

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Диодинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 10.10.2023 16:56:20
Уникальный программный ключ:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

Министерство науки и высшего образования РФ
ФГБОУ ВО «Дагестанский Государственный Технический
Университет»

«Факультет средне-профессионального образования»

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению практических работ по МДК.01.01.
«Проектирование зданий и сооружений» для студентов
специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация
зданий и сооружений»

Махачкала, 2023 г

Методические указания предназначены для проведения практических работ по дисциплине МДК 01.01 «Проектирование зданий и сооружений».

Методические указания содержат общие положения проектирования гражданских и промышленных зданий. Также содержится методический, графический и справочный материал для выполнения практических работ.

Предназначены для студентов СПО, обучающихся по специальности 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий и сооружений», всех форм обучения.

Составители :

Раджабов Р.Г. преподаватель

Омарова Л.А. преподаватель

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
Практическая работа №1.ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА.....	5
Практическая работа №2.ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА ПОД СБОРНУЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННУЮ КОЛОННУ	7
Практическая работа №3.ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ	9
ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ.....	9
Практическая работа №4.	13
РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА.....	13
Практическая работа №5.	17
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ СВАЙ И ИХ ШАГА В РОСТВЕРКЕ	17
Практическая работа №6.	20
ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИИ ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	20
Практическая работа №7.	23
РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ	23
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	28
Приложение А.....	28
Приложение Б.....	29
Приложение В	29
Приложение Г.....	30
Приложение Д.....	31
Приложение Е	31
Приложение Ж	32
Приложение З.....	32
Приложение И.....	36
Приложение К	41
Приложение Л	42
Приложение М	42
Приложение Н.....	43

ВВЕДЕНИЕ

Целью изучения дисциплины «Проектирование зданий и сооружений» является изучение принципов, методов, способов проектирования и конструирования зданий и сооружений, а также овладение основными сведениями о зданиях и их конструктивном построении.

Данные методические указания разработаны для использования в процессе проведения практических занятий по дисциплине «Проектирование зданий и сооружений» под руководством преподавателя в соответствии с изучаемым содержанием учебного материала.

Теоретическая часть методических указаний позволяет закрепить знания, полученные обучающимися в ходе лекционных занятий и самостоятельной работы, а практическая часть – сформировать и закрепить практические навыки в выполнении расчетов оснований и фундаментов, а также железобетонных конструкций.

Практическая работа №1.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА

Цель: научиться определять напряжения от собственного веса грунта.

Задание: определить напряжение от собственного веса грунта на заданной глубине подошвы фундамента.

Общие сведения

Верхние слои грунта оказывают давление на нижние, и это необходимо учитывать при расчетах фундаментов и подземных сооружений. Напряжения от собственного веса грунтов на глубине z от поверхности естественного рельефа для однородного слоя грунта определяются по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i,$$

где γ_i - удельный вес i -го слоя грунта;

h_i - толщина i -го слоя грунта.

Если имеется несколько слоев, напряжения от каждого слоя грунта суммируются. В случае если часть грунта находится на водоупоре, то ниже уровня грунтовых вод WL удельный вес грунта принимается с учетом взвешивающего действие воды γ_{sb} , а напряжение на верхней границе водоупора увеличивается на величину давления воды $\gamma_w h_z$ (рис. 1.1) ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды).

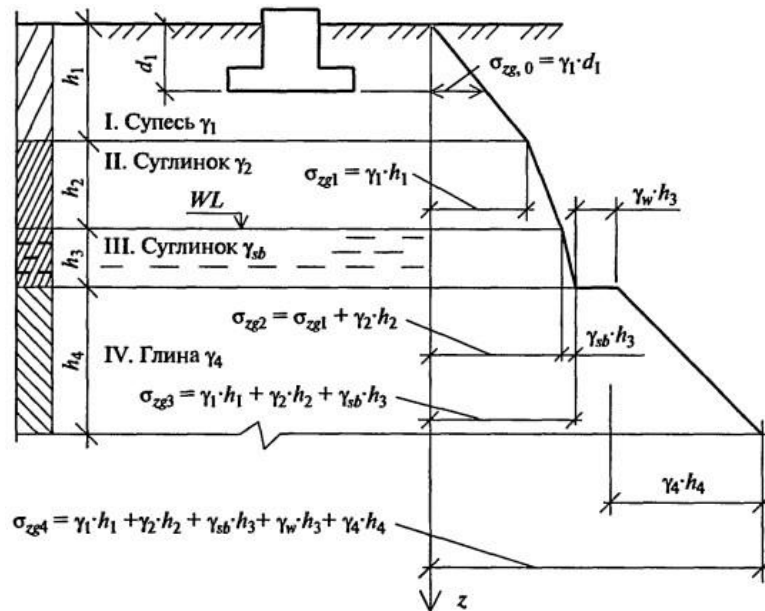


Рис. 1.1. Напряжения от собственного веса

Напряжения, возникающие от собственного веса грунта, на глубине подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 \cdot d_1,$$

где d_1 - глубина заложения фундамента.

Решить типовую задачу

Определить напряжение от собственного веса грунта на глубине подошвы фундамента $d_1=2,0$ м и на глубине 5 м. Состав грунтов и их удельные веса (рис. 1.2)

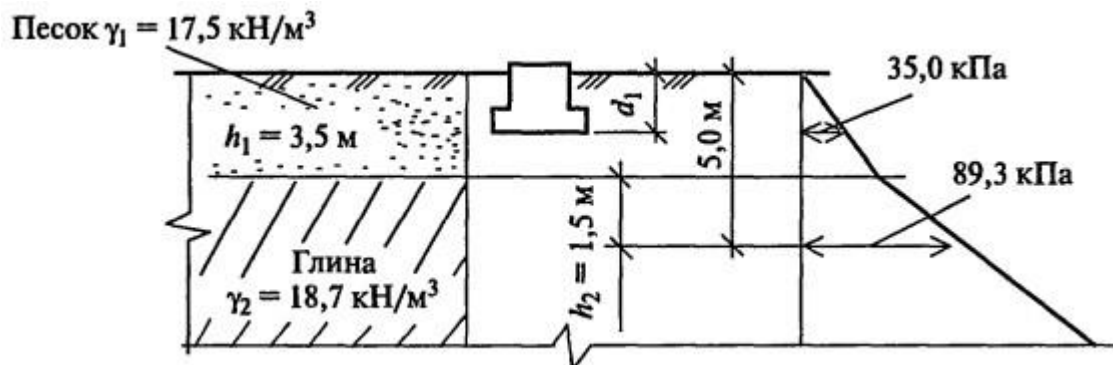


Рис. 1.2. Состав грунтов

Решение.

Напряжения на глубине подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_1 h_1 = 17,5 \cdot 2,0 = 35,0 \text{ кПа};$$

Напряжения на глубине 5,0 м от поверхности грунта:

$$\sigma_{zg} = \sigma_1 h_1 + \sigma_2 h_2 = 17,5 \cdot 3,5 + 18,7 \cdot 1,5 = 89,3 \text{ кПа}.$$

Практическая работа №2.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА ПОД СБОРНУЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННУЮ КОЛОННУ

Цель: научиться выполнять расчет фундаментов мелкого заложения.

Задание: определить размеры подошвы фундамента под сборную железобетонную колонну.

Общие сведения

Фундаменты неглубокого заложения выполняются в заранее вырытых траншеях или котлованах глубиной до 5 м (чаще всего глубина заложения таких фундаментов составляет 1-3 м). Можно выделить следующие типы фундаментов неглубокого заложения: ленточные фундаменты под стены или под ряды колонн; отдельные фундаменты под колонны или стены в комбинации с фундаментными балками; сплошные - выполненные в виде плиты под всем зданием или сооружением; массивные фундаменты под башни, мачты и т.п. По материалу фундаменты выполняются железобетонными (сборными или монолитными), бетонными, бутобетонными, бутовыми.

Пример решения

Определить размеры подошвы фундамента под сборную железобетонную колонну. Нагрузка на фундамент с учетом

коэффициента надежности по ответственности $N=535,52$ кН. Отношение длины здания к высоте $L/H=2,4$. Глубина заложения фундамента $d_l=1,35$ м. Основанием фундаменту служит мощный слой глины, идущий от поверхности планировки; характеристики глины: $e=0,85$; $I_L=0,5$; $\gamma=\gamma_{II}=\gamma'_{II}=18,23$ кН/м³.

Решение.

1. Определяем сервисную нагрузку:

$$N_{ser} = \frac{N}{1,2} = \frac{535,52}{1,2} = 446,27 \text{ кН.}$$

2. По Приложению А определяем расчетное сопротивление грунта $R_o=237,6$ кПа (с интерполяцией).

3. Определяем требуемую площадь подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_o} = \frac{446,27}{237,6} = 1,88 \text{ м}^2$$

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_o} = \frac{446,27}{237,6} = 1,88 \text{ м}^2$$

принимая фундамент квадратным, $a = b = 2, \sqrt{1,88} = 1,46$ м; округляем требуемые размеры сторон и принимаем фундамент с размерами сторон $1,5 \times 1,5$ м; фактическая площадь принятого фундамента $A_f=2,25$ м².

4. По Приложению Б устанавливаем удельное сцепление и угол внутреннего трения глины: $c_n = c_{II}=43$ кПа; $\varphi_n = \varphi_{II}=16^\circ$.

5. Находим коэффициенты γ_{c1} , γ_{c2} (Приложение В): $\gamma_{c1}=1,2$; $\gamma_{c2} = 1,06$ (с интерполяцией).

6. Выписываем из Приложения Г коэффициенты: $M_\gamma=0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$.

7. Определяем расчетное сопротивление грунта по формуле, приняв $k=1$, $k_z=1,0$, $d_b=0$ (так как отсутствует подвал): $R_o = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_l + M_c) \cdot (M_q \cdot 1) \cdot d_b + M_c \cdot c_n$, кПа

$$R_0 \approx 1,2^{0,6} (0,36 \approx 1 \approx 1,5 \approx 18,23 \approx 2,43 \approx 1,35 \approx 18,23 \approx 1,1$$

$$\approx 4,99 \approx 43) \approx 328,67 \text{ кПа.}$$

8. Уточняем требуемые размеры фундамента:

$$A_f \approx \frac{N^{ser}}{R_0 \approx \sigma_{m,d_1}} \approx \frac{446,27}{228,67 \approx 20 \approx 1,35} \approx 1,48 \text{ м}$$

принимаем уточненные размеры фундамента $1,3 \times 1,3$ м, площадью $A_f = 1,69 \text{ м}^2$. Уточняем значение расчетного сопротивления (оно изменяется, так как изменилась принятая ширина фундамента $b = 1,3$ м): $R = 327,15$ кПа.

9. Проверяем подобранный фундамент; средние напряжения под подошвой фундамента p не должны превышать расчетное сопротивление:

$$p \approx \frac{N^{ser}}{A_f} \approx \frac{446,27}{1,69} \approx 263,77 \text{ кПа} \approx R \approx 327,15 \text{ кПа.}$$

Вывод. Оставляем размеры фундамента $1,3 \times 1,3$ м. Средние напряжения под подошвой фундамента $p = 263,77$ кПа меньше расчетного сопротивления грунта $R = 327,15$ кПа.

Практическая работа №3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Цель: научиться определять осадку фундаментов мелкого заложения методом послойного суммирования.

Задание: используя данные практической работы №2, определить осадку фундамента под отдельно стоящую колонну методом послойного суммирования.

Общие сведения

Зная дополнительное вертикальное давление на основание подошвой фундамента p_0 , высоту элементарных слоев грунта, на которые разбито основание h_i , а также средние дополнительные вертикальные напряжения в этих слоях σ_{zpi} и модуль деформации грунта E , можно определить осадку фундамента s как сумму элементарных осадок, возникающих в каждом слое (рис. 3.1):

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} = \beta \frac{S_{\max}}{E_i}$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8; σ_{zpi} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта; h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта; n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

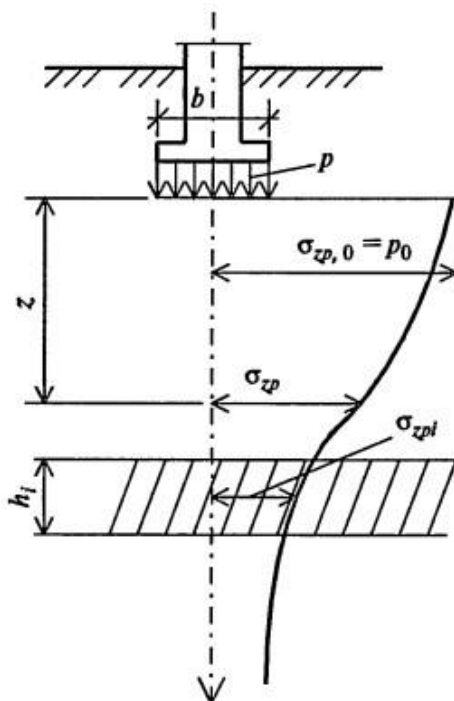


Рис. 3.1. Схема распределения вертикальных напряжений в грунте

Осадки считаются в пределах границы сжимаемой толщи основания. Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z=H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}$ (здесь σ_{zp} – дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z=H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на этой же глубине).

При определении площади подошвы фундаментов, основанием для которых служат дисперсные грунты, решающим является их осадка (расчет по второй группе предельных состояний). В случае выполнения п. 2.56 СНиП 2.02.01-83* расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментом не превышает расчетного сопротивления – $p \leq R$.

Пример решения

Используя данные практической работы №3, определить осадку фундамента методом послойного суммирования. Модуль деформации глины $E=15$ МПа.

Решение.

1. Определяем нормативную нагрузку с учетом веса фундамента и грунта на его уступах (рис. 3.2):

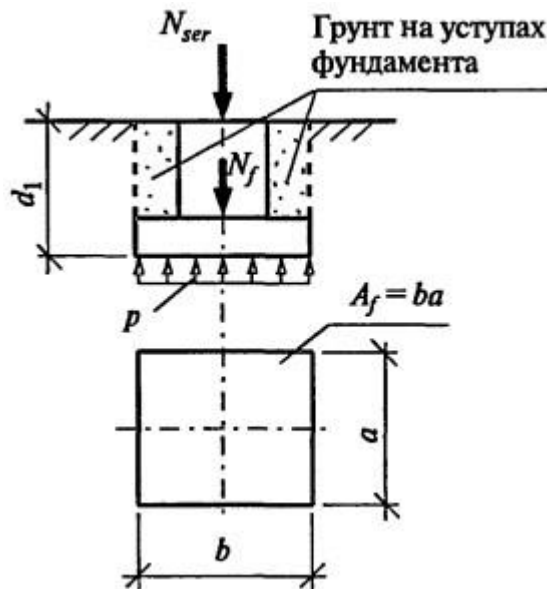


Рис. 3.2. Определение нормативной нагрузки на основание

$$N_n = N_{ser} \cdot \gamma_m \cdot d_1 = 446,27 \cdot 20 \cdot 1,35 = 437,27 \text{ кН.}$$

2. Находим среднее давление под подошвой фундамента:

$$p = N_n / A_f = 437,27 / 1,69 = 255,43 \text{ кПа.}$$

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание $p_0 = p - \sigma_{zg,0}$, где $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_m \cdot d_1 = 18,23 \cdot 1,35 = 24,61 \text{ кПа;}$$

$$p_0 = 255,43 - 24,61 = 230,82 \text{ кПа.}$$

4. Разбиваем сжимаемую толщу грунта на элементарные слои. Ширина подошвы фундамента $b=1,3$ м, принимаем толщину элементарных слоев $h=0,4b = 0,4 \cdot 1,3 = 0,52$ м.

5. Определяем ординаты эпюры дополнительных напряжений на границах элементарных слоев $\sigma_{zp} = \alpha p_0$, где коэффициент α определяется по табл. 1 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от отношения сторон фундамента η и коэффициента $\xi = 2h/b$ (соответственно на глубинах от подошвы фундамента: $z=0$; $z=h=0,52$ м; $z=2h=2 \cdot 0,52=1,04$ м; $z=3h=3 \cdot 0,52=1,56$ м; $z=4h=4 \cdot 0,52=2,08$ м; $z=5h=5 \cdot 0,52=2,6$ м; $z=6h=6 \cdot 0,52=3,12$ м; $z=3,38$ м).

6. Определяем ординаты эпюры напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{zg} = \gamma_z + \sigma_{zg,0}$, для удобства данные вычислений заносим в таблицу, при этом граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (с учетом этого условия высота последнего элементарного слоя принята $0,2b = 0,26$ м).

z_i	$\xi = 2z/b$	α	σ_{zp} (кПа)	σ_{zg} (кПа)	$0,2\sigma_{zg}$	E (кПа)
0	0	1,000	255,43	24,61	расчет не проводится	15000
0,52	0,8	0,800	204,34	34,09		15000
1,04	1,6	0,449	114,69	43,57		15000
1,56	2,4	0,257	65,65	53,05		15000
2,08	3,2	0,160	40,87	62,53		15000
2,6	4,0	0,108	27,59	72,01		15000
3,12	4,8	0,077	19,67	81,49	16,3	15000
3,38	5,2	0,067	17,24	86,23	17,24	15000

7. Определяем осадку фундамента по уравнению

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} = \frac{255,43 - 204,34}{2} \cdot 0,52 + \frac{204,34 - 114,69}{2} \cdot 0,52 + \frac{114,69 + 65,65}{2} \cdot 0,52 + \frac{65,65 + 40,87}{2} \cdot 0,52 + \frac{40,87 + 27,59}{2} \cdot 0,52 + \frac{27,59 + 19,67}{2} \cdot 0,52 + \frac{19,67 + 14,81}{2} \cdot 0,26 + \frac{0,8}{15000} = 0,0166 \text{ м} = 1,66 \text{ см.}$$

Вывод. Осадка фундамента $s = 1,66$ см $< s_u = 10$ см (предельная осадка фундамента s_u определяется по Приложению 4 СНиП 2.02.01-83*).

Практическая работа №4. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Цели: научиться выполнять расчет свайных фундаментов.

Задание: назначить длину свай и определить их шаг в ростверке под кирпичную стену.

Общие сведения

Сваи представляют собой стержни, погруженные в грунт или изготовленные в грунте и передающие нагрузки от сооружения грунту. Верхние части свай объединяются плитой или балкой, которые называются ростверком. Ростверк передает нагрузки от сооружения на сваи и обеспечивает их совместную работу. Сваи с ростверком составляют свайный фундамент. В ряде случаев применяют безростверковые свайные фундаменты, к ним относят сваи-колонны и одиночные сваи, на которые надевают специальные оголовки. Свайные фундаменты проектируют на основе инженерно-геологических и гидрологических условий строительной площадки в соответствии с указаниями СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты». Выполнение свайных фундаментов не требует устройства больших котлованов и траншей. Вместе с тем сваи позволяют передавать нагрузки на плотные грунты, лежащие глубоко от поверхности, обладающие большей несущей способностью, чем грунты, лежащие вблизи поверхности земли. При соответствующих способах погружения свай они дополнительно могут уплотнять слабые грунты.

Пример решения

Назначить длину свай и определить их шаг в ростверке под кирпичную стену. Нагрузка на один погонный метр ростверка $N_l=350$ кН/м. Сваи забивные, железобетонные, сечением 300×300 мм. Грунтовые условия и размеры сечения ростверка (рис. 4.1).

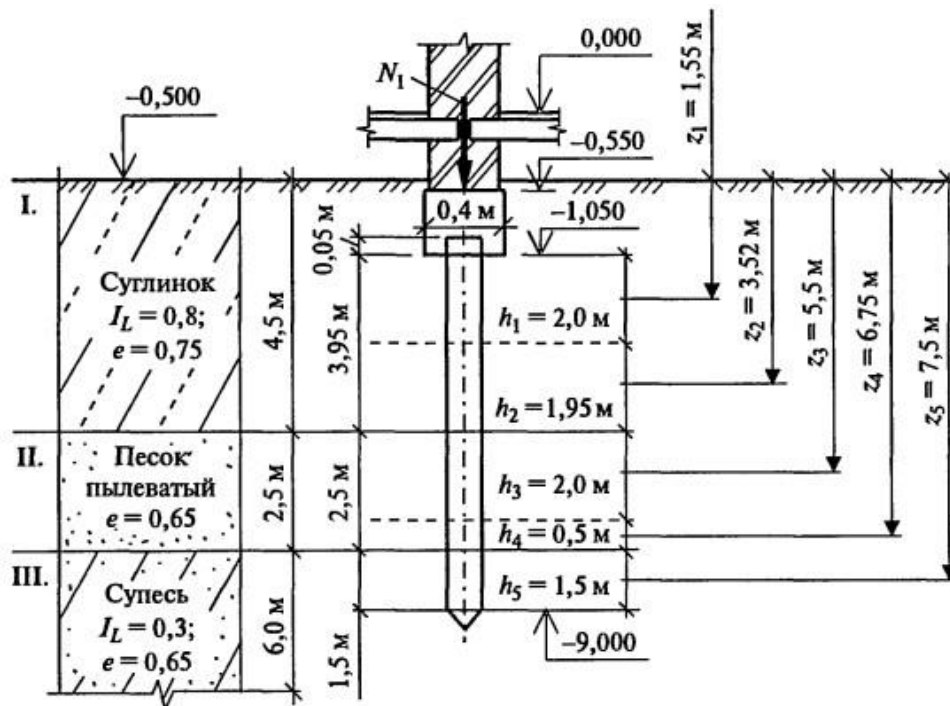


Рис. 4.1. Грунтовые условия

Решение

1. При расчете свайных фундаментов учитываем нагрузку от веса ростверка $N_p = bh\gamma_{\text{рост}} = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 5,5$ кН/м. Итого нагрузка на сваи $N_d = N_l + N_p = 350 + 5,5 = 355,5$ кН/м.

С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ нагрузка на сваи $N_d = 355,5 \cdot 0,95 = 337,725$ кН/м.

2. Назначаем несущим слоем супесь. В несущий слой свая должна заглубляться не менее чем на 1 м. Принимаем забивные сваи $l = 8$ м, с центральным армированием ствола, сечением 300×300 мм. Голова свай заделывается в ростверк на 50 мм. Так как нижний конец свай опирается на сжимаемые грунты - сваи висячие.

3. Определяем расстояние от планировочной поверхности грунта до острия сваи: $z = 8,5$ м; по Приложению Д находим значение расчетного сопротивления грунта острию сваи $R = 3400$ кПа (значение принято с интерполяцией).

4. Пласты грунта, с которыми соприкасается боковая поверхность свай и имеющие высоту более 2 м, разбиваем на

слои высотой не более 2 м. Получаем пять слоев (см. рис. 4.1) высотой: $h_1=2,0$ м; $h_2=1,95$ м; $h_3=2,0$ м; $h_4=0,5$ м, $h_5 = 1,5$ м.

5. Определяем расстояние от планировочной поверхности до середины каждого слоя грунта: $z_1=1,55$ м; $z_2=3,52$ м; $z_3=5,5$ м; $z_4= 6,75$ м; $z_5 = 7,75$ м.

6. По Приложению Е находим значения сопротивления по боковой поверхности для каждого слоя грунта: $f_1=4,55$ кПа; $f_2= 7,52$ кПа; $f_3=30,0$ кПа; $f_4=31,75$ кПа; $f_5=43,75$ кПа.

7. Устанавливаем по Приложению Ж значения коэффициентов: $\gamma_{cR}=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$; коэффициент $\gamma_c=1,0$.

8. Площадь сваи $A=0,09$ м²; периметр сечения сваи $u=1,2$ м.

9. Несущая способность сваи

$$F_d \leq \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i)$$

$$F_d \leq 1(1 \cdot 3400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (4,55 \cdot 2 + 7,52 \cdot 1,95 + 30 \cdot 2 + 31,75 \cdot 0,5 + 43,75 \cdot 1,5)) \leq 504,3 \text{ кН.}$$

10. Определяем нагрузку, которую может выдерживать свая с учетом коэффициента надежности γ_k ; коэффициент надежности принимается равным $\gamma_k=1,4$, так как несущая способность сваи определена расчетом, $P=F_d/\gamma_k=504,3/1,4=360,2$ кН; несущая способность висячих свай по грунту обычно меньше несущей способности свай по материалу, поэтому $P_{min}=P=360,2$ кН.

11. Определяем шаг свай, приняв однорядное расположение свай в ростверке, $a \leq P_{min}/N_d = 360,2 \cdot 1/337,725=1,07$ м; для висячих свай минимальный шаг определяется по формуле $a_{min} = 3d=3 \cdot 0,3=0,9$ м; требуемый шаг свай больше минимально допустимого расстояния между осями свай.

Вывод. Устанавливаем сваи в один ряд с шагом $a=1,07$ м.

Практическая работа №5.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ СВАЙ И ИХ ШАГА В РОСТВЕРКЕ

Цель: научиться определять длину свай и их шаг в ростверке.

Задание: назначить длину свай и определить их шаг в ростверке под кирпичную стену.

Общие сведения

Сваи представляют собой стержни, погруженные в грунт или изготовленные в грунте и передающие нагрузки от сооружения грунту.

Верхние части свай объединяются плитой или балкой, которые называются *ростверком*. Ростверк передает нагрузки от сооружения на сваи и обеспечивает их совместную работу. Сваи с ростверком составляют свайный фундамент. В ряде случаев применяют безростверковые свайные фундаменты, к ним относят сваи-колонны и одиночные сваи, на которые надевают специальные оголовки. Свайные фундаменты проектируют на основе инженерно-геологических и гидрологических условий строительной площадки в соответствии с указаниями СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

Выполнение свайных фундаментов не требует устройства больших котлованов и траншей. Вместе с тем сваи позволяют передавать нагрузки на плотные грунты, лежащие глубоко от поверхности, обладающие большей несущей способностью, чем грунты, лежащие вблизи поверхности земли. При соответствующих способах погружения свай они дополнительно могут уплотнять слабые грунты.

Пример решения

Назначить длину свай и определить их шаг в ростверке под кирпичную стену. Нагрузка на один погонный метр ростверка $N_l=350$ кН/м. Сваи забивные, железобетонные, сечением 300×300 мм. Грунтовые условия и размеры сечения ростверка приведены на рисунке 5.1.

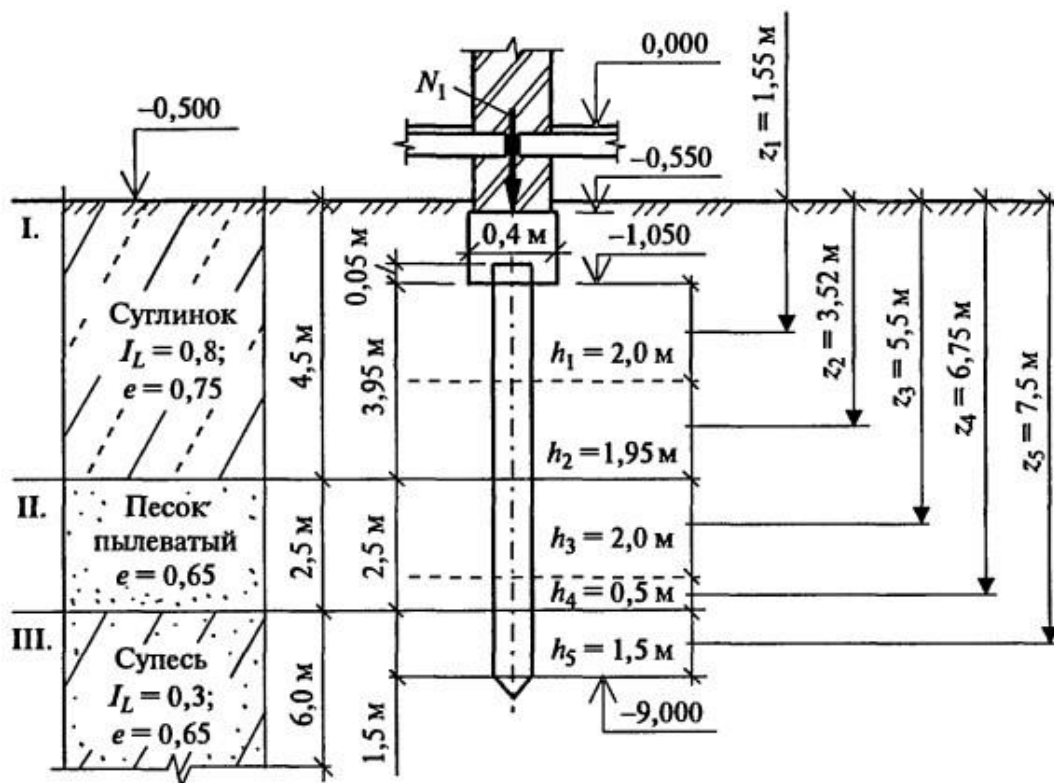


Рис. 5.1. Грунтовые условия и размеры сечения ростверка

Решение

1. При расчете свайных фундаментов учитываем нагрузку от веса ростверка $N_p = bh\gamma_f = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 5,5$ кН/м. Итого нагрузка на сваи $N_d = N_x + N_p = 350 + 5,5 = 355,5$ кН/м.

С учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ нагрузка на сваи $N_d = 355,5 \cdot 0,9 = 337,725$ кН/м.

2. Назначаем несущим слоем супесь. В несущий слой свая должна заглубляться не менее чем на 1 м. Принимаем забивные сваи $l = 8$ м, с центральным армированием ствола, сечением 300×300 мм. Голова свай

заделывается в ростверк на 50 мм. Так как нижний конец свай опирается на сжимаемые грунты – сваи висячие.

3. Определяем расстояние от планировочной поверхности грунта до острия сваи: $z = 8,5$ м; по Приложению Д находим значение расчетного сопротивления грунта острию сваи $R = 3400$ кПа (значение принято с интерполяцией).

4. Пласты грунта, с которыми соприкасается боковая поверхность сваи и имеющие высоту более 2 м, разбиваем на слои высотой не более 2 м. Получаем пять слоев (рис. 5.1) высотой: $h_1 = 2,0$ м; $h_2 = 1,95$ м; $h_3 = 2,0$ м; $h_4 = 0,5$ м; $h_5 = 1,5$ м.

5. Определяем расстояние от планировочной поверхности досередины каждого слоя грунта: $z_1 = 1,55$ м; $z_2 = 3,52$ м; $z_3 = 5,5$ м; $z_4 = 6,75$ м; $z_5 = 7,75$ м.

6. По Приложению Е находим значения сопротивления по боковой поверхности для каждого слоя грунта: $f_1 = 4,55$ кПа; $f_2 = 7,52$ кПа; $f_3 = 30,0$ кПа; $f_4 = 31,75$ кПа; $f_5 = 43,75$ кПа. • 7. Устанавливаем Приложению Ж значения коэффициентов: $\gamma_{cR} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 1,0$; коэффициент $\gamma_c = 1,0$.

8. Площадь сваи $A = 0,09$ м²; периметр сечения сваи $u = 1,2$ м.

9. Несущая способность сваи

$$F_d \leq \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i) \leq 1,0 (1,0 \cdot 3400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (4,55 \cdot 2,0 \cdot$$

$\cdot 7,52 \cdot 1,95 + 30,0 \cdot 2,0 + 31,75 \cdot 0,5 + 43,75 \cdot 1,5) \leq 504,3$ кН. 10. Определяем нагрузку, которую может выдерживать свая с учетом коэффициента надежности γ_k ; коэффициент надежности принимается равным $\gamma_k = 1,4$, так как несущая способность сваи определена расчетом, $P = F_d / \gamma_k = 504,3 / 1,4 = 360,2$ кН; несущая способность висячих свай по грунту обычно меньше несущей способности свай по материалу, поэтому $P_{min} = P = 360,2$ кН.

11. Определяем шаг свай, приняв однорядное расположение свай в ростверке, $a \leq P_{min}k/N_d = 360,2 \cdot 1/337,725 = 1,07$ м; для висячих свай минимальный шаг определяется по формуле $a_{min} = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м; требуемый шаг свай больше минимально допустимого расстояния между осями свай.

Вывод. Устанавливаем сваи в один ряд с шагом $a = 1,07$ м.

Практическая работа №6.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Цель: научиться определять несущую способность и проверять прочность сечений железобетонных изгибаемых элементов.

Задание: определить несущую способность прямоугольного сечения изгибаемого железобетонного элемента с одиночной арматурой.

Пример решения

Исходные данные:

Размеры сечения: ширина $b = \dots$ мм, высота $h = \dots$ мм, расстояние от центра растянутой рабочей арматуры до крайнего волокна растянутой зоны $a = \dots$ мм. Бетон тяжелый класса ...

Арматура ... (число и диаметр стержней, класс арматуры)

Порядок расчета:

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

Из таблиц 5.2 и 5.8 СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» арматуры находятся значения $R_{b(табл.)}$ и R_s .

По п. 5.1.10 СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» в зависимости

от характеристики нагрузки принимается коэффициент условия работы γ_{b1} и определяется

$$R_b = \gamma_{b1} \cdot b \cdot l \cdot R_{b,(\text{табл.})}.$$

Необходимые для решения задач выборки из таблиц СП 52101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» и Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) приведены в Приложении И с сохранением нумераций и обозначений нормативных документов.

2. Армирование сечения элемента.

Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения балки со всеми необходимыми размерами (рис. 6.1). По Приложению 1 Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) для указанных в задании числа и диаметра стержней продольной рабочей арматуры находится площадь ее поперечного сечения A_s (см. Приложение 3.8.).

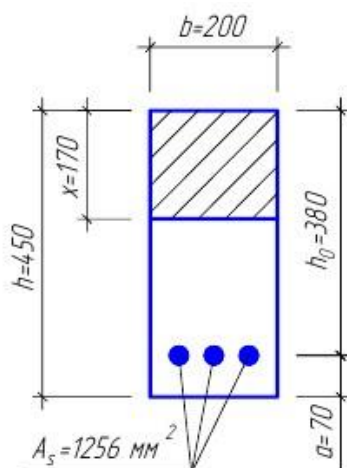


Рис. 6.1. Расчетная схема сечения

2. Определяется высота сжатой зоны x :

$$R_s A_s$$

$$x \square \text{_____}.$$

Высоту сжатой зоны следует показать на расчетной схеме сечения (рис. 6.2). 3. Находится относительная высота сжатой зоны x

—, h_0 где $h_0 = h - a$, a — указано в исходных данных к задаче.

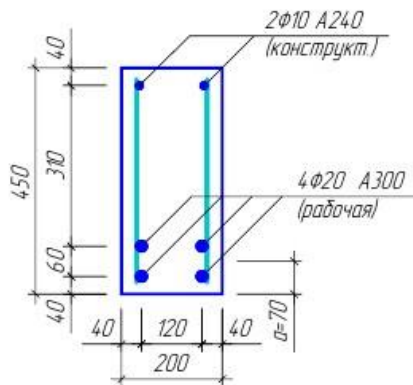


Рис. 6.2. Армирование сечения балки

железобетонные

предварительного
напряжения»:

$$x^R = 0,8 \frac{R_b b h_0}{\sigma_{s,el} A_s}$$

где $\varepsilon_{s,el}$ — относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s (R_s — в МПа), определяемая по формуле $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$. Значение модуля упругости арматуры E_s принимается одинаковым при растяжении и сжатии и равными $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа; $\varepsilon_{b,ult}$ — относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Допускается ζ_R принимать по табл.3.2 СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» (см. приложение И.3).

6. Проверяется условие $\zeta \leq \zeta_R$.

7. Определяется несущая способность сечения балки:

а) при $\zeta \leq \zeta_R$

4.
Вычисляется
граничная
относительна
я высота сжатой
зоны ζ_R по п. 6.2.7
(формула 6.11) СП
52-101-2003
«Бетонные и

конструкции

без

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) \text{ или } M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

Несущая способность сечения M_{ult} может быть определена и с помощью коэффициента α_m и ζ :

$$M_{ult} = \alpha_m R_b b h_0^2, \text{ или } M_{ult} = (1 - 0,5\zeta) R_s A_s h_0,$$

б) при $\zeta > \zeta_R$ несущая способность определяется по формулам:

$$M_{ult} = R_b b x_R (h_0 - 0,5x_R) \text{ или } M_{ult} = \alpha_R R_b b h_0^2,$$

где α_R – определяется по формуле $\alpha_R = \zeta_R \cdot (1 - 0,5\zeta_R)$ или находится из таблицы 3.2. *Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).*

8. Делается вывод о полученной по всем возможным формулам несущей способности сечения, который записывается словами в конце каждой задачи.

Практическая работа №7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ

Цель: научиться рассчитывать железобетонную плиту.

Задание: необходимо рассчитать железобетонную плиту, опирающуюся на две опоры.

Общие сведения

Плитами называют элементы, у которых один размер (толщина) значительно меньше двух других.

Плиты по исполнению могут быть сборными, монолитными, сборно-монолитными, по статической схеме работы они

различаются на однопролетные, многопролетные и консольные, по конструкции – сплошные, пустотные и ребристые.

Плиты могут опираться по двум сторонам, и тогда плита работает как балка, изгибаясь в одном направлении, такие плиты называют балочными. При опирании по трем или четырем сторонам плита работает в двух направлениях, такие плиты называют опертыми по контуру. Но если в таких плитах отношение длинного пролета плиты l_d к короткому пролету l_k больше или равно 2 (несмотря на опирание по четырем сторонам), плита работает в основном в направлении короткого пролета и рассматривается как балочная.

Сплошные однопролетные плиты выполняются, как правило, сборными и применяются для перекрытия небольших пролетов; например, ими могут перекрываться коридоры, лифтовые шахты, подпольные каналы, каналы теплотрасс и т.п. Вместе с тем сплошные плиты могут являться частью сборных железобетонных конструкций или входить в состав монолитных перекрытий, покрытий.

Проектируя плиты, стремятся максимально облегчить их сечение, что достигается уменьшением бетона в растянутой зоне. При этом если требуется гладкий потолок перекрытия, то выполняют пустотные плиты или ребристые плиты ребрами вверх; если не требуется гладкого потолка, выполняют ребристые плиты с ребрами, расположенными в нижней части. В растянутой зоне плит стремятся оставить минимально необходимое количество бетона, нужное для размещения растянутой арматуры и обеспечения прочности. Пустотные и ребристые плиты (панели) с ребрами вниз работают на изгиб как балки таврового сечения, а плиты сплошного сечения – как балки прямоугольного сечения.

Пример решения

Рассчитать железобетонную плиту, опирающуюся на две опоры (рис. 7.1). На один квадратный метр плиты действует

нагрузка q (м^2)=5,0 кПа; $\gamma_n=0,95$. Толщина плиты $h=100$ мм.
 Бетон тяжелый класса В15; $\gamma_{b2}=0,9$. Арматура Вр-1.

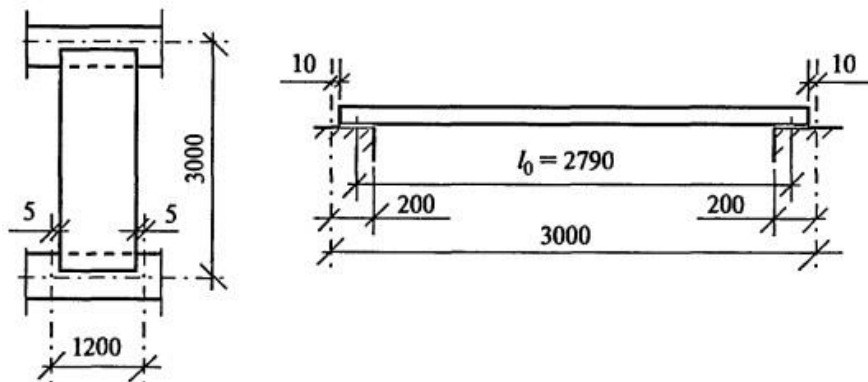


Рис. 7.1. Опирание плиты на стены

Решение

1. Нагрузка на 1 м^2 плиты с учетом коэффициента $\gamma_n=0,95, q(\text{м}^2)=5,0 \cdot 0,95=4,75 \text{ кН/м}^2$; вырезаем условно полосу шириной 1 м и определяем нагрузку на один погонный метр полосы: $q=q(\text{м}^2) \cdot 1,0 \text{ м}=4,75 \cdot 1,0 = 4,75 \text{ кН/м}$.

2. Определяем расчетный пролет плиты (расстояние между центрами площадок опирания):

$$l_0 = 1 + 2 \cdot \frac{2 \cdot (l_{\text{оп}} - 10)}{2} = 3000 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot \frac{200 - 10}{2} = 2790 \text{ мм} =$$

$$= 2,8 \text{ м}$$

3. Выполняем статический расчет (определяем максимальный момент и поперечную силу) (рис. 7.2):

$$M = ql_0^2/8 = 4,75 \cdot 2,8^2 = 4,66 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = ql_0/2 = 4,75 \cdot 2,8/2 = 6,65 \text{ кН}.$$

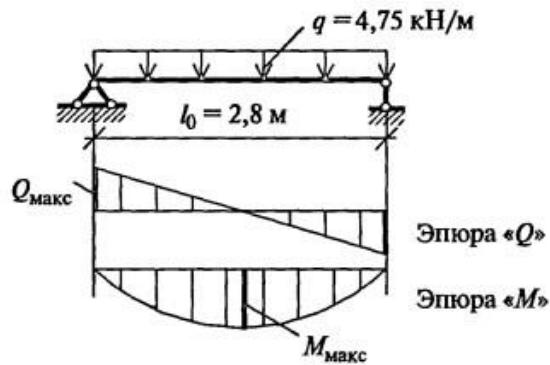


Рис. 7.2. Расчетная схема

4. Определяем расчетные сопротивления материалов: $R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа (Приложение К); $R_s = 410$ МПа (Приложение Л).

5. Определяем расчетное сечение условно вырезанной полосы (рис. 7.3), определяем рабочую высоту сечения: задаемся $a = 2,0$ см, $h_0 = h - a = 10 - 2 = 8$ см.

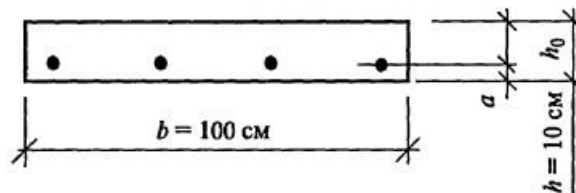


Рис. 7.3. Расчетное сечение полосы

6. Определяем коэффициент A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{466}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,095;$$

$$A_0 < A_{0R} = 0,44 \text{ (Приложение М).}$$

7. По Приложению Н определяем коэффициент $\eta = 0,95$.

8. Определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{466}{0,95 \cdot 8 \cdot 41} = 1,5 \text{ см}^2.$$

$$\eta \cdot h_0 \cdot R_s = 0,95 \cdot 8 \cdot 41$$

Учитывая, что арматура рассчитана на один метр ширины плиты, определяем требуемое количество рабочей арматуры на всю плиту: $A_s=1,5 \cdot 1,2=1,8 \text{ см}^2$.

Задаемся шагом и определяем количество и диаметр арматуры. Принимаем шаг рабочих стержней $s=100 \text{ мм}$, на плиту шириной 1190 мм принимаем 12 стержней $\text{Ø}5 \text{ мм}$, Вр-I, $A_s=2,45 \text{ см}^2$; назначаем распределительную арматуру сетки $\text{Ø}3 \text{ мм}$ Вр-I, принимаем для нее шаг стержней 250 мм , конструируем арматурную сетку (рис. 7.4).

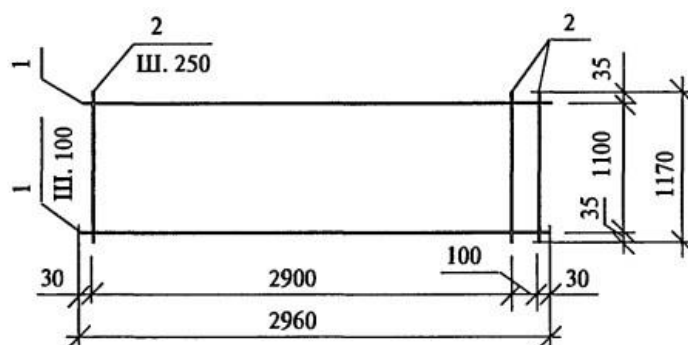


Рис. 7.4. Чертеж рабочей сетки

9. Для обеспечения прочности при транспортировании и монтаже плиты в верхнюю часть сечения плиты ставим монтажную арматурную сетку из арматуры $\text{Ø}3 \text{ Вр-I}$ с шагом стержней в обоих направлениях 250 мм .

10. Проверяем прочность плиты по наклонному сечению (в соответствии с требованиями п. 3.32 СНиП 2.03.01-84:

$$Q \leq \alpha_{bt} (1 - \alpha_n) R_{bt} \alpha_{b2} b h_0 \leq 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,075 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 32,4 \text{ кН};$$

$Q=6,65 \text{ кН} < 32,4 \text{ кН}$; условие выполняется, прочность обеспечена.

11. Конструируем плиту (рис. 7.5).

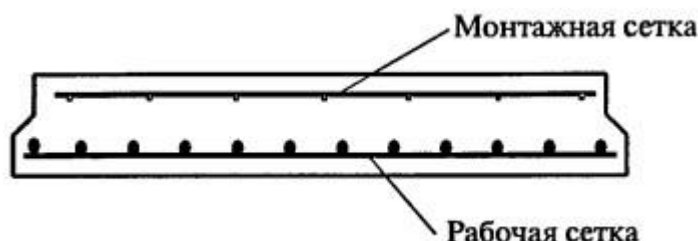


Рис. 7.5. Армирование плиты

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б.И. Далматов. – 2-е изд. прераб. и доп. – Ленинград: Стройиздат Ленинградское отделение, 1988. – 415 с.

2. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: учеб. для строит. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1998. – 319 с.

3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция взамен СНИП 2.01.07-85.

4. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения»

5. Попов Н.Н., Чарыев М. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное пособие – М., Высш. шк., 1996 – 255 с.

Приложение А Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных грунтов)

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Приложение Б

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, пылевато-глинистых и нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателей текучести		Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n	24	23	22	21	19	17	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n	–	–	19	18	16	14	12
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n	–	–	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	45	41	36	33	29
		φ_n	–	–	15	14	12	10	7

Приложение В

Значения коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
		Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

Приложение Г Значения

коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Приложение Д

Расчетные сопротивления под нижним концом свай

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, Я, кПа						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	Гравелистых	Крупных	Средней крупности	Мелких	Пылеватых		
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10 000	8000	6000	4100	2250	1400

Приложение Е

Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_b , кПа								
	Песчаных грунтов средней плотности								
	Крупных и средней крупности	Мелких	Пылеватых	-	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Приложение Ж Коэффициент

условий работы грунта

Способы погружения забивных свай	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом $\gamma_{cя}$	На боковой поверхности γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0	0,9
Для других способов погружения свай значения коэффициентов см. по табл. 3 СНиП 2.02.0.3-85.		

Приложение З

Справочные материалы для решения задач

3.1. Расчетные значения сопротивления бетона R_b , R_{bt} (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы.

Таблица 3.1.

Расчетные значения сопротивления бетона R_b , R_{bt}

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик бетона умножают на следующие коэффициенты условий работы γ_{bi} , учитывающие особенности работы бетона в, конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.):

а) γ_{b1} – для бетонных и железобетонных конструкции, вводимый к расчетным значениям сопротивлений R_b и R_{bt} и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1,0$ – при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки; $\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

б) γ_{b2} – для бетонных конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивления R_b и учитывающий характер разрушения таких конструкций;

$$\gamma_{b2} = 0,9;$$

в) γ_{b3} – для бетонных и железобетонных конструкций, **бетонируемых** в вертикальном положении, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона R_b

$$\gamma_{b3} = 0,9.$$

Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур учитывают коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{b4} \leq 1,0$ Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 40 °С и выше, принимают коэффициенту $\gamma_{b4} = 1,0$. В остальных случаях значения коэффициента γ_{b4} принимают в зависимости от назначения конструкции и условий окружающей среды согласно специальным указаниям.

3.2. Для железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения», следует предусматривать арматуру:

- гладкую класса А240 (А-I);

- периодического профиля классов А300 (А- II), А400 (А-III, А400С), А500 (А500С), В500 (Вр-I, В500С).

В качестве арматуры железобетонных конструкций, устанавливаемой по расчету, следует преимущественно применять арматуру периодического профиля классов А500 и А400, а также арматуру класса В500 в сварных сетках и каркасах. При обосновании экономической целесообразности допускается применять арматуру более высоких классов.

Таблица 3.2.

Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
А240	215	170	215
А300	270	215	270
А400	355	285	355
А500	435	300	435(400)
В500	415	300	415(360)

Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

3.3. Граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R

Таблица И.3.

Граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R

Класс арматуры	А240	А300	А400	А500	В500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Таблица И.4.

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		-	-	-	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-	22
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-	24
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-	27
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-	43,5
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49	-	+	-	49
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41	-	+	-	54
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65	-	+	-	59
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	25443	22,19	-	+	-	64
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,46	-	+	-	74,0

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматурных стержней периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82. 2. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса

Общие сведения и рекомендации по конструированию для выполнения чертежей-схем армирования

И.1. При проектировании железобетонных конструкций и элементов для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона необходимо выполнять конструктивные требования, изложенные в разделах 7 СНиП 52-01-2003 и 8 СП 52-101-2003 «Конструктивные требования». В этих разделах норм рассматриваются вопросы: минимальные размеры сечения элементов, защитный слой бетона, минимальные расстояния между стержнями арматуры, анкеровка ненапрягаемой арматуры, продольное армирование элементов, поперечное армирование элементов и др. В настоящем приложении приведем только минимально необходимые сведения для выполнения конструирования в задачах.

Армирование элементов выполняется сварными каркасами.

Рекомендуется принимать следующее число плоских сварных каркасов в поперечном сечении балки в зависимости от его ширины b :

- при $b = 200...250$ мм – 2 каркаса;
- при $b = 300$ мм – 2 или 3 каркаса (предпочтительнее 3 каркаса);
- при $b = 350$ мм – 3 или 4 каркаса (предпочтительнее 3 каркаса);
- при $b = 400$ мм – 3 или 4 каркаса (предпочтительнее 4 каркаса).

Каркасы конструируются с односторонним расположением на них рабочих стержней растянутой арматуры S в один или два ряда по высоте, два ряда по высоте предпочтительнее, поскольку позволяют в целях экономии арматуры обрывать стержни второго снизу ряда на приопорных участках в соответствии с уменьшением ординат эпюры изгибающих моментов.

Стержни продольной растянутой рабочей арматуры должны располагаться на каркасах симметрично относительно вертикальной плоскости симметрии поперечного сечения балки (симметрично относительно плоскости изгиба).

При подборе диаметров стержней продольной рабочей арматуры S не следует допускать неоправданного завышения фактически принимаемой площади сечения ее $A_{s,real}$ по сравнению с определенной по расчету площадью A_s .

Желательно, чтобы $A_{s,real}$ не превышала более, чем на 5%, расчетную площадь A_s , при этом обязательно учитывается шаг сортамента арматуры.

Следует стремиться принимать в сечении все стержни продольной рабочей арматуры одного диаметра, но для выполнения требований экономичности допустимо использовать и два разных диаметра, избегая при этом чрезмерной разницы между ними.

Ориентировочно может быть допущена следующая наибольшая разница в диаметрах продольных стержней рабочей арматуры в сечении балок:

- 4 мм – при диаметрах до 20 мм включительно;
- 6 мм – при диаметрах 22...28 мм;
- 8 мм – при диаметрах более 28 мм.

При расположении рабочих стержней на сварных каркасах в два ряда по высоте стержни более крупного диаметра следует размещать в нижнем ряду, ближайшем к растянутой грани балки.

При размещении стержней двух разных диаметров на разных каркасах по ширине сечения балки должны выполняться требования симметрии относительно вертикальной плоскости симметрии поперечного сечения балки.

В отдельных случаях допускается также принимать на части каркасов сечения по одному стержню рабочей арматуры вместо двух, но при обязательном соблюдении симметрии расположения стержней. Так, например, при армировании

сечения тремя плоскими сварными каркасами можно принять на крайних каркасах по два стержня, а на среднем – один, т.е. всего взять на сечение пять рабочих продольных стержней на трех каркасах.

Таблица И.1

Минимальное значение толщины защитного слоя

Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1. В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2. В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3. На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4. В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

И.2. Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в таблице К.1, уменьшают на 5 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры.

И.3. Расстояния по вертикали между стержнями продольной арматуры в каркасах и положение крайних каркасов по отношению к боковой поверхности балок устанавливаются на основании рисунка К.1., размеры a_1 , a_2 , V и a на котором принимаются и вычисляются в соответствии с требованиями СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» и *Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003)* к нему, приведенными ниже:

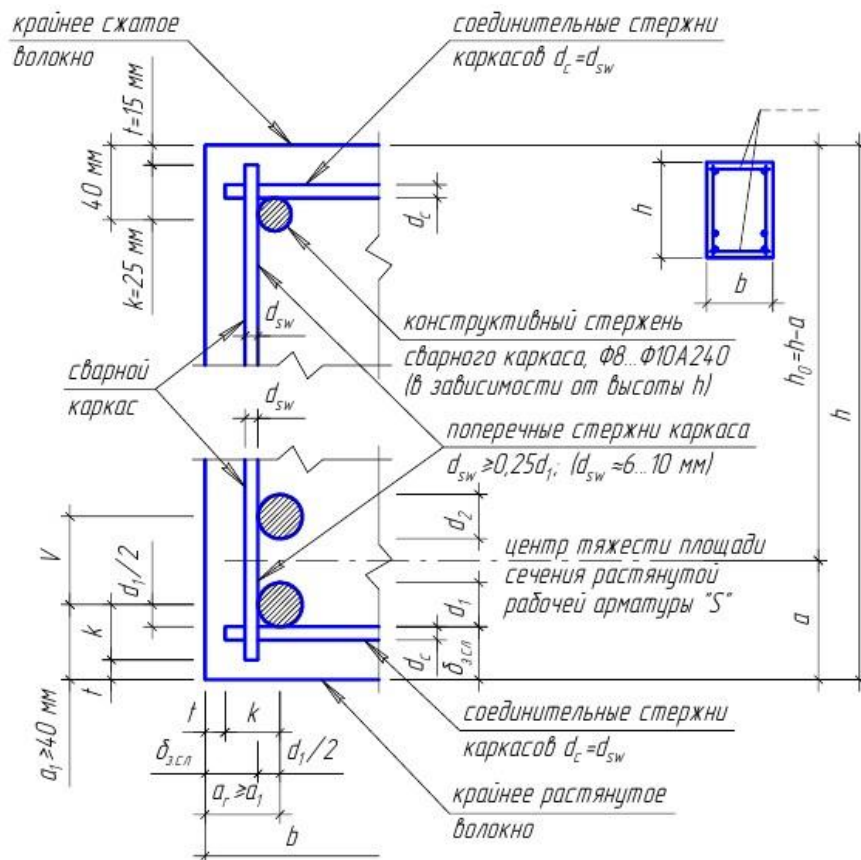


Рис. И.1. Расстояние по вертикали между стержнями продольной арматуры в каркасах и положение крайних каркасов по отношению к боковой поверхности балок

$\delta_{з.сл}$ – толщина защитного слоя не менее d_1 и не менее

$\delta_{з.сл, min}$, которая принимается по табл. К.1 в зависимости от типа конструкции, роли арматуры в конструкции (продольная рабочая, поперечная, распределительная, конструктивная арматура), условий окружающей среды и диаметра арматуры.

Для конструктивной арматуры минимальное значение защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с

требуемыми для рабочей арматуры; t – расстояние от торца поперечной или распределительной

арматуры до грани элемента, $t = \delta_{з.сл, min} - 5$ мм; k – размер выпуска поперечных стержней, по ГОСТ 23279-85 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий» для всех типов сеток $k = 25$ мм;

V – расстояние в осях между нижними и верхними продольными стержнями, принимается не менее $2d_1$ и не менее 40 мм; a_1 – не менее $(t + k)$ и не менее $(\delta_{з.сл} + d_1/2)$;

$a_2 \geq a_1$; величины a_1 и a_2 принимаются кратными 5 мм (с округлением в большую сторону); a – расстояние от крайнего растянутого волокна балки до центра тяжести площади сечения растянутой рабочей арматуры S . Для удобства принимаемые на чертеже-схеме армирования сечения величины размеров a_1 , a_2 , V и a , удовлетворяющие вышеприведенным требованиям при условии эксплуатации конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности, приведены в таблице И.2.

Таблица И.2.

Величины размеров a_1 , a_2 , V и a

d_1 (мм)	a_1 (мм)	V (мм)	a (мм)	$a_r \geq a_1$ (мм)
12...48	40	50	65	≥ 40
20 и 22	40	60	70	≥ 40
25	40	60	70	≥ 40
28	45	70	80	≥ 45
32	50	70	85	≥ 50
36	55	80	95	≥ 55
40	60	80	100	≥ 60

Примечания: 1). Табличные значения a вычислены в предположении $d_1=d_2$ и двухрядного расположения рабочих продольных стержней арматуры S на всех плоских сварных каркасах. 2). При проверке прочности сечения, когда $d_2 < d_1$ или отсутствуют растянутые рабочие стержни второго ряда на некоторых каркасах, можно также использовать значения a настоящей таблицы, что идет в некоторый запас фактической прочности сечения, поскольку в этом случае $h_{o,real} > h_o = h - a_{(табл.)}$

Расстояния по горизонтали между осями рабочих стержней нижнего ряда соседних плоских сварных каркасов на чертежах-схемах армирования сечений должны приниматься кратными 5 мм и быть практически одинаковыми при числе каркасов более двух.

В соответствии с указаниями п.5.16 *Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры* (к СП 52-101-2003) для балок высотой $h > 700$ мм, в задачах на чертежах-схемах армирования сечений балок на крайних каркасах посередине расстояния между рабочим стержнем второго ряда и верхним конструктивным стержнем должны ставиться дополнительные конструктивные продольные

стержни. Примеры установки таких стержней приведены на рисунке К.2., кроме того, на этом рисунке показаны варианты расположения стержней рабочей арматуры балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

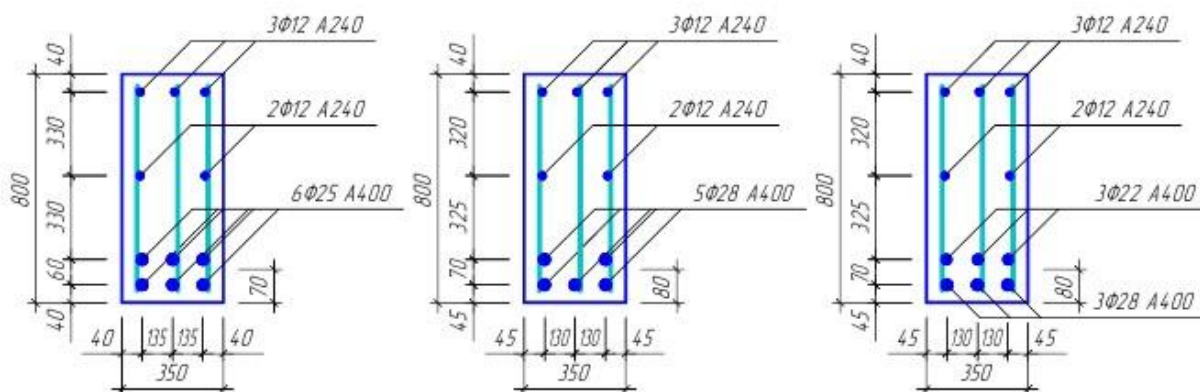


Рис. И.2. Примеры установки рабочих и конструктивных стержней

Для удовлетворения требования п.5.16 *Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры* (к СП 52-101-2003) в отношении необходимой площади сечения этих стержней диаметр их может быть принят равным диаметру верхних конструктивных стержней каркасов (Ø10 A240 или Ø12 A240). Фактические расстояния на чертеже до оси дополнительного продольного стержня от оси рабочего стержня второго ряда и от оси верхнего конструктивного стержня каркаса должны приниматься кратными 5 мм, т.е. могут отличаться на 5 мм и были не более 400 мм.

Приложение К

Извлечение из табл. 13 СНиП 2.03.01-84*

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие						
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	Тяжелый и мелкозернистый	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5
Растяжение осевое, R_{bt}	Тяжелый	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,20	1,30

Приложение Л

Извлечения из табл. 19*, 20*, 22*, 23* СНиП 2.03.01-84*

Стержневая арматура классов	Нормативные сопротивления $R_{sn} = R_{s,sn}$, МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
		растяжению		сжатие R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
A-I	235	225	175	225
A-II	295	280	225	280
A-III диаметром: 6-8 10-40	390	355 365	285* 290*	355 365
A-IV	590	510	405	450
A-V	788	680	545	500
Вр-I диаметром 3-5 мм	490	410	290**	375

Приложение М

Предельные значения коэффициентов ξ и A_0

Класс арматуры, коэффициенты		Класс прочности бетона						
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
A-III, Вр-I	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542
	A_{0R}	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395
A-II	ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571
	A_{0R}	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408
A-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591
	A_{0R}	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416
A-IIIв	ξ_R		0,71	0,68	0,66	0,64	0,62	0,60
	A_{0R}		0,458	0,449	0,442	0,435	0,428	0,420
A-IV	ξ_R		0,59	0,56	0,54	0,51	0,50	0,48
	A_{0R}		0,416	0,403	0,394	0,380	0,375	0,365
A-V	ξ_R			0,54	0,52	0,50	0,48	0,46
	A_{0R}			0,394	0,385	0,375	0,365	0,354
B-II, Вр-II	ξ_R			0,51	0,48	0,46	0,45	0,42
	A_{0R}			0,380	0,365	0,354	0,349	0,332

Приложение Н

Значения коэффициентов ξ , η и A_0

ξ	$\eta (\zeta)$	$A_0 (\alpha_m)$	ξ	$\eta (\zeta)$	$A_0 (\alpha_m)$
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

