

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ КРАСНОЯРСКОГО КРАЯ
КГБПОУ «КАНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ КОЛЛЕДЖ»
ЦМК технических дисциплин
ПМ. 01 МДК. 01.01 Раздел 2 Строительные конструкции

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖБК
МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
ДЛЯ СТУДЕНТОВ – ЗАОЧНИКОВ ПО
ВЫПОЛНЕНИЮ КОНТРОЛЬНОЙ РАБОТЫ
МП. 00479926.270802.15

Автор:
Померанцева Антонина Георгиевна, преподаватель
КГБПОУ «Канский политехнический колледж»

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	4
1 Исходные данные к задаче 1	6
2 Пример решения задачи 1.....	7
3 Исходные данные к задаче 2	21
4 Пример решения задачи 2.....	22
5 Исходные данные к задаче 3	29
6 Пример решения задачи 3.....	30
Список источников.....	34
Приложение А – Таблицы для расчета ЖБК.....	34
Приложение Б – Защитный слой бетон.....	40
Приложение В – Поперечное армирование элементов.....	41

ВВЕДЕНИЕ

Данное методическое пособие предназначено для студентов заочного отделения специальности 270802 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений» для выполнения контрольной работы по ПМ 01. МДК 01.01 раздел 2 Строительные конструкции.

Пособие содержит:

- примеры расчета железобетонных балок прямоугольного и таврового сечений, колонны со случайным эксцентриситетом;
- методику конструирования ж/б элементов;
- пример рабочего чертежа балки прямоугольного сечения;
- все необходимые для расчетов таблицы и извлечения из СнИПа 2.03.01-84*.

В задачах 1 и 2 необходимо рассчитать изгибаемые элементы: (балки прямоугольного и таврового сечения), в задаче 3 — центральносжатую колонну.

Контрольную работу следует выполнять во варианте по последним двум цифрам зачетной книжки:

- последняя цифра — вариативные данные из таблиц;
- предпоследняя цифра — индивидуальное изменение пролета балки (длины колонны) на десятые доли метра.

Например:

Зачетная книжка № 734, следовательно, из таблиц по задачам 1,2 и 3 выписываются исходные данные по варианту 4, но

- в задаче 1 — пролет балки $l=8,0-0,3=7,7$ м;
- в задаче 2 — пролет балки $l=7,4-0,3=7,1$ м;
- в задаче 3 — расчетная длина колонны $l_0=7,4-0,3=7,1$ м;

Для успешного выполнения задания необходимо изучить в [3] с.24-32, 40-44, 204-228, 113-126 такие вопросы:

- Конструктивные особенности изгибаемых элементов (обратить внимание на армирование и конструирование балок).
- Напряженно - деформативное состояние изгибаемых элементов.
- Нормативные и расчётные сопротивления бетона и арматуры.
- Расчёт сечения любой симметричной формы и прямоугольного сечения с помощью таблиц.
- Конструктивные особенности колонн.
- Расчет внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения при случайных эксцентриситетах.

Контрольную работу необходимо оформлять на листах писчей бумаги в соответствии со Стандартом колледжа. Чертежи к задачам можно выполнять на ватмане (формат А4, А3), миллиметровой или писчей бумаге, вручную или в программе AutoCad.

1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧЕ 1

Рассчитать и сконструировать однопролетную свободноопертую ж/б балку прямоугольного сечения, загруженную равномерно – распределённой нагрузкой. Исходные данные для задачи по вариантам приведены в таблице 1.

Таблица 1 — Исходные данные к задаче 1

Исходные данные	Вариант									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Пролет балки l , м	6,0	5,5	7,0	8,0	6,4	6,2	6,8	5,0	5,4	7,2
Шаг балки a , м	5,3	5,4	5,9	6,1	6,3	5,6	6,0	5,8	6,5	5,7
Постоян.норматив. нагрузка q , кН/м ²	3,2	4,1	5,6	6,0	7,2	6,2	5,0	4,6	3,8	6,4
Район строительства	Москва	Рига	Одесса	Омск	Тула	Львов	Томск	Чита	Киров	Киев
Бетон класса	B25	B20	B25	B30	B25	B20	B25	B20	B25	B30
Арматура из стали класса	A-II	A-III	A-II	A-III	A-III	A-II	A-III	A-II	A-III	A-II

Коэффициент надёжности по нагрузке для постоянной нагрузки

$n_1 = 1,1$, для временной (снеговой) нагрузки $n_2 = 1,4$ [4, с.8]

Временную нагрузку принимаем по [4 таблица 4] в соответствии с районом строительства.

г. Москва $R_H = 1,0$ кН/м²

г. Львов $R_H = 0,5$ кН/м²

г. Рига $R_H = 0,7$ кН/м²

г. Томск $R_H = 1,5$ кН/м²

г. Одесса $R_H = 0,5$ кН/м²

г. Чита $R_H = 0,5$ кН/м²

г. Омск $R_H = 0,7$ кН/м²

г. Киров $R_H = 1,5$ кН/м²

г. Тула $R_H = 1,0$ кН/м²

г. Киев $R_H = 0,7$ кН/м²

г. Канск $R_H = 1,5$ кН/м²

2 ПРИМЕР РЕШЕНИЯ ЗАДАЧИ 1

2.1 Исходные данные

Пролет балки $\ell = 4,5$ м

Шаг балок $a = 6$ м

Постоянная нормативная нагрузка $q = 3$ кН/м²

Район строительства г. Канск ($P_n = 1,5$ кН/м²)

Бетон класса В15

Арматура из класса А III

2.2 Расчетная погонная нагрузка

Полная величина нагрузки определяется как сумма постоянной и временной расчётных нагрузок. Для получения расчётных нагрузок нужно нормативное значение нагрузки умножить на коэффициент надёжности по нагрузке. Чтобы получить погонную нагрузку на балку, q , кН/м², нужно нагрузку на 1 м² умножить на шаг балок по рисунку 1

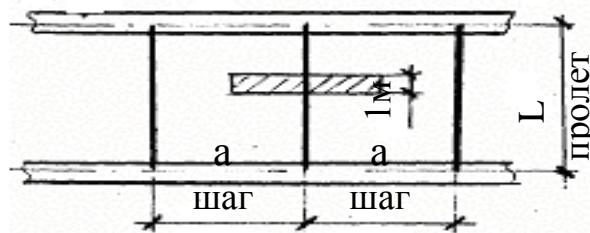


Рисунок 1

Погонную нагрузку q , кН/м², определим по формуле

$$q = (q_n \cdot n_1 + p_n \cdot n_2) \cdot a \quad (1)$$

Подставив исходные данные в формулу (1), получим

$$q = (3 \cdot 1,1 + 1,5 \cdot 1,4) \cdot 6 = 32,4 \text{ кН/м}$$

2.3 Расчётный пролёт

За расчётный пролёт ℓ_o , м, принимается расстояние между центрами опорных площадок по рисунку 2, по формуле

$$\ell_o = \ell - \ell_{\text{оп}} - 2 c_{\text{шв}}, \quad (2)$$

где - ℓ - номинальный пролет плиты, мм;

$\ell_{\text{оп}}$ - величина опоры балки, мм;

$c_{\text{шв}}$ - величина шва, мм;

Примем условно величину опоры балки $\ell_{\text{оп}} = 200$ мм, величину швов $c_{\text{шв}} = 30$ мм, тогда по формуле (2) получим

$$\ell_o = 4500 - 200 - 2 \cdot 30 = 4240 \text{ мм} = 4,24 \text{ м}$$

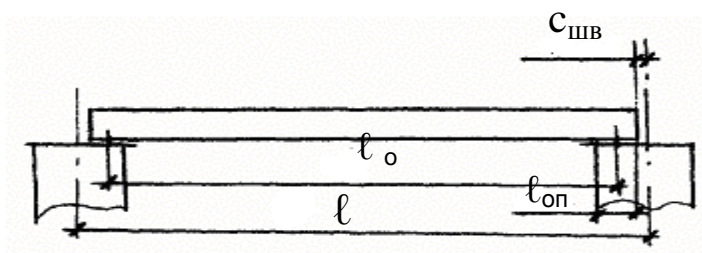


Рисунок 2

2.4 Внутренние усилия в балке

Определяем внутренние усилия в балке $M, \text{кНм}$, и $Q, \text{кН}$, по расчётной схеме по рисунку 3 и формулам

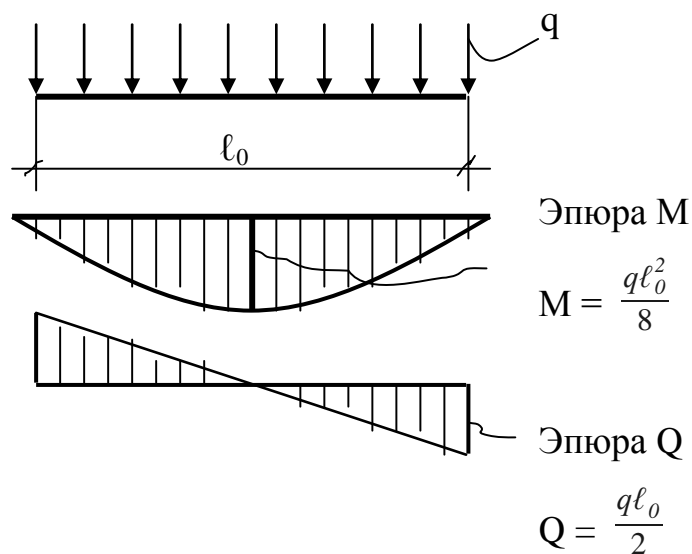


Рисунок 3

$$M = \frac{q\ell_0^2}{8} \quad (3)$$

$$Q = \frac{q\ell_0}{2} \quad (4)$$

Подставив значения, получим по формулам (3) и (4)

$$M = \frac{32,4 \cdot 4,24^2}{8} = 72,81 \quad \text{кНм}$$

$$Q = \frac{32,4 \cdot 4,24}{2} = 68,69 \quad \text{кН}$$

2.5 Размеры поперечного сечения балки

Определяем по конструктивным требованиям размеры балки из следующих условий: высота должна быть $1/10 \div 1/20$ часть пролёта, кратна 5 см; а ширина $0,3 \div 0,5$ от высоты (100 , 120 , 150 , 200 , 220 , 250 мм)

При пролете $l = 4,5$ м

$h = (450/10) \div (450/20) = 45 \div 22$ см, примем $h = 40$ см;

$b = (0,3 \cdot 40) \div (0,5 \cdot 40) = 12 \div 20$ см, примем $b = 15$ см

2.6 Расчет продольной арматуры (расчет по нормальному сечению)

2.6.1 Определяем коэффициент A_o по формуле

$$A_o = M / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2), \quad (5)$$

где - M - расчетный момент, кН · см

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, принимается по таблице 6А Приложения А

$$R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$$

$\gamma_{b2} = 0,9$ (таблица 15 [4]);

b - ширина поперечного сечения балки, см;

h_o – рабочая высота сечения балки, см.

h_o – это расстояние от верхней кромки балки до центра рабочей арматуры по рисунку 4 и определяют по формуле

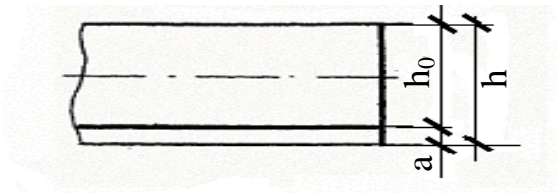


Рисунок 4

$$h_0 = h - a , \quad (6)$$

где - $a = 3 \div 4$ см, сумма защитного слоя бетона в растянутой зоне и половины диаметра арматуры, см .

Тогда $h_0 = 40 - 3 = 37$ см

Подставим значения в формулу (5), получим

$$A_0 = 7281 / (0,85 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37^2) = 0,46$$

По таблице 4А Приложения А определяем предельное значение $A_{0 \max}$ и сравниваем с A_0 . Если $A_0 < A_{0 \max}$, то рабочая арматура нужна только в растянутой зоне бетона.

2.6.2 По таблице 2А Приложения А по значению коэффициента A_0 определяем значение коэффициента ν

2.6.3 Вычисляем площадь продольной арматуры A_s , см², по формуле

$$A_s = M / (R_s \cdot \nu \cdot h_0) , \quad (7)$$

где - R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимается по таблице 5А Приложения А в соответствии с классом

продольной арматуры ; МПа, кН/см² ;

По полученной площади A_s , см², по таблице 3А Приложения А принимаем количество стержней и их диаметр, так чтобы принятая площадь была более расчетной на 5 – 7 %. Количество стержней желательно принимать 2 , 3 , 4 , 6 с учетом постановки 2х или 3х каркасов.

2.6.4 Верхнюю монтажную арматуру принимаем конструктивно диаметром 10 – 12 мм из стали А-I, из расчета один стержень на каркас.

2.6.5 Если $A_o > A_{o \max}$, а $\xi > \xi_R$, то сечение с одиночной арматурой окажется переармированным и верхнюю сжатую арматуру нужно также определять расчетом. Сечение считается с двойной арматурой по рисунку 5

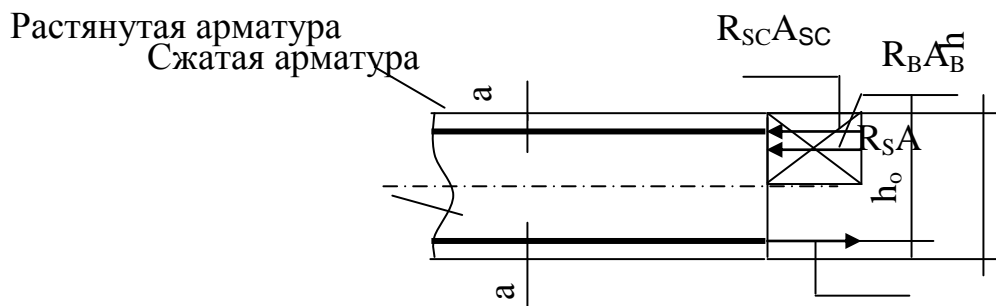


Рисунок 5

$A_o = 0,46 > A_{o \max} = 0,44$, следовательно, сечение с двойной арматурой.

Определяем площадь сжатой арматуры A_{sc} , см², по формуле

$$A_{sc} = (M - R_B \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0^2 A_{o \max}) / R_{sc} (h_0 - a') \quad (8)$$

где R_{sc} – расчетное сопротивление сжатой арматуры из таблицы 5А

Приложения А Для А – I, $R_{sc} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$

$a' = 3 \div 4$ см, сумма защитного слоя бетона в сжатой зоне и половина диаметра сжатой арматуры.

Тогда по формуле (8) получим

$$A_{sc} = (7281 - 0,85 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37^2 \cdot 0,44) / 22,5 (37 - 3) = 0,48 \text{ см}^2$$

Определяем площадь растянутой арматуры A_s , см^2 , по формуле

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_B \cdot \gamma_{B2} \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A_{sc}}{R_s} \quad (9)$$

где, ξ_R – предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, по таблице 4А Приложения А. Примем $\xi_R = 0,663$, тогда по формуле (9) получим

$$A_s = \frac{0,663 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37 + 22,5 \cdot 0,48}{36,5} = 8,01 \text{ см}^2$$

$R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$, расчетное сопротивление арматуры растяжению, принимаемое по таблице 5 Приложения А для рабочей арматуры.

По найденным значениям по сортаменту (таблица 3А Приложение А) принимаем количество и диаметры стержней для сжатой и растянутой зоны так, чтобы площадь принятая была больше расчетной на 5 – 7 % .

Сжатая - 2 Ø 10 $A_{sc} = 1,57 \text{ см}^2$

Растянутая - 4Ø16 $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ по рисунку 6

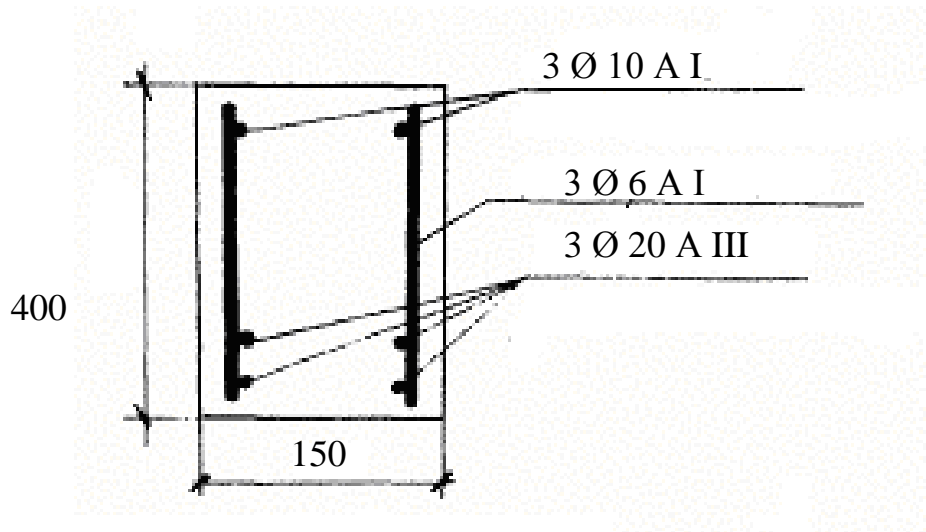


Рисунок 6

2.7 Расчет поперечной арматуры

2.7.1 Проверяем необходимость поперечной арматуры по условию

$$Q = \varphi_{вз} \cdot R_{вт} \cdot \gamma_{в2} \cdot b \cdot h_0, \quad (10)$$

где $\varphi_{вз}$ – коэффициент зависящий от вида бетона, для тяжелого бетона $\varphi_{вз} = 0,6$

$R_{вт}$ – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, по таблице 6А Приложения А

$$R_{вт} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$$

По этому условию возможны 2 случая:

1. Если условие выполняется, то поперечная арматура по расчету не требуется.

Она ставится конструктивно

2. Если условие не выполняется, то поперечная арматура назначается расчетом.

Подставим значения в формулу (10) получим

$$Q = 68,69 \text{ кН} \not\leq 0,6 \cdot 0,075 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37 = 22,48 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, следовательно, нужен расчет.

2.7.2 Определяем необходимое погонное усилие в поперечных стержнях $q_{s\omega}$, кН/см, по формуле

$$q_{s\omega} = Q^2 / (4 \cdot \varphi_{B2} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_{Bt} \cdot \gamma_{B2}), \quad (11)$$

где, Q – максимальная поперечная сила, кН

φ_{B2} – коэффициент, зависящий от вида бетона. Для тяжелого бетона $\varphi_{B2} = 2$;

Подставим значения в формулу (11), получим

$$q_{s\omega} = 68,69^2 / (4 \cdot 2 \cdot 0,075 \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37^2) = 0,43 \text{ кН/см}$$

2.7.3 Задаемся диаметром поперечных стержней из условия свариваемости по таблице 7А Приложения А

Для стержней $\varnothing 16$ мм наименьший диаметр по свариваемости 4 мм ($\frac{1}{4}$ часть диаметра), но т.к. сталь А-I катается с 6 мм, примем диаметр поперечного стержня 6 мм.

2.7.4 По сортаменту определяем площадь сечения поперечных стержней для балки по рисунку 6 - 2 $\varnothing 6$ $A_{s\omega} = 0,57 \text{ см}^2$ (таблица 3А Приложения А)

2.7.5 Определяем необходимый шаг поперечной арматуры на приопорных участках S_1 , см, по формуле

$$S_1 = R_{s0} \cdot A_{s0} / q_{s0} \quad (12)$$

где, R_{s0} – расчетное сопротивление поперечной арматуры по таблице 5А Приложения А. Для А - I $R_{s0} = 17,5 \text{ кН/см}^2$

Подставив значения в формулу (12), получим

$$S_1 = 17,5 \cdot 0,57 / 0,43 = 23,20 \text{ см}$$

Найденное значение шага сравниваем с величиной, определенной по конструктивным требованиям.

2.7.6 По конструктивным требованиям по Приложению В: шаг на приопорных участках при $h \leq 450 \text{ мм}$:

$$S_2 \leq h/2 = 400/2 = 200 \not\leq 150 \text{ мм}$$

Примем $S_1 = 15 \text{ см}$ – шаг у опор

В средней части пролета шаг поперечных стержней $S_2 \leq 3/4h \leq 500 \text{ мм}$,

$$S_2 = 3 \cdot 400 / 4 = 300 \text{ мм} < 500 \text{ мм},$$

Примем шаг в середине пролета $S_2 = 300 \text{ мм}$

Выполняем конструирование балки для армирования сварными каркасами, составляем ведомость стержней и расхода стали рисунок 7 и таблицы 2.3.

2.8 Конструирование балки

Арматура балки объединяется в пространственный каркас КП. Он состоит из двух плоских каркасов КР – 1, соединительных стержней (позиция 4) в соответствии с рисунком 7

Плоские каркасы состоят из рабочей (позиция 1) монтажной (позиция 2) и поперечной арматуры (позиция 3)

Количество и диаметр рабочей арматуры определён расчетом, при этом по конструктивным требованиям диаметр должен быть от 10 до 40 мм. Рабочая арматура располагается в нижней растянутой зоне балки с учетом минимального защитного слоя бетона (Приложения Б).

Защитный слой для поперечной и монтажной арматуры принимается не менее диаметра арматуры и не менее 10 мм при $h \leq 250$ мм; 15 мм при $h > 250$ мм

Монтажная арматура должна приниматься диаметром 10 – 12 мм, располагается в верхней сжатой зоне балки с учетом защитного слоя. В случае перearмированного сечения в верхней сжатой зоне – рабочая сжатая арматура (позиция 2)

Шаг и диаметр поперечной арматуры определены расчетом. Величина защитного слоя определяется по Приложению Б. Петли монтажные можно принять конструктивно.

Армирование сначала прорабатывается эскизно, затем вычерчивается рабочий чертеж балки рисунок 7. В него входит:

- 1 общий вид элемента (2 проекции),
- 2 схема армирования со всеми арматурными изделиями (каркасы, сетки, петли, соединительные стержни),
- 3 чертежи всех арматурных изделий.

По выполненным чертежам составляются: ведомость стержней на 1 элемент и ведомость стали на 1 элемент, используя таблицу 3А Приложения А

Таблица 2 - Спецификация арматуры

Марка изделия	Позиция изделия	Наименование	Кол.	Масса одной детали, кг	Масса одного изделия, кг	Масса всех изделий, кг
КР – 1 шт. 2	1	Ø16А-III ℓ=4440	2	7,01	18,76	37,52
	2	ГОСТ5781-82	1	2,74		
	3	Ø10А-I ℓ = 4440 Ø6 А-I ℓ = 370	25	0,08		
СО – 1 шт. 16	4	Ø6 А-I ℓ = 120	1	0,03	0,03	0,48
П – 1 шт. 2	5	Ø12 А-I ℓ = 1100	1	0,98	0,98	1,96
						39,96

Таблица 2 - Ведомость расхода стали на один элемент

Марка элемента	Изделия арматурные				Всего
	Арматура класса				
	А-III	А- I			
	ГОСТ 5781 – 82				
	Ø16	Ø6	Ø10	Ø12	
БЖС – 1	28,04	4,48	5,48	1,96	39,96

БЖС - 1

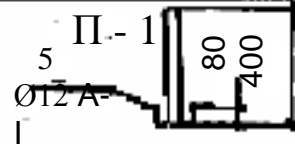
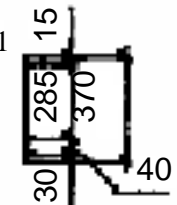
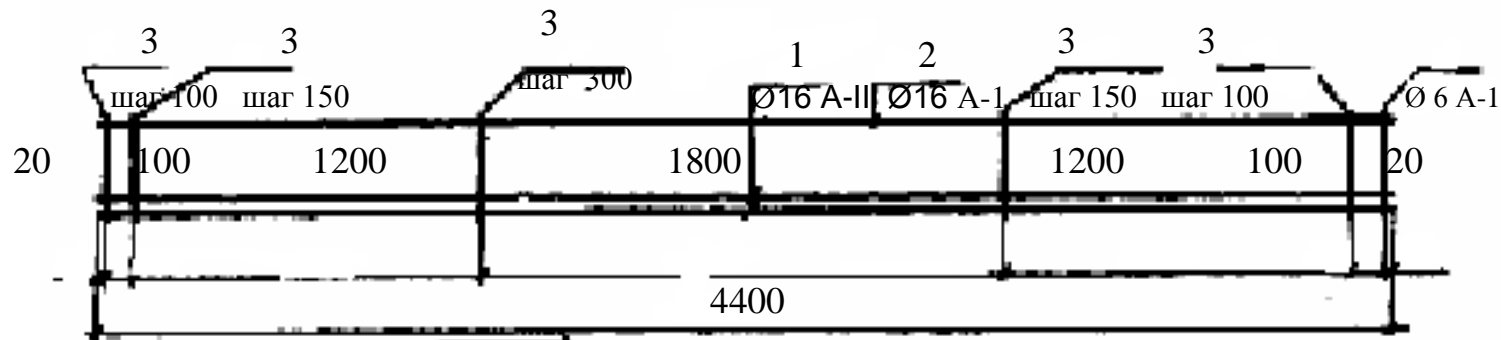
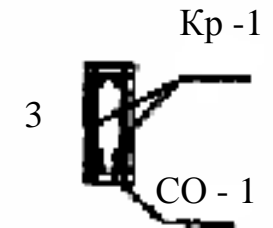
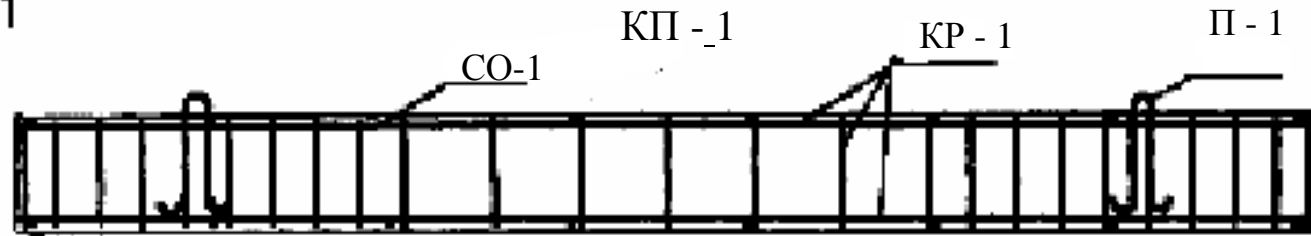
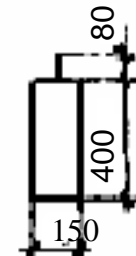
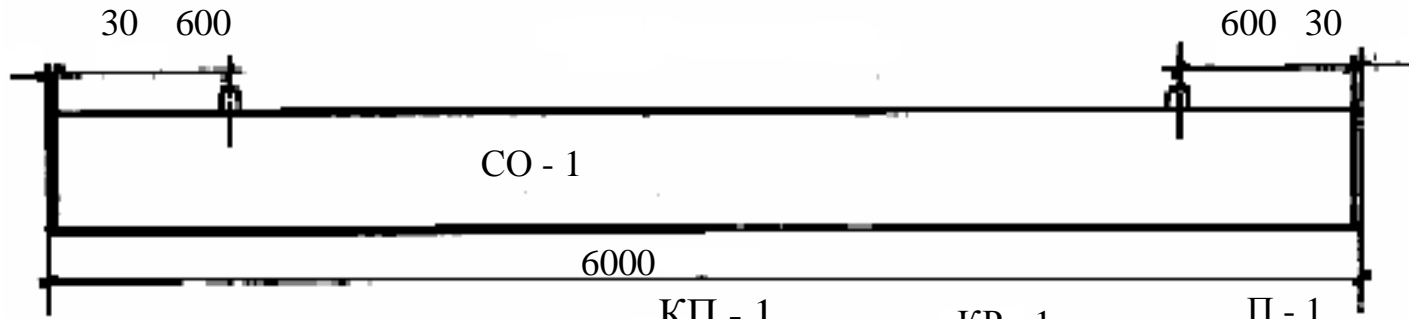


Таблица 4 - Исходные данные к задаче 2

Исходные данные	Вариант									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Пролет балки ℓ , м	7,2	7,4	7,6	6,2	6,7	7,1	8,2	8,7	6,8	6,0
Размеры балки, мм: h b	550	500	450	550	500	450	550	500	450	600
	200	220	120	250	200	180	240	210	150	250
Размеры полки, мм h_f^d b_f^d	120	100	80	110	100	60	80	100	80	120
	600	550	500	550	500	550	500	550	500	600
Постоян. нормативная нагрузка q_n , кН/м ²	3,0	2,5	2,0	3,1	2,9	2,8	2,6	2,7	3,0	3,4
Назначение здания	Жилой дом	Читальный зал	Школа	Больница	Детский сад	Архив	Техникум	Интернат	Столовая	Спортзал
Бетон класса	B15	B25	B30	B20	B15	B25	B20	B30	B15	B25
Арматура из стали класса	A-III	A-II	A-III	A-III	A-III	A-III	A-II	A-III	A-II	A-III

3 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧЕ 2

Рассчитать и сконструировать однопролетную балку таврового сечения, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. Исходные данные принять из таблицы 4.

Значение временной нормативной нагрузки принимается по таблице [4, таблица 3] в соответствии с назначением здания :

- жилой дом $p_n = 1,5$ кПа,
- читальный зал, школа, техникум $p_n = 2$ кПа,
- больница, детский сад, интернат $p_n = 1,5$ кПа,
- столовая $p_n = 3$ кПа,
- спортзал $p_n = 4$ кПа,
- архив $p_n = 5$ кПа,

Коэффициент надежности по нагрузке при значении менее 2 кПа принимается $n_2 = 1,3$,

- при значении p_n равном 2 кПа и более – $n_2 = 1,2$,

4 ПРИМЕР РЕШЕНИЯ ЗАДАЧИ 2

4.1 Исходные данные к задаче 2

Пролет балки $\ell = 6,2$ м

Размеры балки $h = 450$ мм

$$b = 150 \text{ мм}$$

Размеры полки $h_f' = 120$ мм

$$b_f' = 350 \text{ мм}$$

Постоянная нормативная нагрузка $q_n = 3,2$ кН/м²

Назначение здания – школа

Временная нагрузка $R_n = 2$ кПа

Бетон класса В 20

Класс рабочей арматуры А - II

Коэффициент надежности по нагрузке $n_1 = 1,1$

Длина опоры балки $\ell_{оп} = 280$ мм (условно)

Размер швов $c_{шв} = 15$ мм

4.2 Расчетная погонная нагрузка

1 Определяем расчетную погонную нагрузку q , кН/м, по формуле (1)
шаг балок a , м, можно принять 6 метров

Подставив значения в формулу (1) получим

$$q = (3,2 \cdot 1,1 + 2,0 \cdot 1,2) \cdot 6 = 35,52 \text{ кН/м}$$

4.3 Расчетный пролет

Определяем расчетный пролет ℓ_0 (по рисунку 2 задача 1) по формуле
(2)

$$\ell_0 = \ell - \ell_{оп} - 2C_{шв} = 6200 - 280 - 2 \cdot 15 = 5890 \text{ мм} = 5,89 \text{ м}$$

4.4 Внутренние усилия в балке

Определяем максимальный изгибающий момент M , кНм, и поперечную силу Q , кН, по формулам (3) и (4)

$$M = q\ell_0^2/8 = 35,52 \cdot 5,89^2/8 = 154,03 \text{ кНм}$$

$$Q = q\ell_0/2 = 35,52 \cdot 5,89/2 = 104,61 \text{ кН}$$

4.5 Два случая расчета тавровых сечений

4.5.1 Определяем расчетный случай, для этого определим несущую способность таврового сечения при $x = h_f'$ в соответствии с рисунком 8 по формуле

$$M_{сеч} = R_b \cdot V_f^I \cdot h_f^I (h_0 - 0.5 h_f^I), \quad (13)$$

где $R_b = 11,5 \text{ МПа} \times 0,9 = 10,35 \text{ МПа} = 1,035 \text{ кН/см}^2$ (таблица 6А

Приложения А и $\gamma_{в2} = 0,9$)

$$h_0 = h - a = 45 - 3 = 42 \text{ см}$$

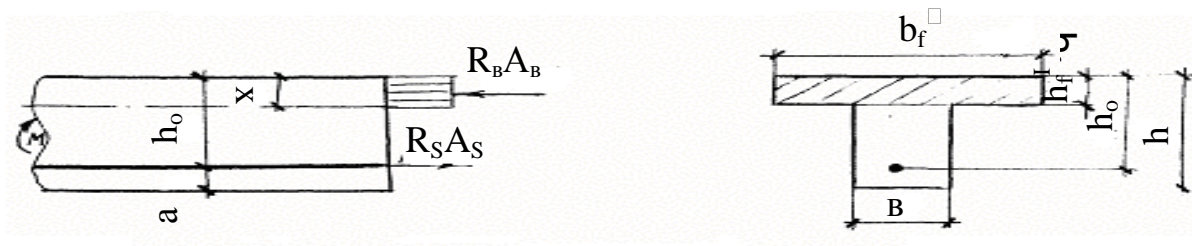


Рисунок 8

$$M_{\text{сеч}} = 1,035 \cdot 35 \cdot 12 \cdot (42 - 0,5 \cdot 12) = 15649,2 \text{ кНсм} = 156,5 \text{ кНм}$$

Сравниваем $M_{\text{сеч}}$ с максимальным изгибающим моментом

4.5.2 Если $M_{\text{сеч}}$ окажется больше момента изгибающего, то следовательно нейтральная ось проходит в полке и сечение можно рассчитывать как прямоугольное с размерами b_f' и h .

$M_{\text{сеч}} = 156,5 \text{ кНм} > M = 154,03 \text{ кНм}$, расчет ведем по следующей схеме

$A_0 \rightarrow \nu \rightarrow A_s$, т.е. по формулам 3, 5

Определяем A_0

$$A_0 = M / (R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2) = 15403 / (1,035 \cdot 35 \cdot 42^2) = 0,24$$

$A_{0 \text{ max}} = 0,43$ (таблица 4А Приложения А)

$A_0 = 0,24 < A_{0 \text{ max}} = 0,43$; следовательно, сечение с одиночной арматурой

По A_0 определяем ν по таблице 2А Приложения А, $\nu = 0,86$

Определяем площадь растянутой арматуры : A_s , см^2 , по формуле (7)

$$A_s = M / (R_s \cdot \nu \cdot h_0)$$

где , R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению по таблице 5А Приложения А

$$R_s = 280 \text{ МПа} = 28 \text{ кН/см}^2$$

$$A_s = 15403 / (28 \cdot 0,86 \cdot 42) = 15,229 \text{ см}^2$$

По сортаменту (таблица 3А Приложения А) подбираем число и диаметр стержней, так чтобы их площадь была не менее расчетной.

Примем 2 Ø 32 $A_s = 16,08 \text{ см}^2$

4.5.6. Если $M_{сеч} < M$, то нейтральная ось находится в ребре и сечение необходимо рассчитывать как тавровое по следующей схеме:

1) Определяем момент воспринимаемый свесами $M_{св}$, кН·см, по рисунку 9 по формуле

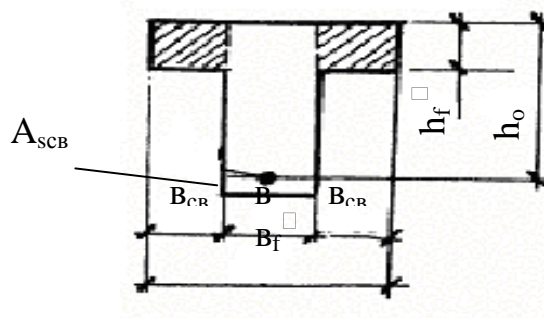


Рисунок 9

$$M_{св} = R_b \cdot (B_f^I - b) \cdot h_f^I \cdot (h_o - 0,5h_f^I) \quad (13)$$

2) Определяем соответствующую этому моменту часть растянутой арматуры $A_{s,св} \text{ см}^2$, по формуле

$$A_{св} = M_{св} / [R_s (h_o - 0,5h_f^I)] \quad (14)$$

где, R_s – расчетное сопротивление растянутой арматуры (таблица 5А Приложения А), кН/см².

3) Определяем момент воспринимаемый ребром M_1 , кН·см по рисунку 10 по формуле

$$M_1 = M - M_{св} \quad (15)$$

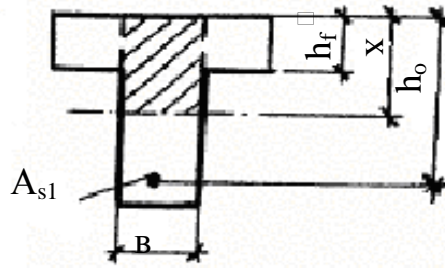


Рисунок 10

4) Рассчитываем ребро как прямоугольное сечение по формулам 3, 5

Определяем коэффициент $A_0 = M_1 / R_b \cdot b \cdot h_0^2$;

По A_0 находится коэффициент ν по таблице 2А Приложения А

Определяем соответствующую моменту M_1 часть растянутой арматуры $A_{s1}, \text{ см}^2$,

$$A_{s1} = M_1 / (R_s \cdot \nu \cdot h_0)$$

5) Полная площадь рабочей арматуры $A_s, \text{ см}^2$, определится как сумма всех найденных площадей:

$$A_s = A_{s,cb} + A_{s1}$$

6) По найденной площади подбирается количество стержней и их диаметр по таблице 3А Приложения А

4.6 Расчет поперечной арматуры

4.6.1 Проверяем необходимость поперечной арматуры по условию (10):

$$Q \leq \varphi_{B3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

$\varphi_{B3} = 0,6$ (для тяжелого бетона)

$R_{Bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа = $0,081$ кН/см² (таблица 6А Приложения А и

$\gamma_{B2} = 0,9$)

$$Q = 104,61 \text{ кН} \not\leq 0,6 \cdot 0,081 \cdot 15 \cdot 42 = 30,62 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, следовательно нужен расчет арматуры

4.6.2 Определяем необходимое погонное усилие в поперечных стержнях q_{sw} , кН/см, по формуле (11)

$$q_{sw} = Q^2 / (4\varphi_{B2} \cdot R_{Bt} \cdot b \cdot h_0^2) = 104,61^2 / (4 \cdot 2 \cdot 0,081 \cdot 15 \cdot 42^2) = 0,64 \text{ кН/см}$$

4.6.3 Примем 2 каркаса, т.к. 2 продольных стержня. Диаметр поперечных стержней из условия свариваемости по таблице 7А Приложения А - Ø8 мм. Площадь двух стержней Ø 8 мм по сортаменту $A_{sw} = 1,01$ см² (таблица 3А Приложения А).

4.6.4 Определяем расчетный шаг поперечных стержней на приопорных участках S_1 по формуле (12)

$$S_1 = R_{sw} \cdot A_{sw} / q_{sw} = 17,5 \cdot 1,01 / 0,64 = 27,62 \text{ см}$$

4.6.5 По конструктивным требованиям (Приложение В) определяем шаг стержней.

- на приопорных участках $S_1 \leq h/2 = 45/2 = 225$ мм $\not\leq 150$ мм,

Примем $S_1 = 15$ см

- в средней части пролета $S_2 \leq 3/4 \cdot h = 3 \cdot 450 / 4 = 337,5$ мм ≤ 500 ,

Примем $S_2 = 30$ см

Выполняем конструирование балки для армирования сварными каркасами, составляем ведомость арматурных стержней и расхода стали. Для

этого используем рисунок 7 и рекомендации по конструированию балок в задаче 1 , соблюдение защитного слоя бетона (Приложение Б)

5 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧЕ 3

Рассчитать и сконструировать сборную железобетонную колонну среднего ряда при исходных данных из таблицы 5.

Таблица 5 - Исходные данные к задаче 3

Исходные данные	Вариант									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Расчетная нагрузка, кН : Длительно действующая $N_{дл}$	1340	900	770	1300	720	1150	750	990	1500	1040
Кратковременно действующая $N_{кр}$	1050	380	280	850	250	600	240	420	1100	320
Расчетная длина колонны l_0 , м	7,0	6,2	5,9	7,4	5,6	6,7	5,6	6,8	8,0	6,0
Сечение колонны $b_c \times h_c$, мм	400х 400	350х 350	300х 300	400х 400	300х 300	300х 300	300х 300	350х 350	400х 400	350х 350
Бетон класса	B30	B25	B20	B30	B25	B25	B20	B25	B30	B30
Арматура из стали класса	A-III	A-III	A-II	A-III	A-II	A-III	A-II	A-III	A-III	A-III

6 ПРИМЕР РЕШЕНИЯ ЗАДАЧИ 3

Исходные данные к задаче 3

Расчетная нагрузка :

- длительнодействующая $N_{дл.} = 900$ кН

- кратковременнодействующая $N_{кр.} = 1000$ кН

Расчетная длина колонны $\ell_0 = 6,0$ м

Сечение колонны $b_c \times h_c = 300 \times 300$ мм

Бетон класса В 20

Арматура из стали класса А- III

Отметка верха фундамента (- 0,150)

Решение задачи 3

Элементы прямоугольного сечения с симметричным армированием стержнями из стали классов А-II, А-III при случайном эксцентриситете можно рассчитывать как центрально-сжатые по условию:

$$N \leq \eta \varphi [R_B A_B + R_{sc} A_{sc}], \quad (16)$$

откуда,

$$A_{sc} = N / \eta \varphi R_{sc} - R_B \cdot A_B / R_{sc}, \quad \text{см}^2 \quad (17)$$

где N – полная продольная расчетная нагрузка в нижнем этаже, кН.

$$N = N_{дл.} + N_{кр.} = 900 + 1000 = 1900 \text{ кН}$$

$A_B = b_c \times h_c$ – площадь сечения колонны, см^2

$$A_B = 30 \times 30 = 900 \text{ см}^2$$

η – коэффициент условий работы сечения колонны, $\eta = 0,9$ при $h_c \leq 200$ мм, $\eta = 1$ при $h_c > 200$; примем при $h_c = 300$ мм – $\eta = 1$

φ – коэффициент, учитывающий длительность загрузения, гибкость, характер армирования

$$\varphi = \varphi_6 + 2 (\varphi_ж - \varphi_6) \cdot \alpha, \quad (18)$$

где φ_6 и $\varphi_ж$ – определяем по таблице 8А Приложения А в зависимости от отношения длительной нагрузки к полной $N_{дл.}/N$ и от отношения расчетной длины к наименьшему размеру сечения .

$$\begin{aligned} N_{дл.}/N = 900/1900 = 0,47-0,5 & \quad \varphi_6 = 0,65 \\ \ell_0/h = 600/30 = 20 & \quad \varphi_ж = 0,75 \end{aligned}$$

μ – коэффициент армирования, оптимальное значение $\mu = 0,008 \div 0,01$,
примем $\mu = 0,01$

$$\alpha = \mu \cdot R_{sc}/R_B$$

R_B – расчетное сопротивление бетона сжатию по таблице 6А Приложения А с учетом $\gamma_{в2} = 0,9$

$$R_B = 11,5 \times 0,9 = 10,35 \text{ МПа} = 1,035 \text{ кН/см}^2$$

R_{sc} – расчетное сопротивление арматурной стали сжатию по таблице 5А Приложения А $R_{sc} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$

$$\text{Тогда } \alpha = 0,01 \cdot 36,5 / 1,035 = 0,32$$

Определяем коэффициент φ по формуле (18)

$$\varphi = 0,65 + 2(0,75 - 0,65) \cdot 0,32 = 0,71$$

Подставляем все найденные значения в формулу и находим требуемую площадь продольной арматуры A_{sc} , см^2 , по формуле (17)

$$A_{sc} = 1900 / (1 \cdot 0,71 \cdot 36,5) - 1,035 \cdot 900 / 36,5 = 44,95 \text{ см}^2$$

По полученной площади по сортаменту принимаем количество стержней, число стержней может быть 4, 6, 8 диаметр от 12 до 40 мм.

Примем 8Ø28 $A_{sc} = 49,26 \text{ см}^2$

Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах определяется из условия свариваемости по таблице 7А Приложения А.

Примем Ø 8 мм.

Шаг между поперечными стержнями должен быть не более 20 диаметров продольной арматуры, не более 500 мм и кратен 50 мм.

Примем $20 \times 28 = 560 \not\leq 500$ мм, примем шаг 500 мм,

Длина колонны ℓ_k , м, определяется из следующего условия

$$\ell_k = \ell_o + c + h_{\text{зад}}, \quad (19)$$

где c – расстояние от уровня пола до обреза фундамента (по рисунку 11), м

ℓ_o – расчетная длина колонны, м (исходные данные)

$h_{\text{зад}}$ – величина заделки колонны в стакан, должна быть не менее $1 \div 1,5$ большего размера сечения колонны и не менее 30 диаметров продольной арматуры.

Для примера: $l_0 = 6$ м (исходные данные)

$c = 0,15$ м т.к. отметка обреза - 0,150

$h_{\text{зад}} \geq 1,5 \times 0,3 = 0,45$ м

$h_{\text{зад}} \geq 30 \times 28 = 840$ мм = 0,84 м, примем $h_{\text{зад}} = 0,84$ м

Тогда по формуле (19) $l_k = 6 + 0,15 + 0,84 = 6,99$ м, примем $l_k = 7$ м

Конструирование колонны

Колонна армируется пространственным каркасом состоящим из продольных стержней $\varnothing 28$ А-III и поперечных стержней $\varnothing 8$ А-I через 500 мм друг от друга. Защитный слой бетона для продольной арматуры не менее 20 мм, поперечной – 15 мм. В нижней части колонны шаг стержней должен быть уменьшен для усиления.

Армирование оголовка можно принять типовой сеткой С - 1

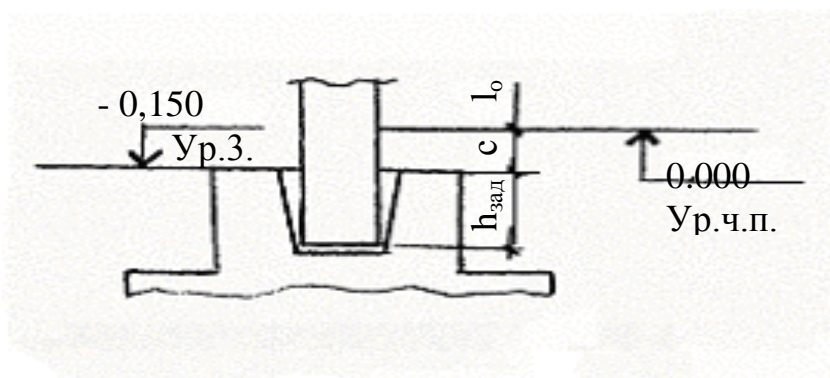


Рисунок 11

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Доркин В.В., Добромыслов А.Н. Сборник задач по строительным конструкциям: Учеб. Для техникумов. 2-е издание, стереотипное –М.:ООО «Издательский дом Альянс», 2009. -272 с.: ил.
2. Казаков Ю.Н., Универсальный справочник прораба. Современная стройка в России от А до Я. - Спб.: Питер, 2009.-576 с.: ил.
3. Сетков В.И., Сербин Е.П. Строительные конструкции: Расчет и проектирование: Учебник. –2-е изд., доп. и испр.- М. : ИНФРА-М. 2009.-448 с.
4. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции.

Дополнительная

- (Интернет-ресурсы)
- kansk-kpk@rambler.ru ;
- kanskpk.su;
- Стройконсультант

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(обязательное)

Таблицы для расчета ЖБК (извлечение из СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции)

Таблица – А1 Соотношение марок и классов бетона

Марка бетона по прочности на сжатие	Класс бетона по прочности на сжатие
М 15	В 1
М 25	В 1,5
М 35	В 2,5
М 50	В 3,5
М 75	В 5
М 100	В 7,5 ; В 10
М 150	В 12,5
М 200	В 15
М 250	В 20
М 300	В 25
М 350	В 27,5
М 400	В 30
М 450	В 35
М 500	В 40
М 600	В 50
М 700	В 55
М 800	В 60

Таблица А2 - Для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой .

$\xi = x/h_0$	$\nu = z_B/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$\nu = z_B/h_0$	A_0
0,01	0,995	0,01	0,35	0,825	0,289
0,02	0,99	0,02	0,36	0,82	0,295
0,03	0,985	0,03	0,37	0,815	0,301
0,04	0,98	0,039	0,38	0,81	0,309
0,05	0,975	0,048	0,39	0,805	0,314
0,06	0,97	0,058	0,4	0,8	0,32
0,07	0,965	0,067	0,41	0,795	0,326
0,08	0,96	0,077	0,42	0,79	0,332
0,09	0,955	0,085	0,43	0,785	0,337
0,1	0,95	0,095	0,44	0,78	0,343
0,11	0,945	0,104	0,45	0,775	0,349
0,12	0,94	0,113	0,46	0,77	0,354
0,13	0,935	0,121	0,47	0,765	0,359
0,14	0,93	0,13	0,48	0,76	0,365
0,15	0,925	0,139	0,49	0,755	0,37
0,16	0,92	0,147	0,5	0,75	0,375
0,17	0,915	0,155	0,51	0,745	0,38
0,18	0,91	0,164	0,52	0,74	0,385
0,19	0,905	0,172	0,53	0,735	0,39
0,2	0,9	0,18	0,54	0,73	0,394
0,21	0,895	0,188	0,55	0,725	0,399
0,22	0,89	0,196	0,56	0,72	0,403
0,23	0,885	0,203	0,57	0,715	0,408
0,24	0,88	0,211	0,58	0,71	0,412
0,25	0,875	0,219	0,59	0,705	0,416
0,26	0,87	0,226	0,6	0,7	0,42
0,27	0,865	0,236	0,61	0,695	0,424
0,28	0,86	0,241	0,62	0,69	0,428
0,29	0,855	0,248	0,63	0,685	0,432
0,3	0,85	0,255	0,64	0,68	0,435
0,31	0,845	0,262	0,65	0,675	0,439

Таблица А3 - Сортамент арматурной стали

Диаметр профиля, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² при числе стержней.										Масса кг/м	Сортамент арм. стали.					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		А-I	А-II	А-III	А-IV	А-V	Вр-I
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	-	-	-	х
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	-	-	-	х
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	-	-	-	х
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	х	-	х	-	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	х	-	х	-	-	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	х	х	х	х	х	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	х	х	х	х	х	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	х	х	х	х	х	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	х	х	х	х	х	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	х	х	х	х	х	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	х	х	х	х	х	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	х	х	х	х	х	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,85	х	х	х	х	х	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,83	х	х	х	х	х	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,43	6,31	х	х	х	х	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,79	7,99	х	х	х	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,61	9,865	х	х	х	-	-	-

Таблица А4 - Значения ξ_R и $A_{o\max}$

	Коэффициенты	В 12,5	В 15	В 20	В 25	В 30	В 35	В 40
А-I	ξ_R	0,72	0,706	0,688	0,67	0,64	0,627	0,609
	$A_{o\max}$	0,461	0,457	0,451	0,446	0,435	0,43	0,424
А-II	ξ_R	0,70	0,686	0,667	0,649	0,618	0,605	0,587
	$A_{o\max}$	0,455	0,451	0,445	0,438	0,427	0,422	0,415
А-III	ξ_R	0,677	0,663	0,644	0,625	0,594	0,581	0,563
	$A_{o\max}$	0,448	0,443	0,437	0,43	0,418	0,421	0,405
А-IV	ξ_R	—	0,59	0,57	0,55	0,52	0,50	0,36
	$A_{o\max}$	-	0,42	0,41	0,40	0,38	0,38	0,3
А-V	ξ_R	—	0,58	0,56	0,54	0,51	0,49	0,48
	$A_{o\max}$	-	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36

Таблица А5 - Расчетные сопротивления арматурной стали

Вид и класс стали		в МПа		
		Rs	Rs ω	Rsc
Горячекатаная стержневая	А - I	225	175	225
	А - II	280	225	280
	А - III \varnothing 6 – 8 мм	355	285	355
	А - III \varnothing 10 – 40 мм	365	290	365
	А - IV	510	405	390
	А - V	680	545	390
	А - VI	815	650	390
Проволочная холоднотянутая	Вр - I \varnothing 3 мм	375	270	375
	Вр - I \varnothing 4 мм	370	265	365
	Вр - I \varnothing 5 мм	360	260	360

Извлечение из СНиП 2.03.01. – 84* таблицы 22 ,23 .

Таблица А6 - Расчетные сопротивления бетона , МПа

		Класс бетона						
		В 12,5	В 15	В 20	В 25	В 30	В 35	В 40
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый бетон	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый бетон	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4

(Извлечение из СНиП 2.03.01 – 84* таблица 13)

Таблица А7 - Соотношение между диаметрами по условию свариваемости

Диаметр стержня одного направления , мм .	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями одного направления .	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе , мм	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80

Таблица А8 - Значения коэффициентов φ_v и $\varphi_{ж}$ для расчета колонн

ℓ_0/h Nдл/N	φ_v и $\varphi_{ж}$ при ℓ_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
Коэффициент φ_v								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,80	0,73	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Коэффициент $\varphi_{ж}$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,83	0,77	0,70

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(обязательное)

Защитный слой бетона

(извлечение из СНиП 2.03.01 – 84* с. 58)

Толщина защитного слоя бетона для продольной арматуры должна быть не менее диаметра стержня и не менее:

- в плитах толщиной до 100 мм – 10 мм,
- в плитах толщиной более 100 мм – 15 мм,
- в балках высотой менее 250 мм – 15 мм,
- в балках высотой 250 мм и более – 20 мм,
- в сборных фундаментах – 30 мм?
- в колоннах — 20мм.

Толщина защитного слоя бетона для поперечного стержня в каркасах при высоте сечения элемента менее 250 мм принимается 10 мм, при высоте сечения элемента 250 мм и более – 15 мм.

Расстояние от концов продольной ненапрягаемой арматуры до торца элементов должно быть не менее 10 мм, а для сборных элементов большой длины (панелей $l > 12$ м, ригелей $l > 9$ м, колонн $l > 18$ м) – не менее 15 мм.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

(обязательное)

Поперечное армирование элементов

(извлечение из СНиП 2.03.01 – 84* с. 62)

5.26 В балочных конструкциях высотой свыше 150 мм, а также в плитах высотой свыше 300 мм должна устанавливаться поперечная арматура....

5.27. Поперечная арматура устанавливается : на опорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке $\frac{1}{4}$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках – расстоянию до ближайшей нагрузки от опоры , но не менее $\frac{1}{4}$ пролета , с шагом :

при высоте сечения элемента h ,

равной или менее 450 мм - не более половины высоты сечения и не более мм ;

при высоте сечения элемента свыше 450 мм – не более одной трети высоты сечения и не более 500 мм;

на остальной части пролета при высоте сечения элемента h свыше 300 мм устанавливается поперечная арматура с шагом не более $\frac{3}{4}$ высоты сечения и не более 500 мм.