЕКТА № 1

Конструирование элементов выполняют на стадии рабочих чертежей. На листах стандартного формата должно быть размещено следующее:

1. Схема расположения проектируемых конструкций с маркировкой несущих элементов.

2. На чертежах панели должны быть представлены: опалубочные чертежи с необходимыми размерами в плане и разрезах, схема армирования с изображением в опалубочном контуре арматурных изделий (план и разрезы) с маркировкой их и привязкой к опалубочному контуру, с указанием толщины защитного слоя, чертежи каркасов и сеток с изображением их бокового вида и сечений, где даются номера позиций каждого стержня, расстояния между осями стержней, размеры изделия. Для сгибаемых сеток или каркасов наносят линии сгибов и изображают вид изделия после сгиба.

3. На чертеже ригеля необходимо представить расчетную схему, рабочие чертежи одной отправочной марки ригеля, чертеж стыка ригеля с колонной. Рабочие чертежи ригеля включают: опалубочные чертежи с изображением бокового вида и поперечного сечения, схему армирования, дающую привязку контуров или поперечных сечений каркасов и сеток к опалубочным габаритам изделия в проекции бокового вида и сечениях, чертежи арматурных изделий. Для сгибаемых сеток или каркасов дается чертеж, поясняющий правила сгиба.

4. На чертеже колонны приводят: боковой вид и поперечные сечения колонны по ее опалубочным размерам, схему армирования колонны на боковом виде и в сечениях с необходимой информацией о расположении арматурных изделий в габаритах опалубки, с маркировкой арматурных изделий и привязкой их к опалубочным размерам, чертежи арматурных изделий с обозначением позиций стержней и необходимыми для изготовления размерами. Чертеж стыка колонн с деталями, поясняющими условия его выполнения, изображается в двух проекциях.

5. На чертеже фундамента приводятся опалубочные размеры фундамента в плане и разрезе с привязкой к осям здания, схема армирования его в разрезе и чертежи арматурных изделий.

Составляют спецификации и выборку арматуры на каждую конструкцию.

Вычерчивают поперечный разрез наружной стены на всю ее высоту (включая карниз и фундамент) и фрагмент фасада, охватывающий не менее двух вертикальных рядов оконных проемов (масштаб 1:50), сечения простенков первого и верхнего этажей (все в виде эскизов в пояснительной записке).

4. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА № 1

Курсовой проект должен состоять из расчетно-пояснительной записки и графической части объемом два чертежных листа формата А1 или четыре листа формата А2.

При оформлении проекта следует руководствоваться Едиными нормами конструкторской документации (ЕСКД).

Пояснительная записка должна включать всю расчетную часть проекта и быть иллюстрирована достаточным числом схем и сечений элементов с указанием необходимых размеров. Записка должна быть написана чернилами на одной стороне листа; страницы нужно сброшюровать, справа, оставляя поля. В конце записки следует привести список используемой литературы.

Графическую часть проекта выполняют карандашом или используя графические программы для ПЭВМ. В правом углу каждого чертежа необходимо проставить штамп, где указать название университета, факультет, фамилию и шифр студента, дату выполнения чертежа. Над штампом в примечании следует проставить вид применяемого бетона и класс напрягаемой и ненапрягаемой арматуры и прочность к моменту обжатия; расход стали на 1 м бетона панели; толщину сварных швов, марку электродов и другие характерные особенности, не оговоренные в рабочих чертежах.

ЛИТЕРАТУРА

Нормативная и инструктивная литература

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения./ Минстрой России. – М.: ГП.ЦПП,2013. – 76 с.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минстрой России. – М.: 2011. – 44 с.
3. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81* / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 2012. - 40 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03. 01-84). – М.: Стройиздат, 1986.

Основная литература

5. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 768 с.
6. Железобетонные и каменные конструкции / Под общей редакцией В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2002. – 876 с.
7. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.

Дополнительная литература

8. Боровских, А.В. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию: учебное пособие / А.В. Боровских. – М.: ИАСВ, 2002. – 320 с.
9. Бондаренко, В.М. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, А.И. Судницын. – М.: Высшая школа, 1984. – 174 с.
10. Бондаренко, В.М. Расчет железобетонных и каменных конструкций: учебное пособие / В.М. Бондаренко, А.И. Судницын, В.Г. Назаренко; под ред. В. М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 1988.
11. Попов, Н.Н. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций / Н.Н. Попов, А.В. Забегаев. – М.: Стройиздат, 1989.

12. Мандриков, А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций / А.П. Мандриков. – М.: Стройиздат, 1989.

13. Снитко, Н.К. Строительная механика: учебник для вузов/ Н.К. Снитко. – 4-е изд., перераб. – М.: Высш. школа, 1991. – 431с.

14. Леонтьев, Н.Н. Основы строительной механики стержневых систем: учебник/ Н.Н. Леонтьев, Д.Н. Соболев, А.А. Амосов. – М.: Изд-во АСВ, 1996. – 541 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Вспомогательные таблицы

Таблица А.1 – Характеристики бетона для предельных состояний второй группы

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные R_{bn} , R_{bt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа								
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn}	Тяжелый и мелкозернистый	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5
Растяжение осевое R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4

Таблица А.2 - Расчетные характеристики бетона для предельных состояний первой группы

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие								
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6

Таблица А.3 - Начальные модули упругости бетона

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_e \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
естественного твердения	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5

Таблица А.4 - Расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр арматуры	Нормативные сопротивления R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний 2-й группы $R_{s,ser}$, МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний 1-й группы, МПа			Модуль упругости арматуры E_s , МПа
			Растяжению			
			Продольной R_s	Поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	Сжатие R_{sc}	
А-I		235	225	175	225	21
А-II		295	280	225	280	
А-III	6-8 10-40	390 390	355 365	285 290	355 365	20
А-IV		590	510	405	450	
А-V		785	680	545	500	19
А-VI		985	815	650	500	
B _p -I	3-5	490	410	290	375	17

В-II	3	1500	1250	1000	400	20
	4-5	1400	1170	940	400	
	6	1300	1050	835	400	
	7	1200	1000	785	400	
	8	1100	915	680	400	
В _p -II	3	1500	1250	1000	500	20
	4-5	1400	1170	940	500	
	6	1300	1000	785	500	
	7	1200	915	730	500	
	8	1100	850	680	500	
К-7	6-12	1500	1250	1000	400	18
	15	1400	1180	945	400	
К-19	14	1500	1250	1000	400	18

Таблица А.5 – Расчетные коэффициенты

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,37
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,38
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,243	0,53	0,736	0,39
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,407
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,239	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,7	0,42
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,308	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,8	0,32	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,672	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,24	0,88	0,211	0,48	0,76	0,365	-	-	-

Таблица А.6 - Сортамент канатов

Диаметр, мм		Площадь поперечного сечения, см ²	Теоретический вес 1 м каната, Н
номинальный каната	наружных проволок		
4,5	1,5	0,127	0,99
6	2	0,226	1,76
7,5	2,5	0,354	2,76
9	3	0,509	3,97
12	4	0,908	7,03
15	5	1,415	11,13

Примечание - Номинальный диаметр каната соответствует утроенному значению номинального диаметра наружных проволок.

Таблица А.7 - Сортамент стержневой и проволочной арматуры

Ø, мм	Масса, Н/м	Арматура								
		стержневая классов							проволочная классов	
		А-II	А-III	А-IV	А _T -IV	А-V	А _T -V	А _T -VI	В _p -I В-I	В _p -II В-II
3	0,55	-	-	-	-	-	-	-	X	X
4	0,92	-	-	-	-	-	-	-	X	X
5	1,44	-	-	-	-	-	-	-	X	X
6	2,22	-	X	-	-	-	-	-	-	X
7	3,02	-	X	-	-	-	-	-	-	X
8	3,95	-	X	-	-	-	-	-	-	X
9	4,99	-	X	-	-	-	-	-	-	-
10	6,17	X	X	X	X	X	X	X	-	-
12	8,88	X	X	X	X	X	X	X	-	-
14	12,08	X	X	X	X	X	X	X	-	-
16	15,78	X	X	X	X	X	X	X	-	-
18	19,98	X	X	X	X	X	X	X	-	-
20	24,66	X	X	X	X	-	X	X	-	-
22	29,84	X	X	X	X	-	X	X	-	-
25	38,53	X	X	X	X	-	X	X	-	-
28	48,34	X	X	X	-	-	-	-	-	-
32	63,13	X	X	X	-	-	-	-	-	-
36	79,9	X	X	-	-	-	-	-	-	-
40	98,7	X	X	-	-	-	-	-	-	-

Таблица А.8 - Площадь поперечного сечения арматуры

Ø, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	0,071	0,14	0,21	0,26	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,03	49,09
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,4	113,0	125,6