

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ САМАРСКОЙ ОБЛАСТИ
Государственное автономное профессиональное образовательное учреждение
Самарской области
«Поволжский строительно-энергетический колледж им.П.Мачнева»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ДЛЯ СТУДЕНТОВ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ
ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ**

**МДК. 01.01. Проектирование зданий и сооружений
по теме 1.4 «Строительные конструкции»**

для специальности 08.02.01 Строительство и эксплуатация
зданий и сооружений

ОДОБРЕНО

МК технологии строительства, электроэнергетики и прикладных искусств.

Протокол заседания МК № 1 от « 28 » августа 2017 г.

Председатель МК _____ /Безбородова Е.А./

АВТОР-СОСТАВИТЕЛЬ

Погожина Тамара Ивановна, преподаватель

Методические указания по выполнению практических занятий МДК. 01.01 Проектирование зданий и сооружений предназначены для студентов специальности 08.02.01 Строительство и эксплуатация зданий и сооружений. Методические указания являются частью основной профессиональной образовательной программы ГАПОУ «ПСЭК им. П. Мачнева» ППССЗ по специальности 08.02.01 Строительство и эксплуатация зданий и сооружений в соответствии с требованиями ФГОС СПО и рабочей программы по МДК. 01.01 Проектирование зданий и сооружений

РЕКОМЕНДОВАНО

к использованию в образовательном процессе
на заседании методического совета

Протокол № ____ от « ____ » _____ 2017 г.

ВВЕДЕНИЕ

УВАЖАЕМЫЙ СТУДЕНТ!

Методические указания по МДК.01.01 Проектирование зданий и сооружений для выполнения практических занятий созданы Вам в помощь для работы на занятиях, подготовки к практическим занятиям, правильного составления отчетов.

Приступая к выполнению практического задания, Вы должны внимательно прочитать цели и задачи занятия, ознакомиться с требованиями к уровню Вашей подготовки в соответствии с ФГОС СПО или программой МДК.01.01 Проектирование зданий и сооружений.

Все задания Вы должны выполнять в соответствии с инструкцией, анализировать полученные в ходе занятия результаты по приведенной методике.

Отчет о практическом занятии Вы должны выполнить по приведенному алгоритму, опираясь на образец.

Наличие положительной оценки по практическим занятиям необходимо для получения зачета по МДК. 01.01 и допуска к экзамену, поэтому в случае отсутствия на уроке по любой причине или получения неудовлетворительной оценки за практическую работу Вы должны найти время для ее выполнения или пересдачи.

Оформление титульного листа приведено в Приложении.

СОДЕРЖАНИЕ

№ П.П.	НАЗВАНИЕ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ	Кол- во часов	СТР.
23	Определение нормативных, расчетных сопротивлений и модулей упругости.	2	5
24	Определение нормативных и расчетных значений нагрузок	2	6
25	Построение расчетных схем простейших конструкций балок и колонн.	4	12
26	Выполнение расчетов стальной центрально-сжатой колонны	4	13
27	Выполнение расчетов кирпичного центрально-сжатого неармированного (армированного) столба.	4	16
28	Выполнение расчета стальной балки	4	23
29	Выполнение расчета железобетонной балки прямоугольной формы с одиночным армированием.	4	28
30	Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента	4	33
31	Выполнение расчета тела фундамента и подбор количества арматуры.	4	35

Практическое занятие №23

Тема: Определение расчётных, нормативных сопротивлений и модулей упругости

Цель работы – определение расчётных, нормативных сопротивлений и модулей упругости для стали, древесины, бетона, арматуры, кирпичной кладки по СНиПам.

В результате выполнения работы студент должен:

знать два вида групп предельных состояний, виды потери несущей способности, жёсткости, трещиностойкости; условия обеспечения надёжности в общем виде; работу материалов под нагрузкой.

уметь найти по СНиПам расчётные сопротивления материалов; модули упругости материалов.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

При расчётах по предельным состояниям первой и второй групп в качестве главного прочностного показателя материала устанавливается его сопротивление, которое может принимать нормативные и расчётные значения:

R_n – *нормативное сопротивление материала*, представляет собой *основной параметр сопротивления материалов* внешним воздействиям и устанавливается соответствующими главами СНиП;

R – *расчётное сопротивление материала*, определяется по формуле

$$R = R_n / \gamma_m,$$

где γ_m – *коэффициент надёжности по материалу*, учитывает возможные отклонения сопротивления материала в неблагоприятную сторону от нормативных значений, $\gamma_m > 1$.

Расчётные сопротивления в расчётах следует принимать с коэффициентом условий работы γ_c

Нормативные R_n и расчётные R сопротивления приводятся в соответствующих главах СНиП в зависимости от материала.

Для выполнения ряда расчётов имеет большое значение такой показатель свойств материалов, как модуль упругости E , который устанавливает зависимость между напряжениями в материале и возникающими в нём деформациями.

Пример 1.

1. Необходимо найти расчётные сопротивления сжатию следующих материалов:

- сталь С245 толщиной проката от 2 до 20мм;
- цельная древесина, брус из сосны 2-го сорта с размерами сечения 20х20 см;
- кирпичная кладка из кирпича глиняного пластического прессования М100 на цементно-известковом растворе М75;
- тяжёлый бетон класса В20 при стандартных условиях твердения;
- стержневая горячекатаная арматура класса А-III диаметром от 10 до 40мм.

2. Сравнить и оценить расчётные сопротивления сжатию для указанных материалов.

Решение.

Находим расчётные сопротивления сжатию:

- для стали см. табл. 2.2 (табл.51 СНиП II-23-81): $R_y = 240 \text{ МПа}$;
- для бруса см. табл. 2.4 (табл. 3 СНиП II-25-80): $R_c = 15 \text{ МПа}$;
- для кирпичной кладки см. табл. 2.10 (табл. 2 СНиП II-22-81): $R = 1,7 \text{ МПа}$;
- для бетона см. табл. 2.6 (табл.13 СНиП 2.03.01-84): $R_b = 11,5 \text{ МПа}$;

- для стержневой арматуры см. табл. 2.8 (табл.22 СНиП 2.03.01-84): $R_s = 365 \text{ МПа}$.
Составим сравнительную таблицу расчётных сопротивлений рассмотренных материалов.

Сравнительная таблица расчётных сопротивлений

Материал Расчётное сопротивление	Сталь	Древесина	Каменная кладка	Бетон	Арматура
Обозначение	R_y	R_c	R	R_b	R_s
Величина, МПа	240	15	1,7	11,5	365
Соотношение расчёт-ных сопротивлений: R_y/R ; R_c/R ; R/R ; R_b/R ; R_s/R	141,18	8,82	1,0	6,76	214,7

Вывод: если расчётное сопротивление кирпичной кладки принять за единицу, то расчётные сопротивления остальных материалов выше: стали в 141,18 раза, древесины в 8,82 раза, бетона в 6,76 раза, арматуры в 214,7 раза.

Практическое занятие № 24

Тема: Определение нормативных и расчётных значений нагрузок

Цель работы – определение нормативных и расчётных значений нагрузок на 1 м^2 покрытия, перекрытия в табличной форме.

В результате выполнения работы студент должен:

знать виды постоянных и временных нагрузок; смысл нормативных и расчётных значений нагрузок;

уметь определить по СНиП 2.01.07-85 нормативные и расчётные нагрузки на покрытия и перекрытия жилых и общественных зданий, от собственного веса.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

Нормативные и расчётные значения устанавливаются для нагрузок, учитывая изменчивость их величин или невозможность их определения с абсолютной точностью:

N_n – *нормативная нагрузка*, рассчитывается по проектным размерам конструкций или принимается в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»;

N – *расчётная нагрузка*, определяется по формуле

$$N = N_n \gamma_f,$$

где γ_f – *коэффициент надёжности по нагрузкам*, учитывает возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Как правило, $\gamma_f > 1$.

Возможные последствия от аварий учитываются при помощи *коэффициента надёжности по ответственности*, на который умножаются расчётные нагрузки, что ведёт к понижению или повышению их значения:

$N \gamma_n$,

где γ_n – коэффициент надёжности по ответственности, учитывает экономические, социальные и экологические последствия, которые могут возникать в результате аварий.

Большинство зданий и сооружений массового строительства относятся к нормальному уровню ответственности, для которого установлено значение коэффициента $\gamma_n = 0,95$ (Приложение 7 СНиП 2.01.07-85).

При расчёте по первой группе предельных состояний, которые связаны с обеспечением несущей способности конструкций, **принимают** расчётные значения: расчётные нагрузки N и расчётные сопротивления материала R .

При расчёте по второй группе предельных состояний принимают нормативные значения нагрузок и сопротивления материалов: сервисная нагрузка N_{ser} и сервисное сопротивление R_{ser} .

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на постоянные и временные.

Поверхностные нагрузки бывают сосредоточенными и распределёнными.

Сосредоточенные нормативные нагрузки (силы) обозначаются N_n , F_n (кН), нормативные распределённые нагрузки обозначаются g_n , p_n , q_n (кПа, кНм).

Нормативные постоянные нагрузки определяются по проектным размерам и плотностям материалов с учётом их весовой влажности.

Нормативные временные нагрузки определяются по СНиП 2.01.07-85:

- нагрузки на перекрытия и лестницы зданий приведены в табл. 3 СНиП;
- ветровые нагрузки определяются по СНиП (карта №3 Приложения 5, п.6 и Приложение 4);
- снеговые нагрузки определяются по СНиП (карта 1, п.5 и Приложение 3).

Пример 1. Плотность железобетона $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$, определить удельный вес железобетона.

Решение.

Вычисляем удельный вес железобетона $\gamma = \rho \cdot g \approx 2500 \cdot 10 = 25000 \text{ Н/м}^3 = 25 \text{ кН/м}^3$.

Пример 2. Определить нагрузку от собственного веса железобетонной колонны по следующим данным: сечение колонны $bh = 300 \times 300 \text{ мм}$, высота $l = 4,5 \text{ м}$.

Решение.

1. Находим объём колонны $V = bhl = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,5 = 0,405 \text{ м}^3$.
2. Принимаем плотность железобетона из примера 1, находим нормативную нагрузку от собственного веса колонны $N_n = V\gamma = 0,405 \cdot 25 = 10,125 \text{ кН}$.
3. Определяем расчётную нагрузку от собственного веса колонны, принимая коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$, $N = N_n \gamma_f = 10,125 \cdot 1,1 = 11,138 \text{ кН}$.

Пример 3. Определить нагрузку от собственного веса балки, если сборная железобетонная балка имеет массу $m = 1,5 \text{ т}$.

Решение.

1. Определяем нормативную нагрузку $N = mg = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ кН}$
2. Определяем расчётную нагрузку $N = N_n \gamma_f = 15 \cdot 1,1 = 16,5 \text{ кН}$

Пример 4. Определить нагрузку от собственного веса равнополочного уголка $50 \times 50 \times 5$, длиной $l = 5,0 \text{ м}$.

Решение.

1. В соответствии с сортаментом уголков масса 1м длины $G = 3,77 \text{ кг/м}$. Нормативная нагрузка от уголка $N_n = G l = 3,77 \cdot 10 \cdot 5,0 = 188,5 \text{ Н} = 0,1885 \text{ кН}$.
2. Расчётная нагрузка от собственного веса уголка $N = N_n \gamma_f = 0,1885 \cdot 1,05 \approx 0,198 \text{ кН}$.

Пример 5. Определить временную нагрузку на перекрытие квартир жилых зданий.

Решение.

1. Выписываем из табл.3.3 (СНиП) нормативные значения временных нагрузок. Полное нормативное значение соответствует кратковременной нагрузке на перекрытие квартиры $P_n = 1,5 \text{ кПа}$; пониженное значение $p_{nI} = 0,3 \text{ кПа}$ – длительная часть временной нормативной нагрузки.

2. Расчётное значение временных нагрузок, соответственно полное значение и пониженное:

$$P = p_n \gamma_f = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95 \text{ кПа};$$

$$p_I = p_{nI} \gamma_a = 0,3 \cdot 1,3 = 0,39 \text{ кПа}.$$

Пример 6. Определить нагрузку на 1 м^2 от веса деревянных лаг, расположенных с шагом $a = 0,4 \text{ м}$. Сечение лаг $bh = 50 \times 50 \text{ мм}$; плотность древесины $\rho = 500 \text{ кН/м}^3$.

Решение.

1. Определяем удельный вес древесины $\gamma = \rho g = 500 \cdot 10 = 5000 \text{ Н/м}^3 = 5,0 \text{ кН/м}^3$.

2. Находим нормативную нагрузку на 1 м^2 от веса лаг $q^n = bh\gamma/a = 0,05 \cdot 0,05 \cdot 5,0/0,4 = 0,031 \text{ кПа}$.

3. Определяем расчётную нагрузку на 1 м^2 $q = q^n \gamma_f = 0,031 \cdot 1,1 = 0,034 \text{ кПа}$.

Пример 7. Произвести сбор нагрузок на низ кирпичной колонны сечением $b_c \times b_c = 380 \times 380 \text{ мм}$ в осях Б – 2. Здание двухэтажное (см. рис. 1 и 2); первый и второй этажи идентичны по составам помещений: в осях 1 – 3 торговые залы, в осях 3 – 4 административные и бытовые помещения; пол первого этажа выполнен по грунту; район строительства г. Казань (IV снеговой район).

План первого и второго этажей

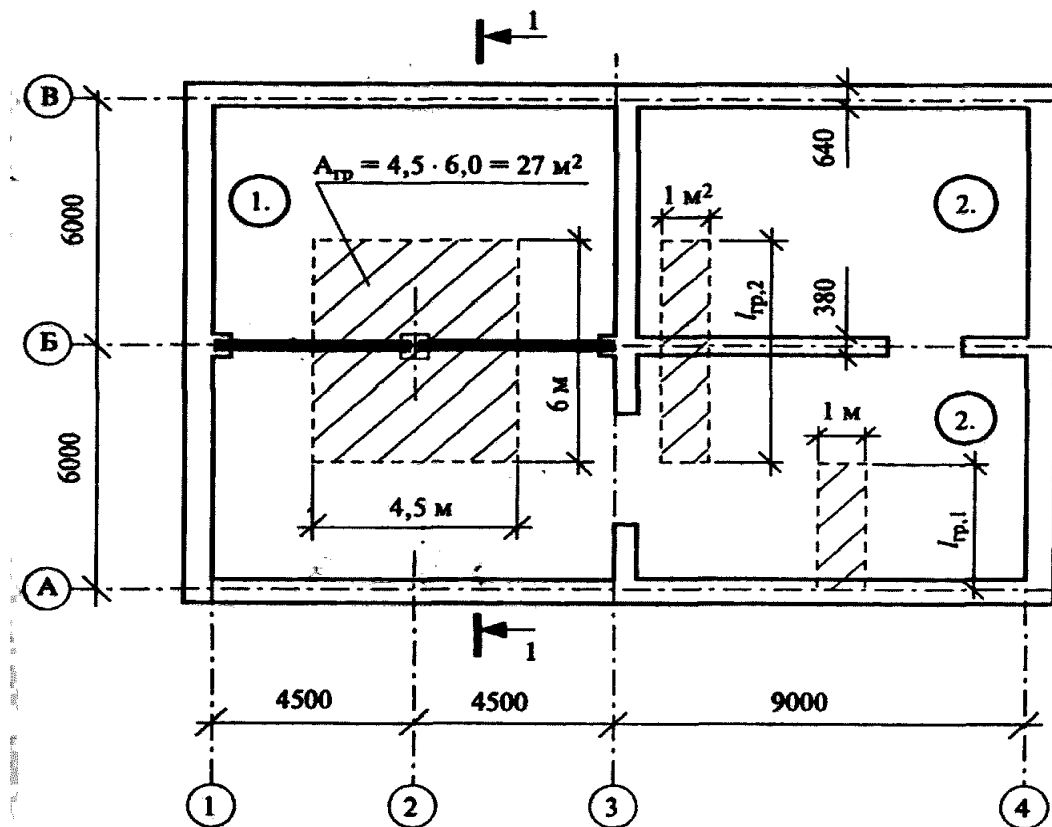


Рис. 1

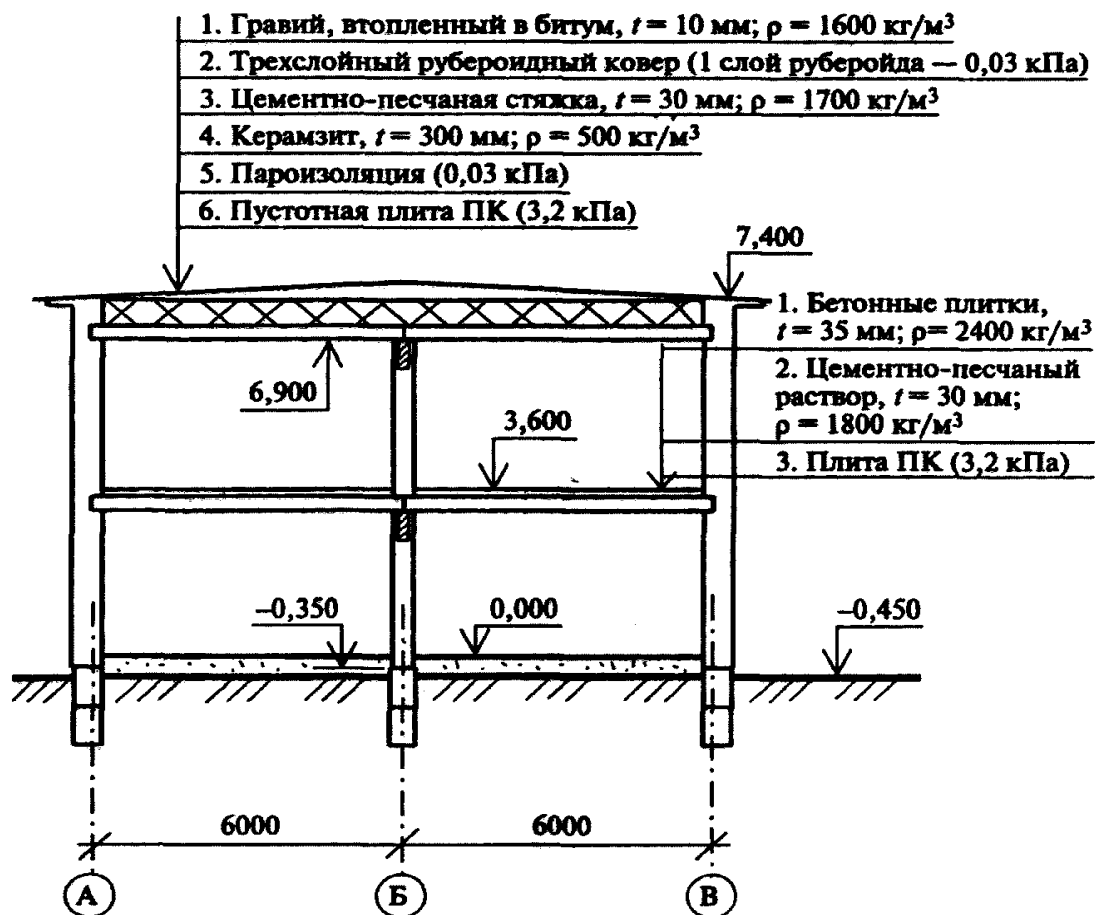


Рис. 2

Решение. 1.

Собираем нагрузки на один квадратный метр покрытия:

№ п/п	Нагрузки	Подсчет	Нормативная нагрузка	γ	Расчетная нагрузка
I. Постоянные нагрузки					
1	Гравий, втопленный в битум	$0,01 \cdot 16$	0,16	1,3	0,21
2	Трехслойный рубероидный ковер	$0,03 \cdot 3 \text{ слоя}$	0,09	1,3	0,12
3	Цементно-песчаная стяжка	$0,03 \cdot 17$	0,51	1,3	0,66

4	Керамзит	$0,30 \cdot 5$	1,5	1,3	1,95
5	Пароизоляция	–	0,03	1,3	0,04
6	Пустотная плита ПК	–	3,2	1,1	3,52
	Итого		$g_n = 5,49$ кПа		$g = 6,5$ кПа
II. Временные нагрузки					
1	Снеговая нагрузка	$s = s_{q\mu} = 2,4 \cdot 1$ $s_n = s_{q\mu} 0,7 = 2,4 \cdot 1 \cdot 0,7$	$s_n = 1,68$ кПа	–	$s = 2,4$ кПа
	Всего		$q_{\text{покрытия}}^n = 7,17$ кПа		$q_{\text{покрытия}} = 8,9$ кПа

2. Собираем нагрузки на один квадратный метр перекрытия:

№ п/п	Наименование нагрузок	Подсчет	Нормативная нагрузка	γ	Расчетная нагрузка
I. Постоянные нагрузки					
1	Бетонные плитки	$0,035 \cdot 24$	0,84	1,2	1,01
2	Цементно-песчаный раствор	$0,03 \cdot 18$	0,54	1,3	0,7
3	Пустотная плита ПК	–	3,2	1,1	3,52
	Итого		$g_n = 4,58$ кПа		$g = 5,23$ кПа
II. Временные нагрузки					
1	Нагрузка на перекрытие (см. СНиП 2.01.07-85*, табл. 3)	–	$p_n = 4,0$ кПа	1,2	$p = 4,8$ кПа
2	Нагрузка от перегородок (см. п. 3.6 СНиП 2.01.07-85*)	–	0,5	1,1	0,55
	Всего		$q_{\text{перекрытия}}^n = 9,08$ кПа		$q_{\text{перекрытия}} = 10,58$ кПа

3. Определяем нагрузку от кирпичной колонны.

По разрезу здания определяем высоту колонны $H = 6,9 + 0,35 = 7,25$ м; сечение колонны: $bch_c = 380 \times 380$ мм. Плотность кирпичной кладки $\rho = 1800$ кг/м³ (удельный вес $\gamma = 18$ кН/м³).

$N_{\text{колонны}}^n = bch_c H \gamma = 0,38 \cdot 0,38 \cdot 7,25 \cdot 18 = 18,84$ кН – нормативная нагрузка;

$N_{\text{колонны}} = N_{\text{колонны}}^n \gamma_f = 18,84 \cdot 1,1 = 20,72$ кН – расчетная нагрузка.

4. Нагрузка от веса балок:

Принимаем сечение балок $bh = 200 \times 400$ мм, балки выполнены из железобетона $\rho = 2500$ кг/м³ (удельный вес $\gamma = 25$ кН/м³). Длина балки $l = 4,5$ м. На колонну передается нагрузка с половины балки в осях 1 – 2 и с половины балки в осях 2 – 3 (всего на колонну передается нагрузка от одной балки на перекрытии и одной балки на перекрытии):

$N_{\text{балки}}^n = bhl \gamma = 0,20 \cdot 0,40 \cdot 4,50 \cdot 25 = 9,0$ кН – нормативная нагрузка;

$N_{\text{балки}} = N_{\text{балки}}^n \gamma_f = 9,0 \cdot 1,1 = 9,9$ кН – расчетная нагрузка.

5. Собираем нагрузку на низ колонны (верхний обрез фундамента):

$N_n = q_{\text{покрытия}}^n A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}}^n A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}}^n + N_{\text{колонны}}^n = 7,17 \cdot 27 + 9,08 \cdot 27 + 2 \cdot 9,0 + 18,84 = 475,59$ кН;

$N = q_{\text{покрытия}} A_{\text{гр}} + q_{\text{перекрытия}} A_{\text{гр}} + n_{\text{балок}} N_{\text{балки}} + N_{\text{колонны}} = 10,58 \cdot 27 + 2 \cdot 9,9 + 20,72 = 566,48$ кН.

При расчетах конструкций не следует забывать, что расчетные нагрузки необходимо

умножать на коэффициент надежности по ответственности – γ_n , для большинства жилых и общественных зданий $\gamma_n = 0,95$.

Практическое занятие № 25

Тема: Построение расчётных схем простейших конструкций балок и колонн

Цель работы – построение расчётной схемы простейших конструкций стальных, деревянных и железобетонных балок, построение расчётной схемы простейших конструкций стальных, деревянных, железобетонных и кирпичных колонн.

В результате выполнения работы студент должен:

знать принципы построения расчётных схем для простейших балок, балочных конструкций, консолей, колонн для различных по материалу конструкций;

уметь построить расчётную схему по конструктивной схеме для простейших стальных, железобетонных, деревянных и каменных конструкций.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

Схему балки, в которой отражены материал, форма и размеры, а также специальные устройства (анкеры, болты, приварка и т.д.), называют конструктивной схемой балки.

Конструктивные схемы не дают возможности определить реакции опор и внутренние усилия в балке, поэтому вводятся следующие упрощения:

а) балку заменяют её геометрической осью, т.е. линией, проходящей через центры тяжести сечений;

б) силу давления балки на опору F считают приложенной в одной точке - центре опорной поверхности;

в) расстояние между серединами опорных участков считается расчётной длиной балки l_0 или расчётным пролётом – $l_0 = l - 2(l_0/2) - 2\delta$;

г) считают, что силы трения по плоскости контакта балки и опоры отсутствуют.

Полученная на основе принятых упрощений схема балки называется её **расчётной схемой**.

Расчётная схема любой конструкции вообще и балки в частности – это идеализированное изображение конструктивной схемы, в которой не отражены свойства, незначительно влияющие на точность расчёта.

Принципы построения расчётной схемы балки можно перенести и на колонны.

Пример 1. Построить расчётную схему для деревянной балки, опирающейся на деревянные стойки и закреплённой с помощью стальных скоб (рис. 1).

Решение.

Если приложить какую-либо силу F , как изображено на рис. 1б, то видно, что левая опора не даёт возможности перемещения конца балки, а правый конец балки может перемещаться.

Значит, левая опора неподвижная, а правая подвижная. Если приложить силу, как показано на рис. 1в, то видно, что оба конца балки могут почти свободно повернуться на некоторый угол, когда балка прогибается. Это значит, что оба конца балки закреплены шарнирно. Вывод: левая опора шарнирно-неподвижная, а правая - шарнирно-подвижная.

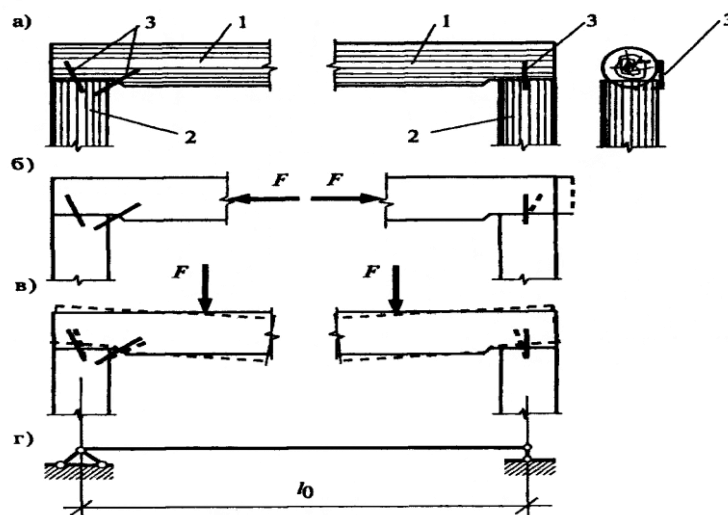


Рис. 1

Практическое занятие № 26

Тема: Расчёт стальной центрально сжатой колонны.

Цель работы - подбор сечения колонны из прокатного двутавра или трубы и конструирование узлов

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости от материала; возможный характер потери несущей способности и предпосылки для расчёта; правила конструирования колонн;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность стальной колонны из прокатного двутавра или трубы.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

При расчёте стержня колонны строительные нормы предписывают выполнение следующих расчётов: по прочности, по потере общей устойчивости, а также при этом необходимо ограничивать гибкость.

Расчёт прочности выполняют по формуле

$$\sigma = N/\varphi A_n \leq R_y \gamma_c$$

Расчёт на устойчивость выполняют по формуле

$$\sigma = N/\varphi A \leq R_y \gamma_c$$

Проверка гибкости выполняется по формуле

$$\lambda = l_{ef}/I \lambda_{пред}$$

Из приведённых формул можно решать два типа задач: определять размеры сечения колонн (тип 1) или проверять несущую способность (тип 2).

Общий порядок подбора сечения стержня колонны (тип 1)

1. Определяют нагрузку на колонну.
2. Устанавливают расчётную схему.
3. Находят расчётную длину колонны по формуле

$$l_{ef} = \mu l$$

4. Назначают тип поперечного сечения стержня колонны: труба, прокатный двутавр, составное сечение из прокатных профилей и т.д.
5. Принимают сталь для колонны: выбор стали зависит от конструкции колонны, величины нагрузок, климатического района и условий эксплуатации, экономического обоснования. Для рассматриваемых примеров будем принимать любую из сталей: С235, С245, С275, С345.
6. Для принятой стали определяют расчётное сопротивление по пределу текучести R_y .
7. Определяют коэффициент условия работы колонны γ_c .
8. Определяют требуемую площадь поперечного сечения стержня.

$$A \geq N / \varphi R_y \gamma_c$$

Поскольку в формуле два неизвестных – A и φ , то одной из величин необходимо задаться, т.е. принять предварительно, а затем выполнить проверочный расчёт.

9. Определяют требуемый радиус инерции

$$i = l_{ef} / \lambda$$

10. По найденным площади и радиусу инерции сечения, пользуясь сортаментом прокатных профилей, принимают сечение стержня колонны и выписывают фактические характеристики принятого сечения.

11. Проводят проверку принятого сечения и при необходимости выполняют уточнение его размеров.

Проверку устойчивости производят по формуле

$$N \leq \varphi R_y \gamma_c A$$

A – принятая площадь сечения. Сортамент прокатных профилей не позволяет подобрать площадь, в точности равную требуемой, поэтому коэффициент продольного изгиба определяется заново по наибольшей фактической гибкости выбранного сечения колонны.

Наибольшую гибкость колонны находят по формуле

$$\lambda_{max} = l_{ef} / i_{min}$$

По таблице в зависимости от R_y и λ_{max} находят действительный коэффициент продольного изгиба φ .

При условии $\sigma = N / A \leq R_y \gamma_c$ несущая способность колонны обеспечена (перенапряжение недопустимо, недонапряжение не превышает 5%).

12. Независимо от выполненного расчёта необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельной $\lambda_{пред}$. Предельные гибкости сжатых элементов принимаются по табл. 19 СНиП II-3-81 (для основных колонн они определяются по формуле $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$, где коэффициент $\alpha = N / \varphi A R_y \gamma_c \geq 0,5$).

Проверка несущей способности (задача 2 типа) является составной частью решения задачи по подбору сечения (необходимо выполнить пп. 2, 3, 6, 7, 11, 12 порядка расчёта).

Пример 1. Используя данные примера 7 (практическая работа №2), стальную колонну рассчитать для здания магазина. Колонна выполнена из прокатного двутавра с параллельными гранями полок. Нагрузка $N = 566,48$ кН. Коэффициент надёжности по ответственности принимаем $\gamma_n = 0,95$; нагрузка с учётом коэффициента надёжности по ответственности $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Колонна фактически выполняется высотой в два этажа, но расчётная длина принимается равной высоте одного этажа, так как учитывается её закрепление в перекрытии $l_{ef} = 3,6$ м.

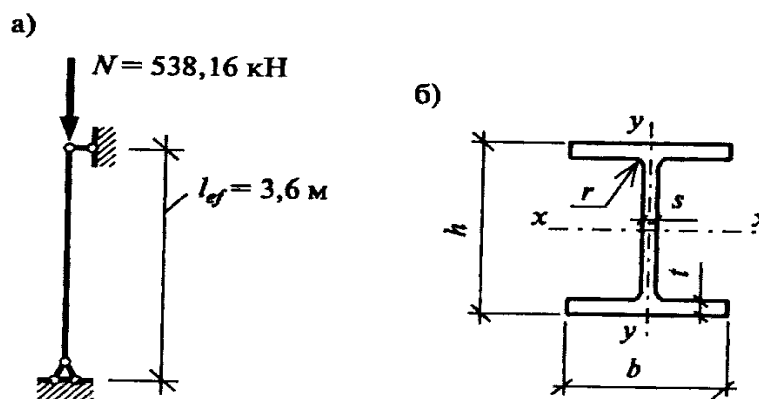


Рис. 1

Решение.

1. Определяем группу конструкций по табл. 50 (СНиП). Принимаем сталь С245 по ГТСО 27772-88 (см. Приложение 1, табл. 2)

2. Определяем расчётное сопротивление стали по табл. 2.2, учитывая, что двутавр относится к фасонному прокату, и предварительно задавшись его толщиной t до 20мм, $R=240\text{МПа}=24\text{кН/см}^2$.

3. При расчётах на устойчивость принимаем коэффициент условия работы $\gamma = 1$ (табл.2.3). Задаёмся гибкостью колонны $\lambda = 100$, что соответствует коэффициенту продольного изгиба $\varphi \approx 0,488$ (табл. 5.3). Определяем требуемую площадь:

$$A = N/\varphi R_{\gamma c} = 538,16/0,488 \cdot 24 \cdot 1 = 50,1 \text{ см}^2$$

4. Определяем требуемый минимальный радиус инерции (по заданной гибкости $\lambda = 100$):
 $i = l_{ef}/\lambda = 360/100 = 3,6 \text{ см}$.

5. По требуемым площади и радиусу инерции сечения подбираем двутавр по сортаменту двутавров с параллельными гранями полок. Ближе всего подходит двутавр 23Ш1. Который имеет следующие характеристики: $A = 46,08 \text{ см}^2$; $i_x = 9,62 \text{ см}$; $i_y = 3,67 \text{ см}$.

6. Проверяем подобранное сечение:

- определяем наибольшую фактическую гибкость (наибольшая гибкость будет относительно оси у-у, так как радиус инерции сечения относительно оси у-у меньше радиуса инерции сечения относительно оси х-х, а расчётные длины относительно этих осей одинаковы):

$$\lambda_y = l_{ef}/i_y = 360/3,67 = 98,09$$

- по наибольшей гибкости определяем фактическое значение коэффициента продольного изгиба φ , с интерполяцией $\varphi = 0,566$ (см. табл. 5.3);

- проверяем условие, чтобы гибкость была не больше предельной гибкости, установленной СНиП II-23-81. Для основных колонн предельная гибкость определяется по формуле $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$

$$\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,875 = 127,5;$$

$$\lambda_y = 98,09 < \lambda_{пред} = 127,5, \text{ гибкость в пределах нормы};$$

- проверяем устойчивость:

$$N/\varphi A = 538,16/1 \cdot 0,566 \cdot 0,17 = 21,00 \text{ кН/см}^2 \leq R_{\gamma c} = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Вывод: несущая способность стержня колонны обеспечена. Принимаем в качестве стержня двутавр 23Ш1.

Практическое занятие № 27

Тема: Расчёт кирпичного центрально сжатого неармированного (армированного) столба.

Цель работы - подбор размеров квадратного поперечного сечения (подбор сеток).

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу сжатых конструкций под нагрузкой и особенности их работы в зависимости от материала; возможный характер потери несущей способности и предпосылки для расчёта; правила конструирования колонн;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность кирпичного столба не армированного и с сетчатым армированием.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции: ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

1. Расчёт центрально сжатых столбов из неармированной кладки

Базовая расчётная формула для центрально сжатых каменных столбов принимает вид

$$N \leq m_g \varphi R A,$$

где N – расчётная продольная сила;

R – расчётное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2.10;

m_g – коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций кладки при воздействии длительной нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta N_g / N,$$

где η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида каменной кладки, принимаемый по табл. 5.8;

N_g – расчётная продольная сила от длительно действующей нагрузки;

N – расчётная продольная сила от всей нагрузки;

A – площадь поперечного сечения столба;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от α и λ_h по табл. 5.8,

где α – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 5.7;

λ_h – гибкость столба, определяемая по формуле: $\lambda_h = l_0 / h$, где l_0 – расчётная длина столба;

h – меньшая сторона сечения колонны (для колонн прямоугольного сечения гибкость определяется по формуле $\lambda_i = l_0 / I$ через радиус инерции сечения колонны i).

Расчётные высоты стен и столбов l_0 назначаются в зависимости от условий их опирания на горизонтальные опоры (балки, плиты).

Для кирпичных колонн могут быть решены 2 типа задач: подбор размеров сечения столба (тип 1) и проверка несущей способности (тип 2).

Общий порядок расчета. Определение размеров сечения кирпичного столба (тип 1) (центрально-сжатого, неармированного)

1. Определяют нагрузку на кирпичный столб (в простейших задачах она может быть задана).

2. Устанавливают (если она не задана) расчетную схему столба.

3. Задаются следующими параметрами:

а) наименованием и маркой кирпича, обычно марка кирпича принимается от М50 до М150;

б) наименованием и маркой раствора, обычно марки раствора принимаются от М25 до М75.

4. По табл. 2.10 находят расчетное сопротивление сжатию кладки R .

5. Определяют упругую характеристику кладки α (см. табл. 5.7).

6. Предварительно принимают значение коэффициента $\varphi = 0,8-0,9$ и, предполагая, что размеры сечения будут больше 30 см, принимают значение коэффициента $m_g = 1$.

7. Пользуясь формулой, определяют требуемую площадь сечения (см^2):

$$A \geq \frac{N}{m_g \varphi R}.$$

8. Назначают размеры сечения столба, при этом следует учитывать размеры кирпичей (каменей); сечение колонн из кирпича принимают не менее 380 x 380 мм и далее, добавляя по 130 мм (ширина кирпича 120 мм + 10 мм шов).

9. Проверяют принятое сечение:

а) определяют коэффициент m_g . Обычно колонны имеют меньший размер сечения больше 30 см, тогда коэффициент $m_g = 1$. Вместе с тем при проектировании возможны случаи, когда меньший размер сечения менее 30 см или радиус инерции для элементов непрямоугольного сечения меньше 8,5 см, тогда необходимо определять значение коэффициента по формуле (5.18)

$$m_g = 1 - \eta (N_g / N);$$

б) определяют гибкость $\lambda_h = l_0 / h$; ($\lambda_i = l_0 / i$) и по табл. 5.8 определяют коэффициент продольного изгиба φ ;

в) определяют площадь принятого сечения столба; в случае если принятое сечение столба меньше $0,3 \text{ м}^2$, расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$ (см. п. 3.ПСНиП II-22-81).

10. Проверяют несущую способность колонны из условия (5.17)

$$N \leq m_g \varphi R A.$$

Если условие удовлетворено, то расчет закончен, если нет, то изменяют марки кирпича, раствора или увеличивают размеры колонны с учетом размеров кирпича (камня) и расчет повторяют до тех пор, пока не будет удовлетворено условие.

В сущности, проверка принятого сечения (пп. 9, 10 порядка расчета) и является проверкой несущей способности (задача 2-го типа).

1. Правила конструирования неармированных столбов

1. Размеры поперечного сечения колонн принимают с учётом размеров кирпича. Обычно не менее 380x380мм (1,5 кирпича x1,5 кирпича) и далее 510x510мм (2x2), 640x640мм (2,5x2,5) и т.д.

2. На верхнюю часть кирпичной колонны могут укладываться железобетонные подушки, которые способствуют распределению напряжений от балок по кирпичной кладке. Их можно принимать без расчёта толщиной 14-22см.

3. В нижней части, между кирпичной кладкой и фундаментом выполняется гидроизоляция.

2.Расчёт центрально сжатых колонн, армированных при помощи сеток (сетчатое армирование).

Расчёт элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производят по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A,$$

где R_{sk} – расчётное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле:

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100,$$

$$R_{sk} \leq 2R,$$

где R – расчётное сопротивление сжатию неармированной кладки;

R_s – расчётное сопротивление арматуры, для арматуры класса Вр-I принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cs} = 0,6$;

μ – процент армирования по объёму, для сеток с квадратными ячейками из арматуры площадью сечения A_{st} с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте S определяется по формуле:

$$\mu = 2A_{st}/cS \cdot 100.$$

Процент армирования кладки с сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать определённого по формуле:

$$M = 50R/R_s \geq 0,1\%;$$

m_g и φ – см. п. 1; φ определяется в зависимости от упругой характеристики кладки с сетчатым армированием α_{sk} :

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u/R_{sku},$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле:

$$R_u = kR,$$

где k – коэффициент, принимаемый по табл. 5.9

R_{sku} – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150мм; для кладки с сетчатой арматурой определяется по формуле:

$$R_{sku} = kR = 2R_{sn}\mu/100,$$

где R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры, в армированной кладке принимаемые для арматуры класса Вр-I с коэффициентом условия работы 0,6.

Общий порядок расчёта центрально-сжатой каменной колонны с сетчатым армированием

В практике встречаются два типа задач:

- 1) подбор арматурных сеток в колонны известного сечения и с принятыми материалами;
- 2) проверка несущей способности имеющейся армированной колонны.

Подбор арматурных сеток

Производят расчет неармированной колонны, и если после определения ее несущей способности $\varphi = m_g \varphi R A$ выясняется, что действующее усилие $N > \varphi$, то несущая способность не обеспечена. Можно увеличить несущую способность колонны за счет постановки сетчатой арматуры:

1. Принимают класс арматуры сеток (рекомендуется Вр-I). Определяют расчетное и нормативное сопротивления арматуры с коэффициентом условия работы $R_{s\gamma_{cs}}$. Арматура класса Вр-I выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм и имеет расчетное сопротивление $R_s = 410$ МПа и нормативное сопротивление $R_{sn} = 490$ МПа (табл. 2.8); коэффициент условия работы $\gamma_{cs} = 0,6$.

2. Находят отношение $a = N/\varphi$; отношение показывает, во сколько раз следует увеличить расчетное сопротивление каменной кладки, чтобы несущая способность оказалась выполненной. Учитывают, что увеличение расчетного сопротивления возможно не более чем в два раза.

3. Определяют требуемое расчетное сопротивление армированной кладки $R_{sk} = R_a$; приравнивают полученное значение к формуле (5.21) и получают

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = R_a;$$

из полученного соотношения определяют требуемый процент армирования μ (%):

$$\mu = \frac{(R_{sk} - R) \cdot 100}{2R_s};$$

устанавливают процент армирования μ , его значение принимается не менее 0,1%.

4. Принимают шаг постановки арматурных сеток S ; сетки могут устанавливаться в каждом ряду кладки или через несколько рядов (но не более чем через 5); если сетки ставятся в каждом ряду, $S = 7,7$ см (для одинарного кирпича), если через два ряда — увеличиваем шаг вдвое и т.д.

5. Определяют площадь сечения арматуры A_{st} , из которой сделаны сетки: Ø3 — $A_{st} = 0,071$ см²; Ø4 — $A_{st} = 0,126$ см²; Ø5 — $A_{st} = 0,195$ см² (см. Приложение 3);

6. Находят требуемый шаг стержней в сетках из уравнения (5.22)

$$c = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{\mu S};$$

назначают шаг стержней (шаг c , принимается от 30 до 120 мм с градацией через 5 мм);

Проверка выбранного сечения колонны с сетчатым армированием

7. Уточняют процент армирования, подставляя в формулу (5.22)

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cS} \cdot 100$$

принятые значения шага стержней и шага сеток

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cS} \cdot 100$$

и проверяют ограничения процента армирования:

$$\mu_{min} = 50R/R_s; \mu_{min} = 0,1\%:$$

- если процент армирования меньше минимального, увеличивают количество арматуры за счет уменьшения шага стержней в арматурных сетках, шага постановки сеток или увеличения диаметра арматуры;

- если процент армирования больше предельного, следует изменить сечение колонны или принять более прочные материалы для каменной кладки и провести расчет

8. Уточняют величину расчетного сопротивления

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}.$$

9. Находят упругую характеристику кладки при наличии сетчатого армирования:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}},$$

где α — упругая характеристика неармированной кладки,

$$R_u = kR; \quad R_{sku} = kR + \frac{2R_s\mu}{100}.$$

10. Определяют коэффициент продольного изгиба φ (см. табл. 5.8), при определении φ вместо упругой характеристики α принимают α_{sk} .

11. Проверяют несущую способность армированной кладки:

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A.$$

Если несущая способность не обеспечена, увеличивают насыщение столба арматурой и повторяют расчет.

Задачи типа 2 сводятся к проверке выбранного сечения колонны, см. тип 1 задач пп. 7–11.

Некоторые правила конструирования кирпичных (каменных) столбов с сетчатым армированием

1. Количество сетчатой арматуры (процент армирования) должно составлять не менее 0,1% и не превышать определенного по формуле (5.23).

2. Диаметр сетчатой арматуры обычно назначается 3, 4, 5 мм.

3. Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 см и не менее 3 см.

4. Материалы для кирпичной кладки:

- марка кирпича, как правило, не менее М50;
- марка раствора не ниже М50;
- класс арматуры, как правило, Вр-I.

5. Швы кладки должны иметь толщину, превышающую толщину сетки не менее чем на 4 мм.

6. Арматурные сетки ставятся не больше чем через пять рядов кирпичной кладки (40 см).

7. Для проверки наличия арматурных сеток в кладке и контроля правильности их укладки они должны быть уложены так, чтобы концы стержней выступали на 3–10 мм за поверхность кладки.

8. Сетчатое армирование эффективно только при гибкости столбов $l_0/h \leq 15$, при больших значениях гибкости сетчатое армирование практически не повышает прочность кладки.

Пример 1. Используя данные примера 7 (практическая работа №2) подобрать сечение центрально-сжатой колонны, выполненной из кирпича. Расчетное продольное сжимающее усилие $N = 566,48$ кН. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$; с учетом коэффициента $N = 566,48 \cdot 0,95 = 538,16$ кН. Принята расчетная схема с шарнирным опиранием концов стержня колонны (см. рис. 5.35, а). При такой расчетной схеме расчетная длина равна высоте этажа $l_0 = H = 3,6$ м.

Решение.

1. Задаемся материалами. Принимаем: полнотелый глиняный кирпич пластического прессования марки М100; раствор цементно-известковый М75. По табл. 2.10 находим расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,7$ МПа = 0,17 кН/см².

2. Определяем упругую характеристику, $a = 1000$ (табл. 5.7).

3. Задаемся коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,8$ и коэффициентом $m_g = 1,0$. Определяем требуемую площадь сечения колонны:

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R} = \frac{538,16}{1 \cdot 0,8 \cdot 0,17} = 3957,03 \text{ см}^2.$$

4. Принимаем сечение колонны 640 х 640 мм. Фактическая площадь сечения $A = bh = 64 \cdot 64 = 4096$ см² = 0,4096 м², что больше 0,3 м², следовательно, коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$.

5. Определяем гибкость:

$$\lambda_h = l_0/h = 360/64 = 5,63.$$

6. По табл. 5.8 находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,968$ (коэффициент определен с интерполяцией).

7. Так как меньшая сторона сечения $h > 30$ см, коэффициент $m_g = 1$.

8. Проверяем принятое сечение:

$$N = 538,16 \text{ кН} < m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,968 \cdot 0,17 \cdot 4096 = 674,03 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность колонны обеспечена, оставляем выбранное сечение.

Пример 2. По архитектурным соображениям требуется уменьшить сечение колонны, которая рассчитана в примере 1. Принято сечение 510х510 мм, колонну выполняем из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования марки М100 и цементно-известкового раствора М100

(так как размеры сечения уменьшили и есть такая возможность, увеличиваем марку раствора по сравнению с данными примера 1). Расчетное сопротивление сжатию кладки $R = 1,8 \text{ МПа} = 0,18 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.10), упругая характеристика $\alpha = 1000$ (табл. 5.7).

Решение.

1. Площадь колонны $A = 51 \cdot 51 = 2601 \text{ см}^2 = 0,26 \text{ м}^2$; так как площадь сечения меньше $0,3 \text{ м}^2$, расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$.

2. Гибкость колонны изменилась по сравнению с гибкостью в примере 1, так как уменьшились размеры сечения колонны,

$$\lambda_h = l_0/h = 360/51 = 7,0.$$

3. Определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,94$ (табл. 5.8).

4. Коэффициент $m_\gamma = 1$, так как меньший размер сечения $h > 30 \text{ см}$.

5. Несущая способность кирпичного столба

$$\Phi = m_\gamma \varphi R_{\gamma c} A = 1 \cdot 0,94 \cdot 0,18 \cdot 0,8 \cdot 2601 = 352 \text{ кН};$$
$$N = 538,16 \text{ кН} > \Phi = 352 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность не обеспечена.

6. Для обеспечения несущей способности применяем сетчатое армирование. Арматурные сетки выполняем из арматуры класса Вр-I диаметром 3 мм, устанавливаем сетки в каждом ряду кирпичей, шаг сеток $S = 7,7 \text{ см}$.

7. Выписываем нормативное и расчетное сопротивления арматуры (табл. 2.8): $R_s = 410 \text{ МПа}$, $R_{sn} = 490 \text{ МПа}$; площадь сечения стержня арматуры $A_{st} = 0,071 \text{ см}^2$; расчетное и нормативное сопротивления арматуры необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (см. табл. 13 СНиП П-22-81);

8. Находим отношение:

$$a = N/\Phi = 538,16/332,48 = 1,62,$$

которое показывает, во сколько раз следует увеличить расчетное сопротивление для обеспечения прочности.

9. Определяем требуемое расчетное сопротивление армированной кладки:

$$R_{sk} = Ra = 0,17 \cdot 1,62 = 0,27 \text{ кН/см}^2.$$

10. Приравниваем полученное значение к формуле расчетного сопротивления:

$$R_{sk} = 0,27 = R_c + \frac{2\mu R_{\gamma s}}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot \mu \cdot 24,6}{100};$$

из полученного соотношения определяем требуемый процент армирования μ :

$$\mu = \frac{(R_{sk} - R_{\gamma c})100}{2R_s} = \frac{(0,27 - 0,18 \cdot 0,8) \cdot 100}{2 \cdot 24,6} = 0,266\%;$$

принимаем значение коэффициента $\mu = 0,27\%$.

11. Находим требуемый шаг стержней арматуры (размеры ячейки) в сетке из уравнения

$$\mu = 0,3\% = (2A_{st}/cS)100,$$

$$c = \frac{2A_{st} \cdot 100}{\mu S} = \frac{2 \cdot 0,071 \cdot 100}{0,27 \cdot 7,7} = 6,83 \text{ см};$$

принимаем сетки с шагом стержней $c = 65 \text{ мм}$ (кратно 5 мм).

12. Уточняем полученный процент армирования:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cS} 100 = \frac{2 \cdot 0,071}{6,5 \cdot 7,7} \cdot 100 = 0,284\%.$$

13. Уточняем полученное в результате армирования расчетное сопротивление кладки R_{sk} :

$$R_{sk} = R_{\gamma_c} + \frac{2\mu R_s}{100} = 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 0,284 \cdot 24,6}{100} = 0,284 \text{ кН/см}^2.$$

14. Проверяем принятое значение коэффициента армирования:

$$\mu = 0,284 \% > \mu_{min} = 0,1\%;$$

$$\mu_{max} = 50 R_{\gamma_c} / R_{s\gamma_s} = 50 \cdot 0,18 \cdot 0,8 / 24,6 = 0,293 \%;$$

15. Определяем упругую характеристику армированной кладки α_{sk} :

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{skn}} = 1000 \cdot \frac{0,288}{0,455} = 633,$$

$$\text{где } R_u = k R_{\gamma_c} = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,8 = 0,288 \text{ кН/см}^2;$$

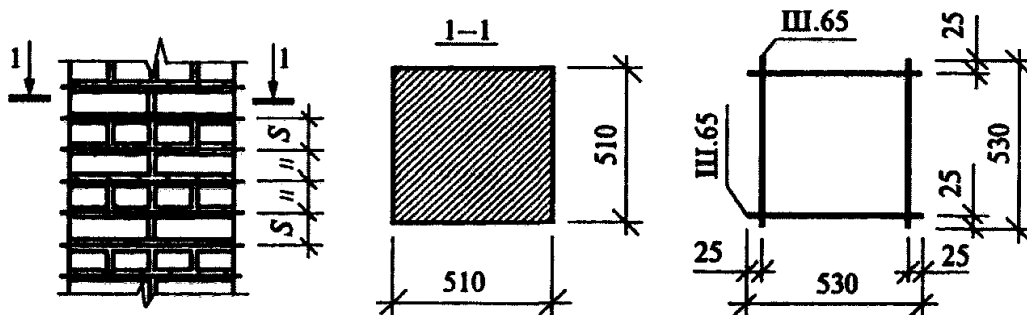
$$R_{sku} = k R_{\gamma_c} + \frac{2 R_{sn} \mu}{100} = 2 \cdot 0,18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 29,4 \cdot 0,284}{100} = 0,455 \text{ кН/см}^2.$$

16. По табл. 5.8 определяем коэффициент продольного изгиба, учитывая полученное значение упругой характеристики $\alpha_{sk} = 633$ и гибкости $\lambda_h = 7,0$; с интерполяцией $\varphi = 0,904$.

17. Проверяем несущую способность,

$$N = 538,16 \text{ кН} < m_{\varphi} R_{sk} A = 1 \cdot 0,904 \cdot 0,284 \cdot 2601 = 646,6 \text{ кН}.$$

Вывод. Несущая способность обеспечена. Принимаем колонну сечением 510x510 мм из кирпича глиняного пластического прессования М100 на цементно-известковом растворе М100, армированную сетками в каждом ряду кирпичной кладки. Сетки выполнены из арматуры класса Вр-I Ø3 мм с шагом постановки арматуры в сетке в обоих направлениях 65 мм (рис. 1).



Практическое занятие № 28

Тема: Расчёт стальной балки.

Цель работы - подбор сечения балки из прокатного двутавра и проверка жёсткости.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу изгибаемых конструкций при поперечном изгибе от равномерно распределённой нагрузки; особенности работы стальных балок; возможный характер потери несущей способности и жёсткости; предпосылки для расчёта;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение и проверить несущую способность стальной прокатной двутавровой балки на прочность и жёсткость.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции: ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

Расчет балок производят по двум предельным состояниям. По первому предельному состоянию ведут расчет на прочность, общую и местную устойчивость, а по второму предельному состоянию производят расчет по деформациям.

1. Расчет прочности

Расчет прочности заключается в ограничении напряжений, возникающих в балке при ее работе.

- Нормальные напряжения проверяются по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c,$$

где M – изгибающий момент, действующий в расчетном сечении;

$W_{n,min}$ – минимальный момент сопротивления нетто. При отсутствии ослаблений в рассчитываемом сечении момент сопротивления нетто равен моменту сопротивления брутто, $W_{n,min} = W_x$;

R_y – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условия работы.

- Касательные напряжения проверяются по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_s \gamma_c,$$

где Q – поперечная сила, действующая в расчетном сечении;

S_x – статический момент инерции относительно оси $x-x$;

I_x – момент инерции сечения относительно оси $x-x$;

t – толщина стенки;

R_s – расчетное сопротивление сдвигу, $R_s = 0,58R_y$

2. Расчет по деформациям

Часто балки, в которых обеспечена прочность и устойчивость, не могут быть использованы, так как они не удовлетворяют требованиям жесткости. Прогибы таких балок больше предельно допустимых, что затрудняет их эксплуатацию (например, в месте прогиба прогона покрытия будет скапливаться вода на кровле, или будут растрескиваться конструкции, опирающиеся на балку, либо это неприемлемо по эстетическим соображениям и т.п.).

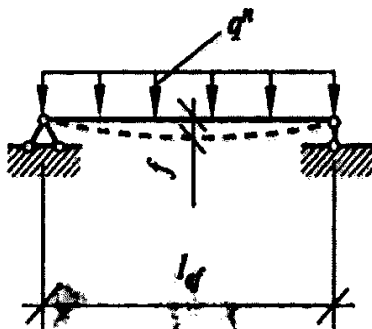


Рис. 1

Для приведенной на рис. 1 схемы загрузки прогиб определяется по формуле (см. табл. 7.1)

$$f = \frac{5q^n l^4}{384 E I_x},$$

где E – модуль упругости стали;

I_x – момент инерции, взятый относительно оси изгиба балки;

q^n – нормативная распределенная по длине балки (погонная) нагрузка.

Прогибы балок ограничиваются предельными прогибами $f \leq f_u$ (см. параграф 7.1.2).

Порядок расчета прокатной балки

Прокатные балки проектируются из двутавров, реже швеллеров. При расчете возникают следующие типы задач: подбор сечения (тип 1), проверка прочности имеющейся балки (тип 2).

Подбор сечения прокатных балок (тип 1) можно выполнять в следующей последовательности:

1. Определяют тип балочной клетки, шаг балок, пролет балки; собирают нагрузки на один погонный метр балки с учетом нагрузки от ее собственного веса (нагрузка от веса балки принимается приблизительно); определяют расчетную схему балки и строят эпюры поперечных сил и моментов.

2. Принимают сталь и находят ее расчетное сопротивление R_y ; устанавливают коэффициент условия работы γ_c .

3. По максимальному моменту определяют требуемый момент сопротивления из уравнения:

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c}.$$

4. По сортаменту прокатных профилей находят двутавр, имеющий момент сопротивления, который равен или несколько больше требуемого. Для выбранного двутавра выписывают фактические значения: момента сопротивления W_x ; момента инерции I_x ; статического момента инерции S_x ; толщины стенки двутавра t .

5. Для контроля выбранного сечения производят проверку выбранного сечения двутавра по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c.$$

6. Как уже отмечалось, двутавровые балки, выполненные из прокатных профилей, при действии на них равномерно распределенной нагрузки можно не рассчитывать по прочности на касательные напряжения, но в случае воздействия на них сосредоточенных сил следует проверять выбранное сечение по формуле

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x t} \leq R_y \gamma_c,$$

где Q – максимальная поперечная сила;

$$R_s = 0,58R_y.$$

7. Часто по балкам устраивается жесткий настил, который препятствует потере общей устойчивости, но в случае, если возможна потеря общей устойчивости, необходимо проводить соответствующий расчет по п. 5.15 СНиП II-23-81*.

8. При воздействии на верхний пояс балки сосредоточенных нагрузок также следует проводить проверку местной устойчивости стенки по п. 5.13 СНиП II-23-81*.

9. Проводят расчет балки по деформациям (расчетные формулы для определения прогибов для различных схем загрузки приведены в табл. 7.1); для балки, изображенной на рис. 1,

$$f = \frac{5q^n l^4_{ef}}{384EI_x} \leq f_u$$

– прогиб балок определяется на действие нормативных нагрузок, так как данный расчет относится ко второй группе предельных состояний.

В случае если прогиб получился больше предельного, следует увеличивать сечение балки и заново производить проверку прогиба. Расчет балок из прокатных швеллеров производят аналогично расчету балок из прокатных двутавров.

Пример 1. По данным примера 7 рассчитать балку перекрытия, выполненную из прокатного двутавра (рис. 2). Принято, что балка опирается на пилястру и стальную колонну (рассчитанную в примере 5.1). Нагрузку на балку собираем с грузовой площади длиной $l_{гр} = 6,0$ м (см. рис. 3.3). Нагрузка на квадратный метр перекрытия $q_{перекр\tyтия}^n = 9,08$ кПа; $q_{перекр\tyтия} = 10,58$ кПа. Собственный вес погонного метра балки ориентировочно принимаем

$$g_{балки}^n = 0,50 \text{ кН/м}; \gamma_f = 1,05; g_{балки} = g_{балки}^n \gamma_f = 0,50 \cdot 1,05 = 0,53 \text{ кН/м}.$$

Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$.

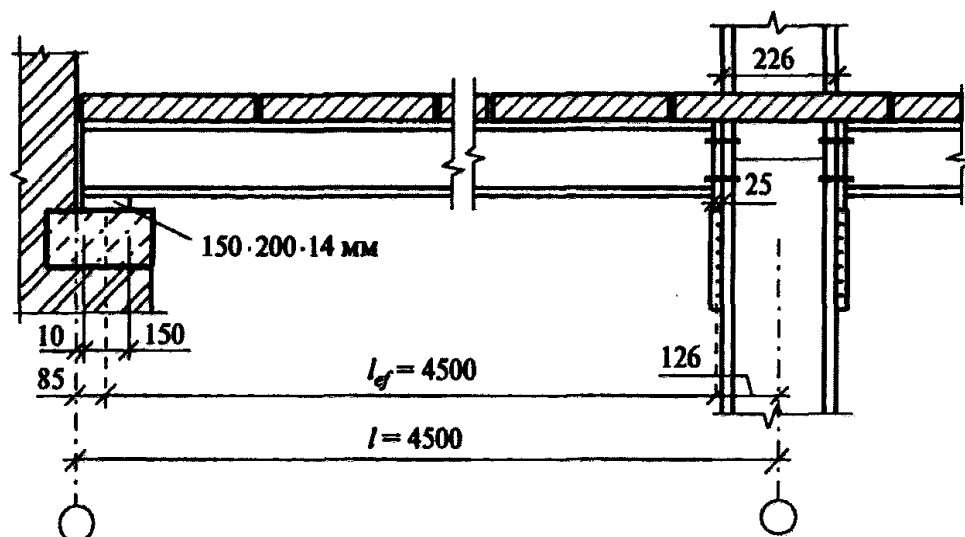


Рис. 2

Решение.

1. Определяем нагрузку, действующую на погонный метр балки:

- нормативная нагрузка

$$q_n = q_{перекр\tyтия}^n l_{гр} + g_{балки}^n = 9,08 \cdot 6 + 0,50 = 54,98 \text{ кН/м} = 0,5498 \text{ кН/см};$$

- нормативная длительная нагрузка – полное значение временной нагрузки на перекрытие торговых залов $p_n = 4,0$ кПа, пониженное значение, являющееся временной длительной нагрузкой, $p_n^l = 1,4$ кПа (см. табл. 3.3):

$$q_l^n = q_n - p_n^l l_{гр} + p_n^l l_{гр} = 54,98 - 4,0 \cdot 6,0 + 1,4 \cdot 6,0 = 39,38 \text{ кН/м} = 0,3938 \text{ кН/см};$$

- расчетная нагрузка

$$q = q_{перекр\tyтия}^l + g_{балки} = 10,58 \cdot 6 + 0,53 = 64,01 \text{ кН/м};$$

- расчетная нагрузка с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$

$$q = 64,01 \cdot 0,95 = 60,81 \text{ кН/м}.$$

2. Принимаем предварительно размеры опорной пластины и опорного ребра балки и определяем ее расчетную длину:

$$l_{ef} = l - 85 - 126 = 4500 - 85 - 126 = 4289 \text{ мм} = 4,29 \text{ м}.$$

3. Устанавливаем расчетную схему (рис. 3) и определяем максимальную поперечную силу и максимальный момент:

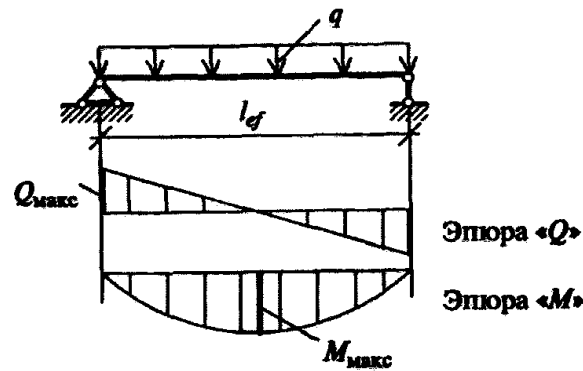


Рис. 3

$$Q = ql_{ef}/2 = 60,81 \cdot 4,29/2 = 130,44 \text{ кН};$$

$$M = ql_{ef}^2/8 = 60,81 \cdot 4,3062/8 = 139,89 \text{ кНм};$$

4. По табл. 50* СНиП II-23-81* определяем группу конструкций, к которой принадлежит балка, и задаемся сталью: группа конструкций – 2; принимаем из допустимых к применению сталей сталь С245. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести (с учетом, что балка выполняется из фасонного проката и приняв предварительно толщину проката до 20 мм) $R_y = 240 \text{ МПа} = 24,0 \text{ кН/см}^2$ (табл. 2.2). Коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,9$ в соответствии с п. 1 табл. 2.3 (балки под торговым залом магазина).

5. Определяем требуемый момент сопротивления балки W_x :

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{13989}{24 \cdot 0,9} = 647,64 \text{ см}^3.$$

6. По сортаменту (Приложение 1, табл. 2) принимаем двутавр 35Б2, который имеет момент сопротивления близкий к требуемому. Выписываем характеристики двутавра: $W_x = 662,2 \text{ см}^3$; $I_x = 11\,550 \text{ см}^4$; $S_x = 373 \text{ см}^3$; толщина стенки $t = 10 \text{ мм}$; высота $h = 349 \text{ мм}$; ширина $b = 155 \text{ мм}$; масса 1 м длины 43,3 кг/м, что близко к первоначально принятой, – оставляем нагрузки без изменения.

7. Проверяем прочность на действие касательных напряжений τ :

$$\tau = \frac{QS_x}{I_x} = \frac{130,44 \cdot 373}{11\,550 \cdot 1,0} = 4,21 \text{ кН/см}^2;$$

$R_s \gamma_c = 0,58 R_y \gamma_c = 0,58 \cdot 24 \cdot 0,9 = 12,53 \text{ кН/см}^2$ ($R_s = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление сдвигу); $\tau = 4,21 \text{ кН/см}^2 < R_s \gamma_c = 12,53 \text{ кН/см}^2$; прочность обеспечена.

Так как на верхний пояс опираются железобетонные плиты, которые удерживают балку от потери устойчивости, расчет общей потери устойчивости не производим. Также отсутствуют сосредоточенные силы, следовательно, проверку местных напряжений проводить не надо.

8. Проверяем жесткость балки:

- предельный прогиб по эстетико-психологическим требованиям определяется в зависимости от длины элемента по интерполяции (предельный прогиб для балки длиной 4,5 м находится между значениями прогибов для балок длиной 3 м и 6 м и равен (см. табл. 7.4): $f_u = l/175 = 430,6/175 = 2,46 \text{ см}$);

- предельный прогиб в соответствии с конструктивными требованиями (табл. 7.2) $f_u = l/150 = 430,6/150 = 2,87 \text{ см}$.

Модуль упругости стали $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$.

Значение прогиба в соответствии с эстетико-психологическими требованиями определяется от действия нормативной длительной нагрузки $q^nl = 0,3938 \text{ кН/см}$:

$$f = \frac{5q_l^nl_g^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,3938 \cdot 429^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11\,550} = 0,73 \text{ см};$$

$$f = 0,73 \text{ см} < f_u = 2,46 \text{ см};$$

прогиб по конструктивным требованиям определяется от всей нормативной нагрузки q^n
 $= 0,5498 \text{ кН/см}$:

$$f = \frac{5q^n l_g^4}{384 E I_x} = \frac{5 \cdot 0,5498 \cdot 430,6^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11\,550} = 1,03 \text{ см};$$
$$f = 1,03 \text{ см} < f_u = 2,87 \text{ см};$$

прогибы балки по эстетико-психологическим и конструктивным требованиям находятся в пределах нормы. Прогибы по технологическим требованиям не рассматриваются, так как по перекрытию нет движения технологического транспорта. Рассмотрение прогибов по физиологическим требованиям выходит за рамки нашего курса.

Вывод. Окончательно принимаем для изготовления балки двутавр 35Б2, отвечающий требованиям прочности и жесткости

Практическое занятие № 29

Тема: Расчёт железобетонной балки прямоугольной формы с одиночным армированием.

Цель работы - подбор сечения рабочей арматуры, постановка поперечной арматуры и конструирование каркаса. Расчёт балки по наклонному сечению: определение диаметра и шага поперечных стержней.

В результате выполнения работы студент должен:

знать работу изгибаемых конструкций при поперечном изгибе от равномерно распределённой нагрузки; особенности работы железобетонных балок; возможный характер потери несущей способности и жёсткости; предпосылки для расчёта; основные правила конструирования балок;

уметь рассчитать, т.е. подобрать сечение или проверить несущую способность железобетонной балки прямоугольного сечения с одиночным армированием по нормальному и наклонному сечению.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

Порядок расчета прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием

При расчете изгибаемых элементов возможны следующие типы задач: подбор сечения продольной арматуры (тип 1) и определение несущей способности (тип 2), при необходимости проверки прочности элемента учитываем, что это фактически является задачей 2-го типа.

Порядок подбора сечения продольной арматуры (тип 1)

1. Определяют изгибающий момент, действующий в расчетном сечении элемента.

ют сечение балки:

$$h \approx (1/12 - 1/8)l; b \approx (0,3 - 0,5)h,$$

(размеры сечения могут быть заданы).

3. Задаются классом прочности бетона ($B \geq 7,5$) и классом арматуры, чаще всего в качестве продольной рабочей арматуры принимается арматура класса А-III (см. параграф 2.3.3). Устанавливают коэффициент условия работы бетона γ_{b2} (наиболее часто $\gamma_{b2} = 0,9$).

4. Задаются расстоянием от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры ($a \approx 3-5 \text{ см}$) и определяют рабочую высоту бетона $h_0 = h - a$.

5. Находят значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2}.$$

Коэффициент A_0 не должен превышать граничного значения A_{0R} (см. табл. 7.6). Если значение коэффициента $A_0 > A_{0R}$, следует увеличить сечение балки или изменить материалы.

6. По величине коэффициента A_0 , пользуясь табл. 7.5, определяют значения коэффициентов ξ и η .

7. Определяют требуемую площадь арматуры по любой из приведенных формул:

$$A_s = \frac{R_b \gamma_{b2} b \xi h_0}{R_s};$$

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}.$$

8. Задаются количеством стержней и определяют диаметры арматуры, выписывают фактическую площадь сечения подобранной арматуры (Приложение 3).

9. Определяют процент армирования элемента μ и сравнивают его с минимальным процентом армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\% \geq \mu_{min} = 0,05\%.$$

10. Определяют требуемую площадь монтажных стержней A'_s и по площади принимают диаметры монтажных стержней d'_s :

$$A'_s \approx 0,1 A_s.$$

11. Определяют диаметры поперечных стержней:

$$d_{sw} \geq 0,25 d_s.$$

12. Назначают толщину защитного слоя бетона ($a_b \geq d_s$; $a_b \geq 20$ мм при высоте элементов > 250 мм).

13. Конструируют сечение – см. параграф 7.4.7.

Порядок определения несущей способности элемента (тип 2)

При определении несущей способности элемента известно: размеры сечения, армирование и материалы, из которых выполнен элемент; неизвестно — какой изгибающий момент он способен выдержать (момент сечения).

Для нахождения момента сечения определяют:

Расчетные сопротивления материалов, их коэффициенты условий работы (табл. 2.6; 2.8).

По чертежу сечения элемента находят рабочую высоту сечения h_0 , площадь рабочей продольной арматуры A_s (Приложение 3);

Определяют значение коэффициента ξ :

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b \gamma_{b2} b h_0}.$$

Коэффициент ξ должен быть не больше граничного значения — ξ_R (табл. 7.6); если коэффициент ξ больше граничного значения, это значит, что элемент переармирован и для дальнейших расчетов следует использовать граничные значения коэффициентов (вместо коэффициента ξ применять в дальнейших расчетах ξ_R ; вместо A_0 применять коэффициент A_{0R}).

4. По таблице коэффициентов (табл. 7.5) через коэффициент ξ определяют значения коэффициента A_0 .

5. Определяют величину момента сечения: $M_{\text{сечения}} = A_0 R_b \gamma_{b2} b h^2_0$ — задача решена.

В случае если требуется проверить прочность, необходимо сравнить момент сечения с фактически действующим на балку моментом и сделать вывод, выполняется условие прочности ($M \leq M_{\text{сечения}}$) или нет.

2. Порядок расчета прочности наклонного сечения

Расчет условно можно разбить на три части: конструирование каркаса, обеспечение прочности по наклонной трещине и расчет прочности сжатой полосы:

1. Конструирование каркаса

1. Конструируют каркас балки в соответствии с требованиями п. 5.27 СНиП 2.03.01-83*: в балках и плитах шаг поперечных стержней принимают:

- на приопорных участках (рис. 1):

а) при $h \leq 450$ мм шаг поперечных стержней на приопорном участке s — не более $h/2$ и не более 150 мм;

б) при $h > 450$ мм шаг поперечных стержней на приопорном участке s — не более $h/3$ и не более 500 мм

в) при высоте сечения элемента $h > 300$ мм устанавливается поперечная арматура с шагом $s \leq 3/4h$ и не более 500 мм;

г) при высоте сечения элемента $h \leq 300$ мм поперечные стержни в середине пролета можно не ставить;

д) в сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах высотой свыше 300 мм и в балочных конструкциях высотой менее 150 мм допускается поперечную арматуру не устанавливать, но прочность при этом должна быть проверена расчетом.

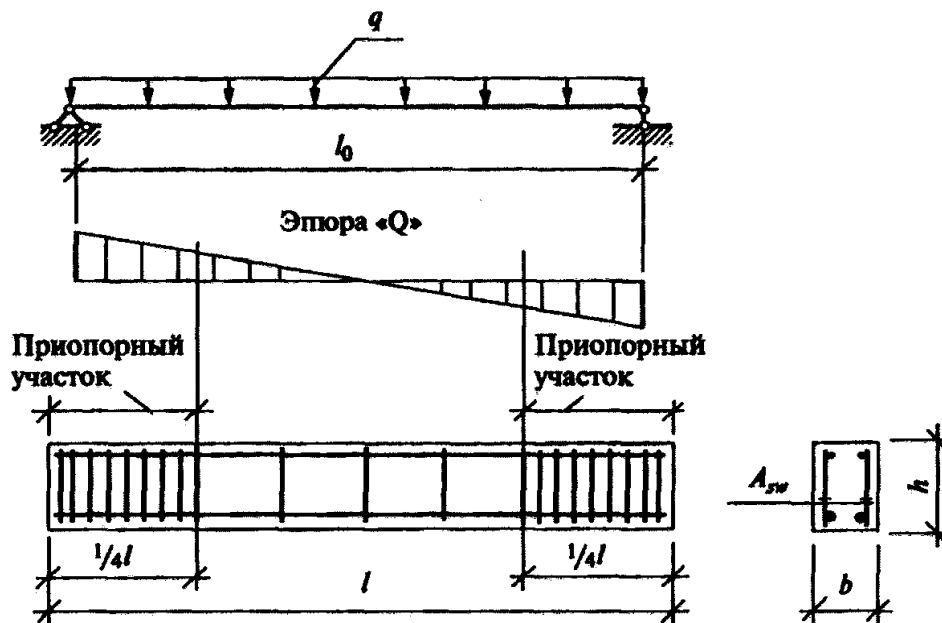


Рис. 1

Пример 1. На железобетонную балку действует изгибающий момент $M = 150$ кН · м. Определить требуемую площадь продольной рабочей арматуры и произвести конструирование сечения балки. Приняты следующие материалы: бетон тяжелый класса В30; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$; продольная рабочая арматура класса А-III; для поперечной арматуры принят класс Вр-I; монтажная арматура класса А-III. Сечение балки — см. рис. 2.

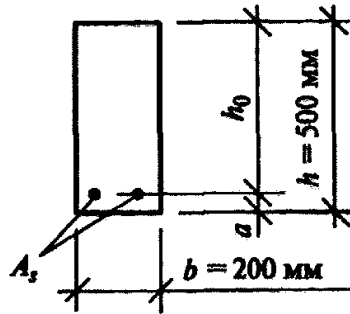


Рис. 2

Решение.

1. Определяем расчетную призматическую прочность бетона $R_b = 17,0$ МПа (табл. 2.6).

2. Определяем расчетное сопротивление арматуры; для диаметров от 10 до 40 мм

$$R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 2.8).}$$

3. Задаемся величиной a – расстоянием от центра тяжести арматуры до крайнего растянутого волокна бетона (величину a можно принимать 3–4 см при однорядном расположении стержней в каркасе и больше при двухрядном), принимаем $a = 4$ см.

4. Определяем рабочую высоту балки h_0 : $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46$ см;

5. Находим значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{15\,000}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,232.$$

$A_0 = 0,232 < A_{0R} = 0,413$ (см. табл. 7.6); коэффициент A_0 меньше граничного значения, следовательно, изменять сечение балки не требуется.

6. По табл. 7.5 находим значение коэффициентов ξ , η ближайшее значение коэффициента A_0 в таблице равно 0,236, по нему определяем значения коэффициентов: $\xi = 0,27$; $\eta = 0,865$.

7. Находим требуемую площадь арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{15\,000}{0,865 \cdot 46 \cdot 36,5} = 10,33 \text{ см}^2.$$

8. Задаемся количеством стержней рабочей арматуры. При конструировании балки разрешено ставить стержни в один или в два ряда по высоте каркаса, при ширине балки 200 мм можно установить два или три каркаса в сечении; соответственно количество рабочих продольных стержней может быть 2, 3, 4 или 6 (рис. 3).

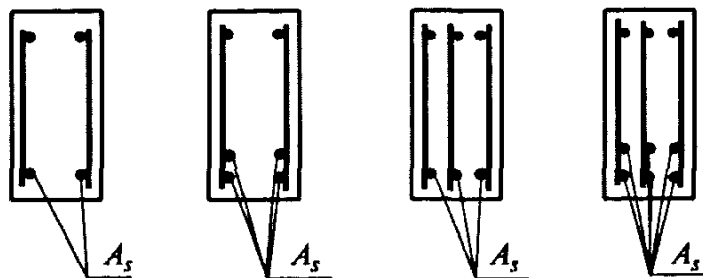


Рис. 3

По расчету требуемая площадь сечения арматуры $A_s = 10,33 \text{ см}^2$, рассмотрим варианты армирования (см. сортамент арматуры, Приложение 3):

- принимаем 2 стержня рабочей продольной арматуры и определяем их диаметр (находим большее ближайшее значение площади – $12,32 \text{ см}^2$, этой площади соответствуют 2 стержня диаметром 28 мм);
- для 3-х стержней (3Ø22, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$);

- для 4-х стержней (4Ø20, А-III, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$);
- для 6 стержней (6Ø16, А-III, $A_s = 12,06 \text{ см}^2$).

Из возможных вариантов армирования наиболее оптимальным с точки зрения расхода арматуры является вариант с тремя стержнями (меньше всего площадь сечения арматуры). Принимаем армирование: 3 стержня, Ø22, А-III, $A_s = 11,40 \text{ см}^2$.

9. Проверяем процент армирования μ :

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100 = \frac{11,40}{20 \cdot 46} \cdot 100 = 1,24\%.$$

Процент армирования больше минимального, равного 0,05%;

10. Определяем требуемую площадь сечения монтажных стержней: $A'_s = 0,1A_s = 0,1 \cdot 11,4 = 1,14 \text{ см}^2$ (по сортаменту арматуры ближайшее значение площади соответствует диаметру 7 мм, но такая арматура выпускается только классов В-П и Вр-П, которые не применяются в качестве ненапрягаемой арматуры), в качестве монтажной продольной арматуры принимаем 3Ø8 А-III, $A'_s = 1,51 \text{ см}^2$.

11. Определяем диаметр поперечных стержней d_{sw} . Из условия свариваемости арматуры $d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 22 = 5,5 \text{ мм}$, следовательно, к продольной рабочей арматуре Ø22 мм можно приварить стержень Ø6 мм. Так как арматурная проволока Вр-П выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм, а нам необходим Ø6 мм, принимаем поперечную арматуру класса А-III, площадь сечения поперечной арматуры $A_{sw} = 0,86 \text{ см}^2$ (площадь сечения 3-х поперечных стержней Ø6 мм, находящихся в сечении балки, рис. 4).

12. Определяем защитный слой бетона (который назначается больше диаметра стержня и не менее 20 мм при высоте балки больше 250 мм), принимаем $a_b = 25 \text{ мм} > d_s = 22 \text{ мм}$.

13. Окончательно конструируем сечение элемента, см. рис. 4.

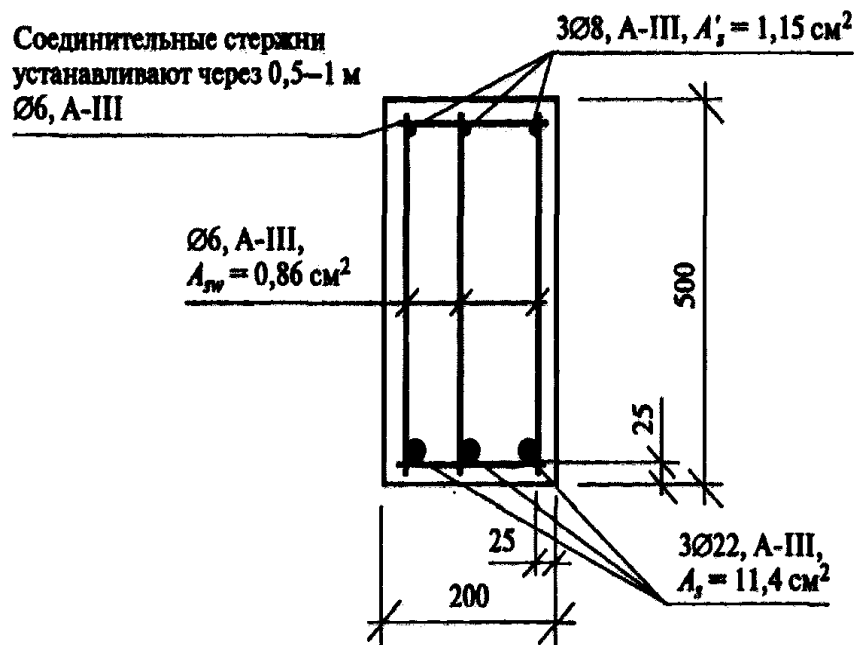


Рис. 4

Вывод. Для армирования сечения балки принимаем: рабочую продольную арматуру 3Ø22 А-III; монтажную продольную арматуру 3Ø8 А-III; поперечную арматуру Ø6 А-III.

Практическое занятие № 30

Тема: Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента.

Цель работы - определение глубины заложения и размеров подошвы отдельно стоящего фундамента.

В результате выполнения работы студент должен:

знать о распределении напряжений под подошвой фундамента и в массиве дисперсного грунта; конструкции фундаментов неглубокого заложения;

уметь определить глубину заложения, размеры подошвы столбчатого фундамента.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

Глубина заложения фундамента d_1 (расстояние от отметки планировки до подошвы фундамента) обычно назначается с учетом:

- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- климатических особенностей района строительства (глубины промерзания);
- конструктивных особенностей зданий и сооружений.

При назначении глубины заложения фундамента должны также учитываться особенности приложения и величины нагрузок, технология производства работ при возведении фундаментов, материалы фундаментов и другие факторы.

Минимальная глубина заложения фундаментов при строительстве на дисперсных грунтах принимается не менее 0,5 м от поверхности планировки. При строительстве на скальных грунтах достаточно бывает убрать только верхний, сильно разрушенный слой – и можно выполнять фундамент.

Расчет площади подошвы фундамента выполняют обычно в следующей последовательности: установив по таблицам (табл. 11.7, 11.8) величину расчетного сопротивления грунта R_0 определяем приближенное значение площади подошвы фундамента по формуле

$$A_f = \frac{N_{сер}}{R_0 - \gamma_m d_1}.$$

Затем назначаем размеры подошвы фундамента и, определив механические характеристики грунтов (удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ) (табл. 11.5, 11.6), определяем уточненное значение расчетного сопротивления грунта R по формуле (11.13), по которому, в свою очередь, уточняем требуемые размеры подошвы фундамента по формуле (12.13) и окончательно принимаем подошву фундамента.

Пример 1. 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 $d_1 = 1,35$ 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:

$$N_{сер} = N/1,2 = 535,52/1,2 = 446,27 \text{ кН};$$

2. По табл. 11.8 определяем расчетное сопротивление грунта $R_0 = 237,6$ кПа (с интерполяцией).

3. Определяем требуемую площадь подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m d_1} = \frac{446,27}{237,6 - 20 \cdot 1,35} = 2,12 \text{ м}^2;$$

принимаем фундамент квадратным, $a = b = \sqrt{2,12} = 1,46$ м; округляем требуемые размеры сторон и принимаем фундамент с размерами сторон 1,5 х 1,5 м; фактическая площадь принятого фундамента $A_f = 2,25 \text{ м}^2$.

4. По табл. 11.6 устанавливаем удельное сцепление и угол внутреннего трения глины: $c_n = c_{II} = 43 \text{ кПа}$; $\varphi_n = \varphi_{II} = 16^\circ$.

5. Находим коэффициенты γ_{c1} , γ_{c2} (табл. 11.9): $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,06$ (с интерполяцией).

6. Выписываем из табл. 11.10 коэффициенты: $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$.

7. Определяем расчетное сопротивление грунта по формуле, приняв $k = 1,1$, $k_z = 1,0$, $d_b = 0$ (так как отсутствует подвал):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,1} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 18,23 + 2,43 \cdot 1,35 \cdot 18,23 + (2,43 - 1) \cdot 0 \cdot$$

$$\cdot 20,2 + 4,99 \cdot 43] = 328,67 \text{ кПа};$$

8. Уточняем требуемые размеры фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1} = \frac{446,27}{328,67 - 20 \cdot 1,35} = 1,48 \text{ м}^2;$$

принимаем уточненные размеры фундамента 1,3 х 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): $R = 327,15 \text{ кПа}$.

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

$$p = \frac{N_{ser}}{A_f} + \gamma_m d_1 = \frac{446,27}{1,69} + 20 \cdot 1,35 = 291,07 \text{ кПа} < R = 327,15 \text{ кПа}.$$

Вывод. Оставляем размеры фундамента 1,3 х 1,3 м. Средние напряжения под подошвой фундамента $p = 291,07 \text{ кПа}$ меньше расчетного сопротивления грунта $R = 327,15 \text{ кПа}$.

Практическое занятие № 31

Тема: Расчёт тела фундамента и подбор количества арматуры.

Цель работы - расчёт тела и подбор количества арматуры отдельно стоящего фундамента.

В результате выполнения работы студент должен:

знать о распределении напряжений под подошвой фундамента и в массиве дисперсного грунта, конструкции фундаментов неглубокого заложения;

уметь рассчитать по материалу тело фундамента, подобрать количество арматуры.

В процессе практических занятий формируются общие и профессиональные компетенции:

ОК1-9;

ПК1.1; ПК1.2; ПК1.3.

Теоретическое обоснование:

2. Расчет отдельно стоящего центрально-сжатого фундамента

• расчет площади арматуры фундамента

Расчет прочности тела фундамента (рис. 1) в отличие от расчета основания ведется по первой группе предельных состояний, поэтому используется расчетная нагрузка N . Под подошвой фундамента от действия нагрузки возникает отпор грунта (реакция) $p = N/A_f$ (кН/м²), фундамент деформируется, происходит изгиб подошвы фундамента (рис. 2). При этом может происходить его разрушение за счет образования трещин по нормальным сечениям, т.е. подошва фундамента работает как плита. Арматура, поставленная в нижней части фундамента (арматурные сетки), воспринимает растягивающие напряжения. Расчетом необходимо проверить сечение по краю колонны и те места, где происходит изменение высоты фундамента, которые являются наиболее опасными (сечения 1-1, 2-2, рис. 3).

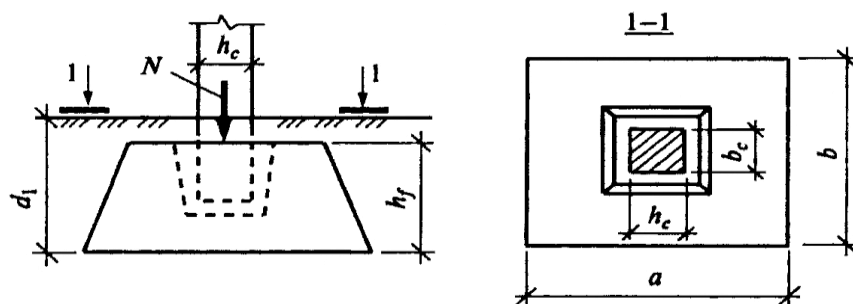


Рис. 1

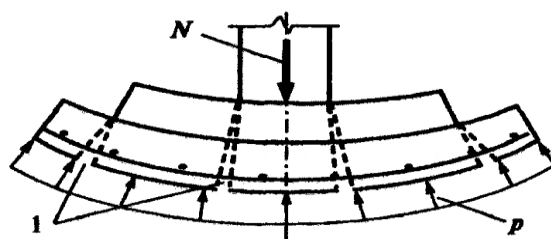


Рис. 2

Из сказанного понятно, что арматура подошвы фундамента рассчитывается как арматура изгибаемых элементов, воспринимающая растягивающие усилия, возникающие в растянутой зоне бетона. Для определения изгибающего момента в сечении 1-1 рассматриваем отсеченную сечением часть фундамента как консоль, равномерно загруженную снизу реакцией грунта p . Равнодействующая реакции грунта на отсеченной части Q приложена в центре тяжести консоли, для сечений 1-1, 2-2 соответственно: Q_1, Q_2 :

$$\begin{aligned} Q_1 &= p l_1 b; \\ Q_2 &= p l_2 b. \end{aligned}$$

Момент, возникающий в сечении 1-1, определяется как произведение равнодействующей Q_1 на расстояние от равнодействующей до сечения:

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = \frac{p l_1^2 b}{2};$$

аналогично можно определить изгибающий момент для сечения 2-2:

$$M_2 = Q_2 \frac{l_2}{2} = \frac{p l_2^2 b}{2}.$$

Требуемая площадь арматуры определяется из формулы

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}.$$

При нахождении площади арматуры в уравнение соответственно подставляется M_1 или M_2 и соответствующая рассчитываемым сечениям рабочая высота h_{01} или h_{02} .

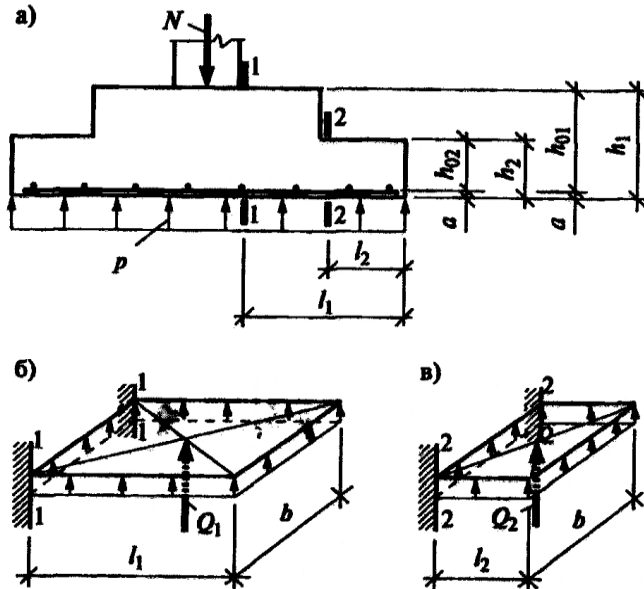


Рис. 3

Пример 1. Рассчитать фундамент по материалу под железобетонную колонну гражданского здания по данным примера 12.1. Нагрузка на фундамент с учетом коэффициента надежности по ответственности $N = 535,52$ кН. Глубина заложения фундамента $d_1 = 1,35$ м. Размеры подошвы фундамента $ab = 1,3 \cdot 1,3$ м. Размер сечения колонны $h_c b_c = 300 \cdot 300$ мм. Конструкцию фундамента см. на рис. 4.

Решение.

1. Определяем давление под подошвой фундамента: площадь фундамента $A_f = ah = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69$ м²; давление $p = N/A_f = 535,52/1,69 = 316,88$ кПа.

2. Определяем расчетные сечения фундамента. Рассчитываем сечение, проходящее по краю колонны (1-1) (см. рис. 4).

3. Задаемся защитным слоем бетона $a_b = 3,0$ см (сборный фундамент) и принимаем расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматуры $a = 4,0$ см; находим рабочую высоту фундамента $h_{01} = h_1 - a = 105 - 4,0 = 101$ см.

4. Принимаем: класс прочности бетона В20; коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 1,0$; класс арматуры А-III: $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,90$ МПа, $R_s = 365$ МПа (табл. 2.6, 2.8);

5. Поперечная сила в рассчитываемом сечении:

$$Q_1 = pl_1 b = 316,88 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 205,97 \text{ кН.}$$

6. Изгибающий момент в сечении 1-1

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = 205,97 \cdot \frac{0,5}{2} = 51,49 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

7. Требуемая площадь арматуры фундамента в сечении 1-1

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s} = \frac{5149}{0,9 \cdot 101 \cdot 36,5} = 1,55 \text{ см}^2.$$

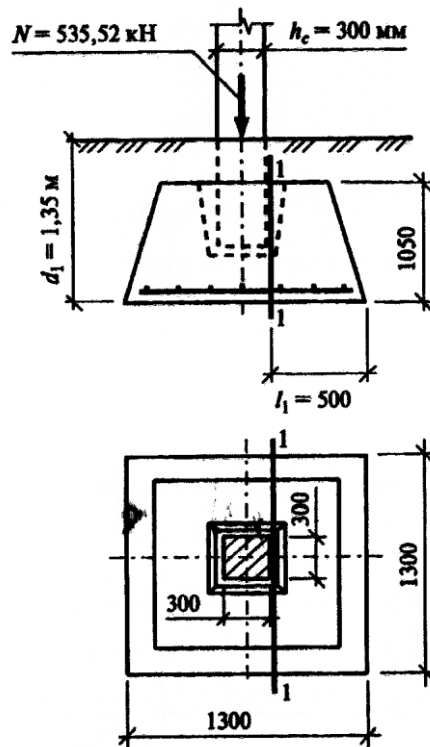


Рис. 4

8. Принимаем арматуру (в арматурных сетках фундамента рекомендуется назначать шаги стержней арматуры $S = 100, 150, 200$ мм): задаемся шагом стержней арматуры $S = 200$ мм, определяем количество стержней, расположенных в одном направлении арматурной сетки:

$$n_s = \frac{a - 100}{S} + 1 = \frac{1300 - 100}{200} + 1 = 7 \text{ штук};$$

принимаем (по Приложению 3) диаметр арматуры $7\varnothing 10$, А-III; $A_s = 5,5 \text{ см}^2$, что больше, чем требуется по расчету, но соответствует рекомендуемому минимальному диаметру арматуры для арматурных сеток фундамента; конструируем арматурную сетку фундамента (рис. 5).

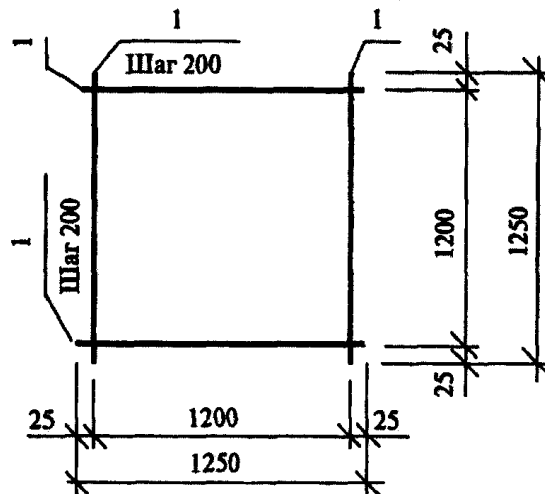


Рис. 5

11. Проверяем фундамент на продавливание; определяем стороны основания пирамиды продавливания (см. рис. 12.9):

$$a_{\text{н.о.п}} = h_c + 2h_0 = 30 + 2 \cdot 101 = 232 \text{ см} > a = 130 \text{ см};$$

$$b_{\text{н.о.п}} = a_{\text{н.о.п}} = 232 \text{ см} > b = 130 \text{ см}.$$

Так как размеры нижнего основания пирамиды продавливания больше размеров подошвы фундамента, значит, пирамида продавливания выходит за пределы фундамента, при этом прочность на продавливание считается обеспеченной.

Список источников и литературы

1. Сетков В.И., Сербин Е.П. Строительные конструкции – М.:ИНФРА-М, 2012.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. - М.:Стройиздат,2010г..
3. Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. – М.:Стройиздат,2011г..
4. Демидов Н.Н., Дёминов П.Д. Строительные конструкции с элементами статики сооружений. – М.:Высшая школа, 2011г..
5. Доркин В.В., Добромислов А.Н. Сборник задач по строительным конструкциям. – М.:Стройиздат,2010г.
6. Мандриков А.П. Примеры расчёта металлических конструкций. – М.:Стройиздат,2012г..
7. Слищкоухов Ю.В., Буданов В.Д. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.:Стройиздат,2011г..
8. Цай Т.Н., Бородич М.К., Мандриков А.П. Строительные конструкции. Т.1. – М.:Стройиздат,2011г.
9. Цай Т.Н. Строительные конструкции. Т.2. – М.:Стройиздат,2010г.
10. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
11. СНиП II-23-81. Стальные конструкции.
12. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
13. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции.
14. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
15. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.
16. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты.

Приложение 1

Образец оформления титульного листа

Государственное автономное профессиональное образовательное учреждение
Самарской области
«Поволжский строительно-энергетический колледж им. П. Мачнева»

ПРАКТИЧЕСКИЕ ЗАНЯТИЯ

по теме 1.4 «Строительные конструкции»
МДК. 01.01 Проектирование зданий и сооружений

Выполнил студент группы № _____
(Ф.И.О)

Принял преподаватель _____
(Ф.И.О)