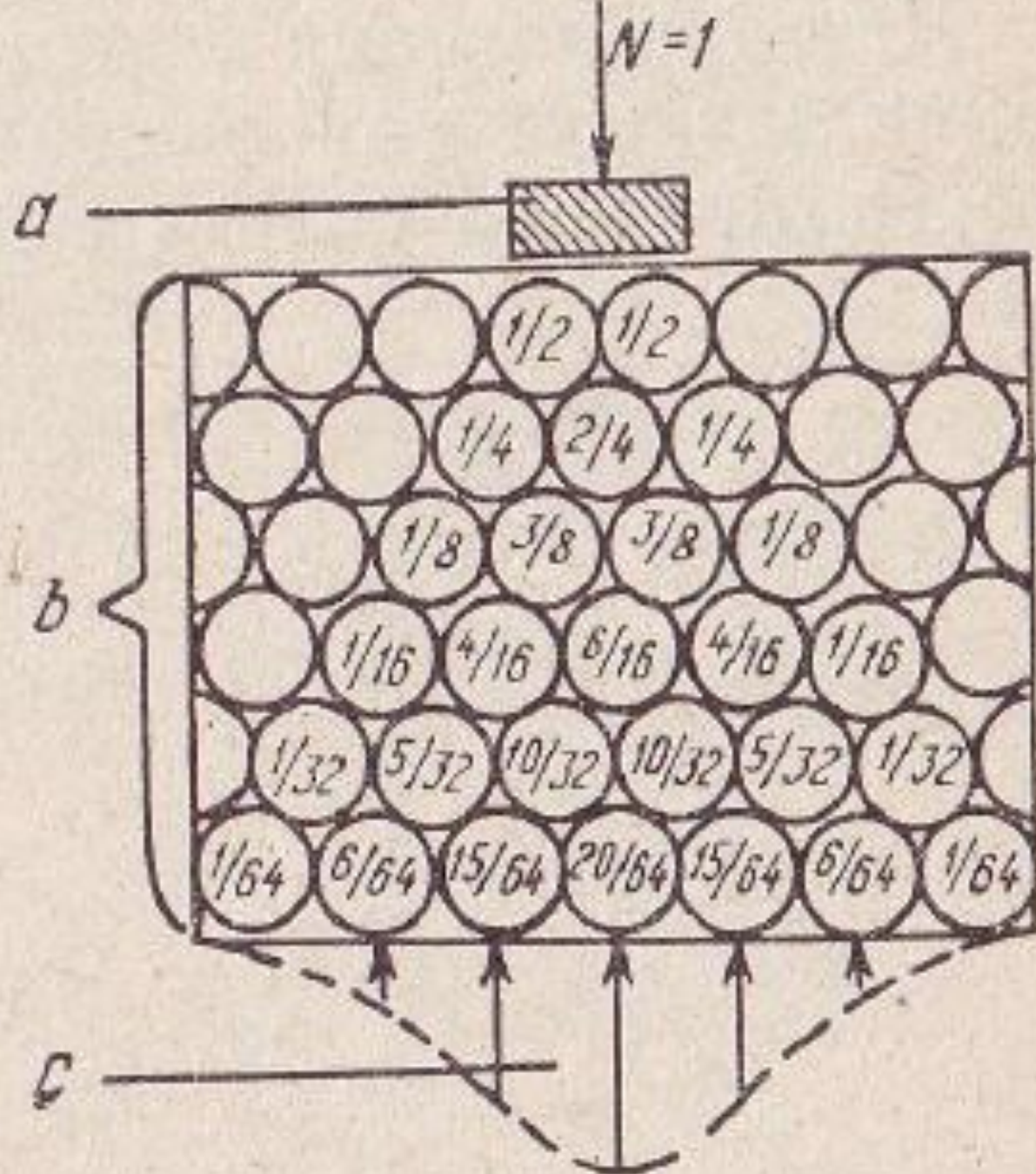


Основания и фундаменты

Тема: Естественные и
искусственные
основания





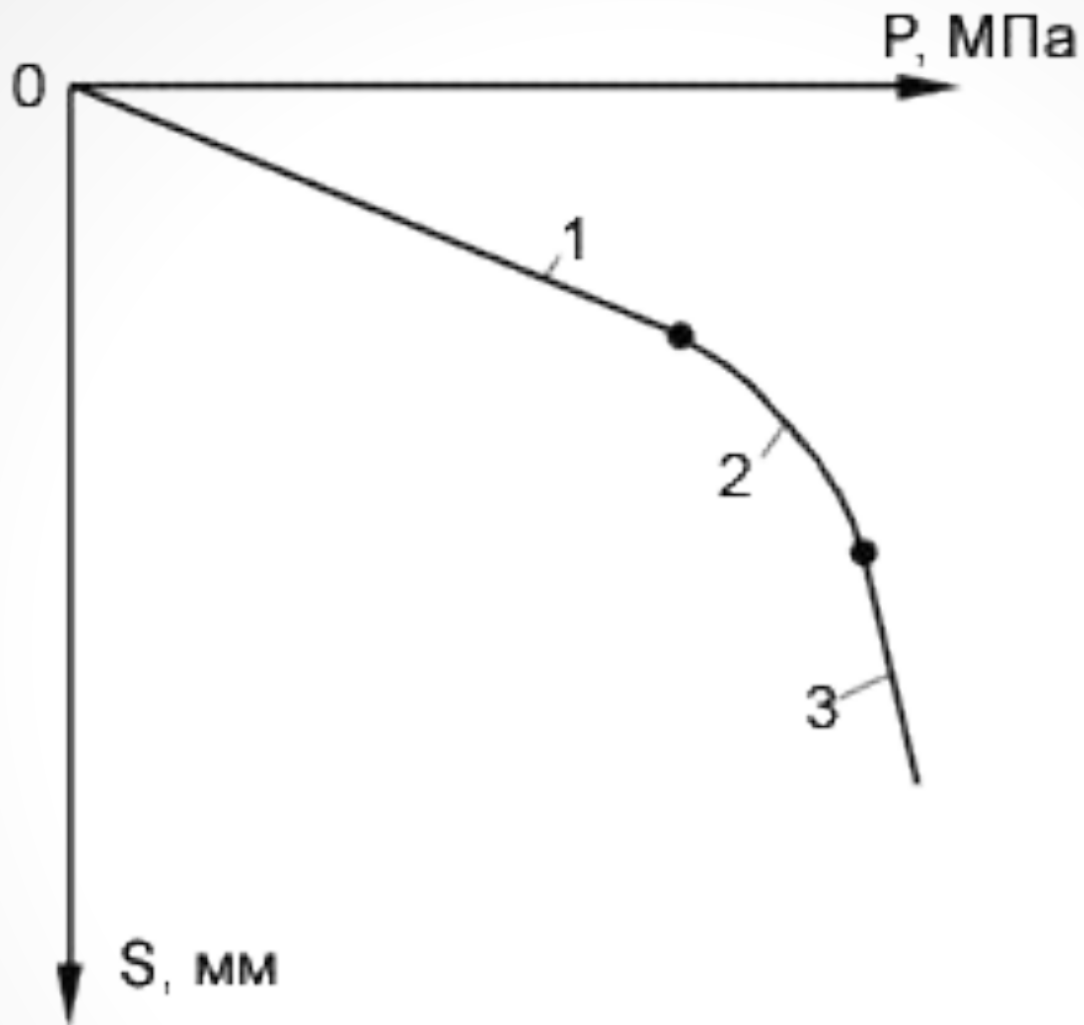


Рис. 11 Стадии деформации грунта:
 p - внешняя нагрузка; S - деформация грунта.

Исследованиями установлено, что грунт под давлением внешней силы последовательно испытывает три стадии деформаций.

- Первая стадия (на графике кривая 0-1) характеризуется линейной зависимостью между нагрузкой и деформацией. Здесь происходит только уплотнение грунта за счет вертикального перемещения твердых частиц и, как следствие этого - уменьшение пористости. Такая деформация считается допустимой и приводит к осадке сооружения, учитываемой расчетом.

- Вторая стадия (на графике кривая 1-2) характеризуется наличием площадок сдвига за счет горизонтального смещения частиц, вертикальные же перемещения на этой стадии имеют незначительную величину. Линейная деформация здесь исчезает. Увеличение деформации нарастает быстрее нагрузки.
- Третья стадия (на графике линия 2-3) соответствует выпиранию грунта, причем деформация наступает внезапно и имеет катастрофические последствия.



Ряд характеристик грунтов определяют в лабораторных условиях, для них принимают следующие обозначения: V — объем грунта; V_s — объем твердых частиц; V_n — объем пор; V_w — объем воды; m — масса грунта; m_s — масса твердых частиц; m_w — масса воды. Определив эти характеристики, можно найти следующие основные характеристики грунта:

- **плотность грунта** $\rho = m/V$ (кг/м³);
- **плотность твердых частиц грунта** $\rho_s = m_s/V_s$ (кг/м³);
- **удельный вес твердых частиц** (кН/м³) γ
- **влажность** $W = m_w/m_s$.
- **коэффициент пористости грунта** $e = V_n/V_s$,
- **число пластичности** $I_p = W_L - W_p$
- **показатель текучести** I_L

Для расчета фундаментов необходимо знать **угол внутреннего трения φ** и **удельное сцепление грунта c** . Различают нормативные и расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта. При расчетах по второй группе предельных состояний $\varphi_n = \varphi_{II}$; $c_n = c_{II}$ (индекс «II» показывает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний).

Сцепление и угол внутреннего трения грунта можно определять по результатам полевых исследований и в лабораторных условиях.

Расчетное сопротивление грунта определяется по формуле:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 11.9;

Таблица 11.9

Значения коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2} (табл. 3 СНиП 2.02.01-83*)

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	1,2	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

M_γ , M_q , M_c — коэффициенты, определяются в зависимости от угла внутреннего трения по табл. 11.10;

Таблица 11.10

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c (табл. 4 СНиП 2.02.01-83*)

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

Таблица 11.5

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., песчаных грунтов четвертичных отложений
(Приложение 1, табл.1 СНиП 2.02.01-83*)

Песчаные грунты	Обозначение характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	—	—
	φ_n	43	40	38	—
Средней крупности	c_n	3	2	1	—
	φ_n	40	38	35	—
Мелкие	c_n	6	4	2	—
	φ_n	38	36	32	28
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26

Таблица 11.6

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений (Приложение 1, табл. 2 СНиП 2.02.01-83*)

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 φ_n	21 30	17 29	15 27	13 24	— —	— —	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	19 28	15 26	13 24	11 21	9 18	— —	— —
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	47 26	37 25	31 24	25 23	22 22	19 20	— —
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	39 24	34 23	28 22	23 21	18 19	15 17	— —
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	25 19	20 18	16 16	14 14	12 12
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n φ_n	— —	81 21	68 20	54 19	47 18	41 16	36 14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n φ_n	— —	— —	57 18	50 17	43 16	37 14	32 11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n φ_n	— —	— —	45 15	41 14	36 12	33 10	29 7

k — коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями; $k = 1,1$

k_z — коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$,

b — ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³;

γ'_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 — глубина заложения фундаментов

d_b — глубина подвала

Полные деформации

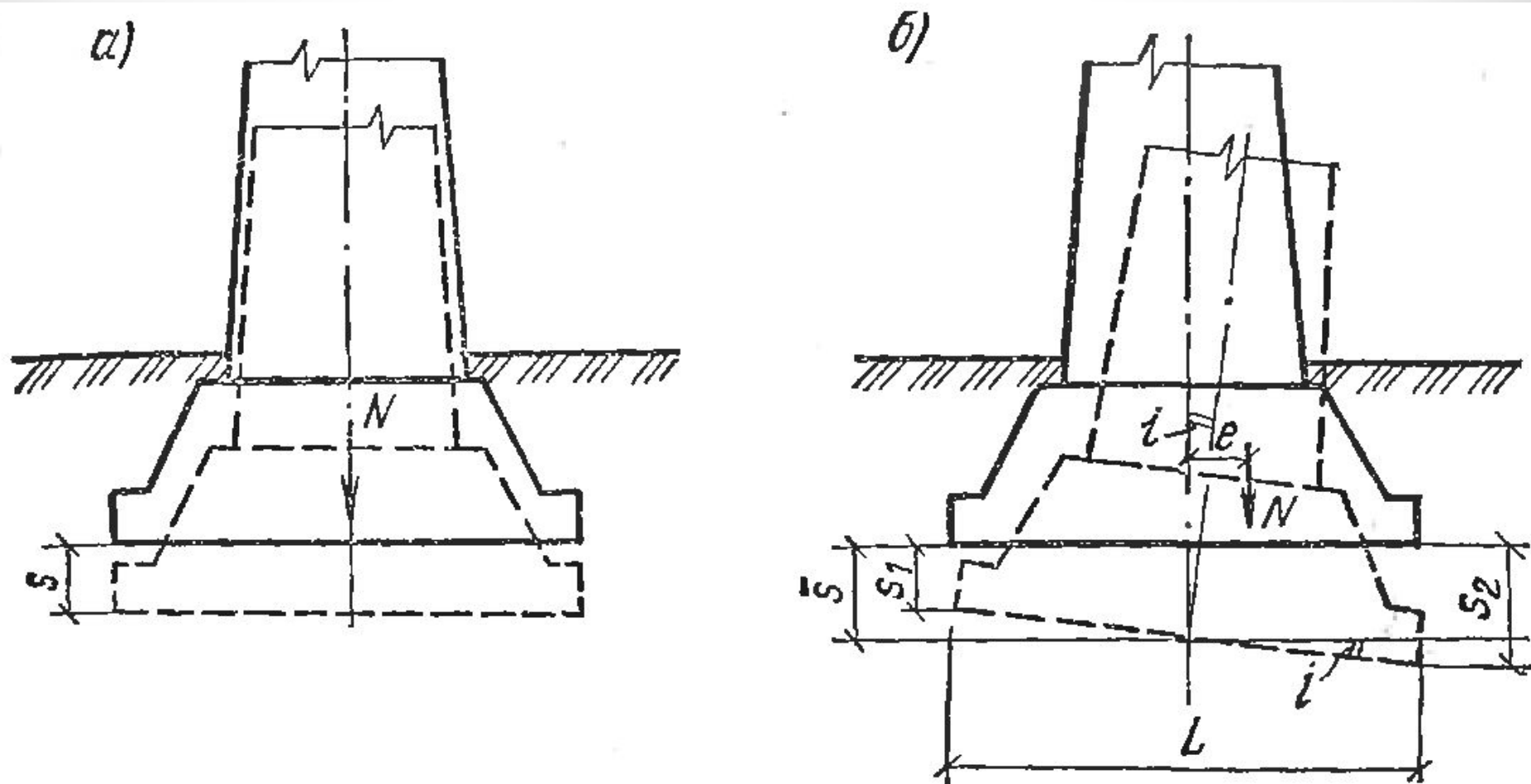


Рис. Осадки массивного фундамента
а — равномерная; б — неравномерная (крен)

Практическое занятие №12

"Определение расчетного сопротивления грунта"

Тема: ФУНДАМЕНТЫ НЕГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Фундаментом называют конструкцию, предназначенную для передачи давления от здания или сооружения на основание.

Фундаменты делят по глубине заложения на два типа:

- 1) неглубокого заложения до 5м;
- 2) глубокого заложения более 5м;

К фундаментам неглубокого заложения относятся:

- а) столбчатые фундаменты (стаканного типа под колонны, под фундаментные балки из блоков);
- б) ленточные фундаменты (под рядами колонн, а также под несущими стенами);
- в) сплошные (под всем сооружением) и так далее.

К фундаментам глубокого заложения относятся:

- а) свайные фундаменты;
- б) опускные колодцы (для создания фундамента значительных размеров);
- в) кессонные фундаменты (для создания фундамента в водонасыщенных грунтах);

По характеру работы фундаменты делят на:

- 1) жесткие - воспринимающие напряжение сжатия;
- 2) гибкие – с сильно развитой подошвой, работающей на изгиб от отпора грунта;

*Работа и расчет
фундаментов стаканного
типа*

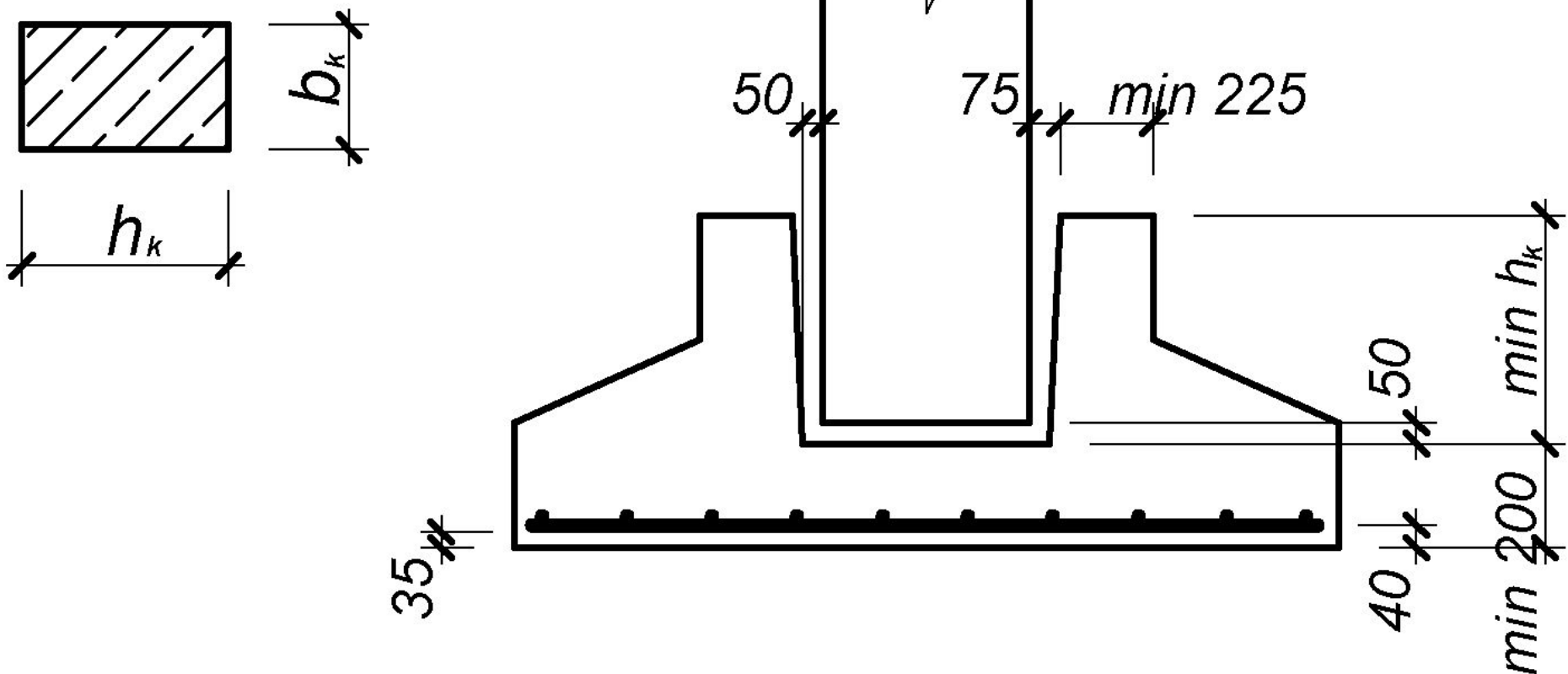


Рис.1. Примерная конструкция столбчатого фундамента

Для расчета рассматривают, что давление на грунт под подошвой столбчатого фундамента равномерно распределено.

Условие равновесия записывается:

$$N + \rho_m \cdot h \cdot A_f \leq R_0 \cdot A_f$$

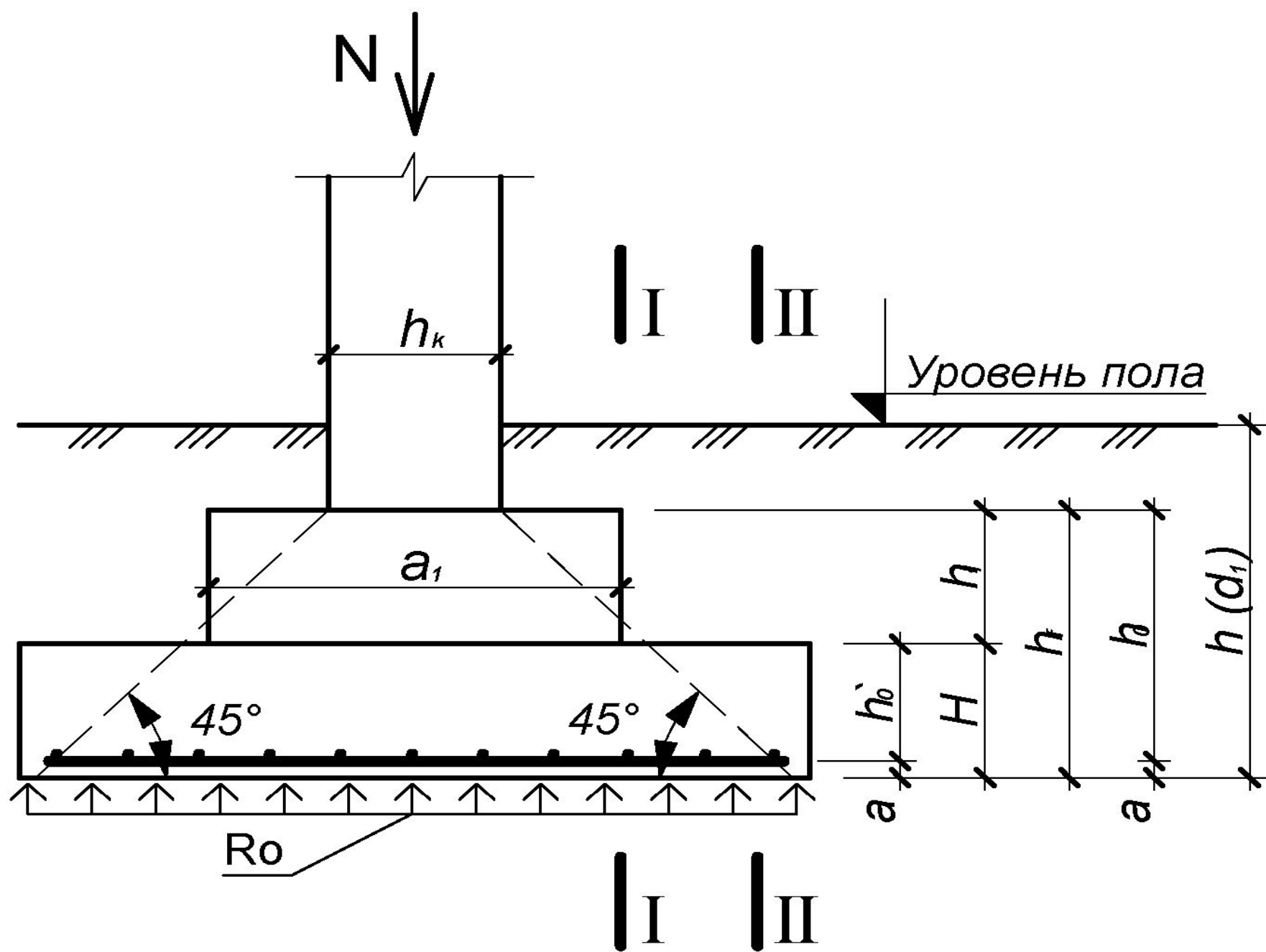
площадь основания фундамента:

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \rho_m \cdot h}$$

Если основание квадратное, то:

$$a_f = b_f = \sqrt{A_f}$$

Размеры фундамента уточняются и должны быть кратны 100мм.



h (d_1)-глубина заложения фундамента, м

N - расчетное усилие, передаваемое фундаменту, кН

h_0 - полезная высота фундамента, м

a_1 - верхняя сторона пирамиды продавливания, м

h_k - наибольшая сторона колонны, м

R_0 - сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа

h_f - высота фундамента, м

h - высота верхней ступени фундамента, м

H - высота нижней ступени фундамента, м

Проверяем пригодность подобранного фундамента, по формуле:

$$P_{гр.} = \frac{N}{A_f} < R$$

Полная рабочая высота фундамента определяется из 3-х условий:

- из условия продавливания
- из конструктивных соображений
- с учетом глубины заложения:

$$h_f = h - 0,15 м$$

Определяем изгибающие моменты в первом направлении в сечении I – I:

$$M_{I-I} = 0,125 \cdot p_{гр.} \cdot (a_f - h_k)^2 \cdot b_f$$

Изгибающий момент в сечении II – II:

$$M_{II-II} = 0,125 \cdot p_{\tilde{a}\tilde{o}.} \cdot (a_f - a_1)^2 \cdot b_f$$

где: $p_{гр}$ – давление на грунт, кН/м²;
 a_f – ширина фундаментного блока, м;
 b_f – длина фундаментного блока, м;
 h_k – ширина сечения колонны, м;
 a_1 – ширина верхней части
фундаментного блока, м;

Площадь сечения растянутой арматуры сетки в нижней плите фундамента принимают по большему значению:

$$A_{s_{I-I}} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0}$$

$$A_{s_{II-II}} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot R_s \cdot h'_0}$$

где: R_s – расчетное сопротивление
арматуры растяжению, кН/см²;
 h_0 – полезная рабочая высота для
сечения I – I, см;
 h_0' – полезная рабочая высота ступени,
для сечения II–II ($h_0' = H - a$), см

Работа и расчет ленточных фундаментов

Ленточные фундаменты устраиваются под несущими стенами и рядами колонн. Такой фундамент состоит из блоков – сборный или выполняется монолитным.

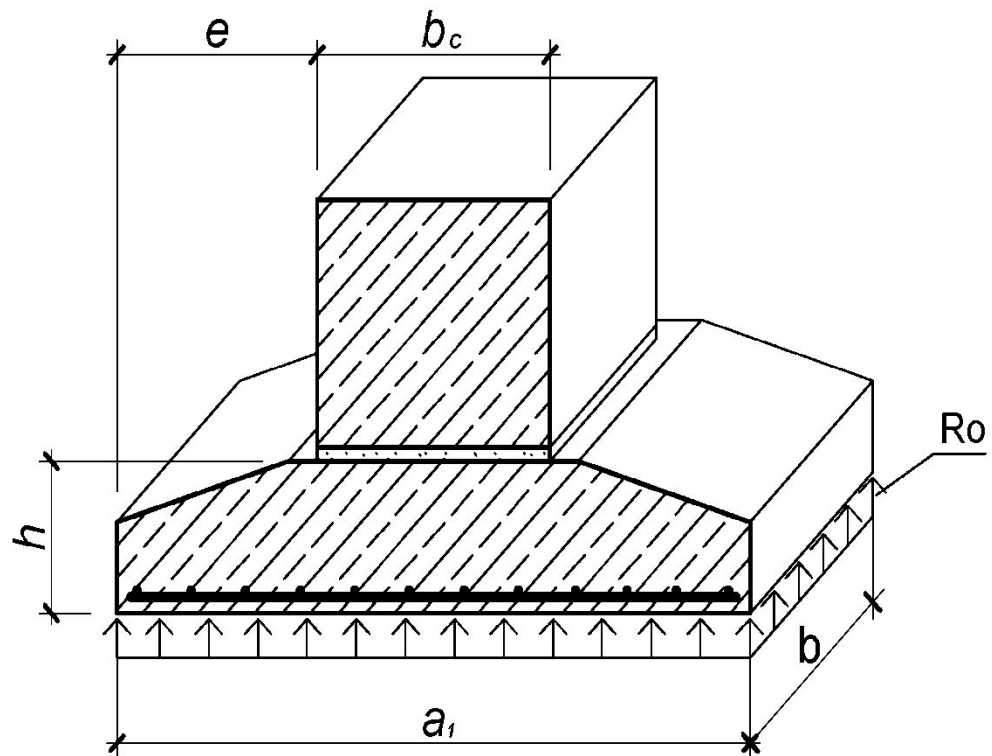
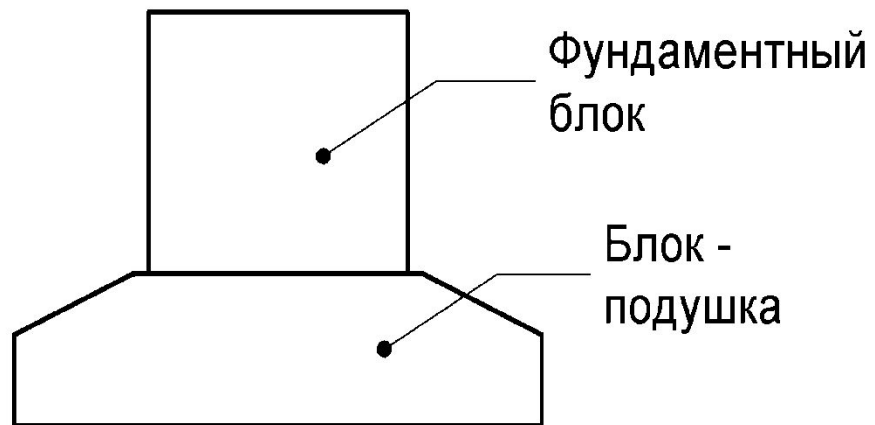
Под несущими стенами, ленточный сборный фундамент состоит из блоков – подушек и фундаментных блоков. Блоки – подушки могут быть постоянной и переменной толщины.

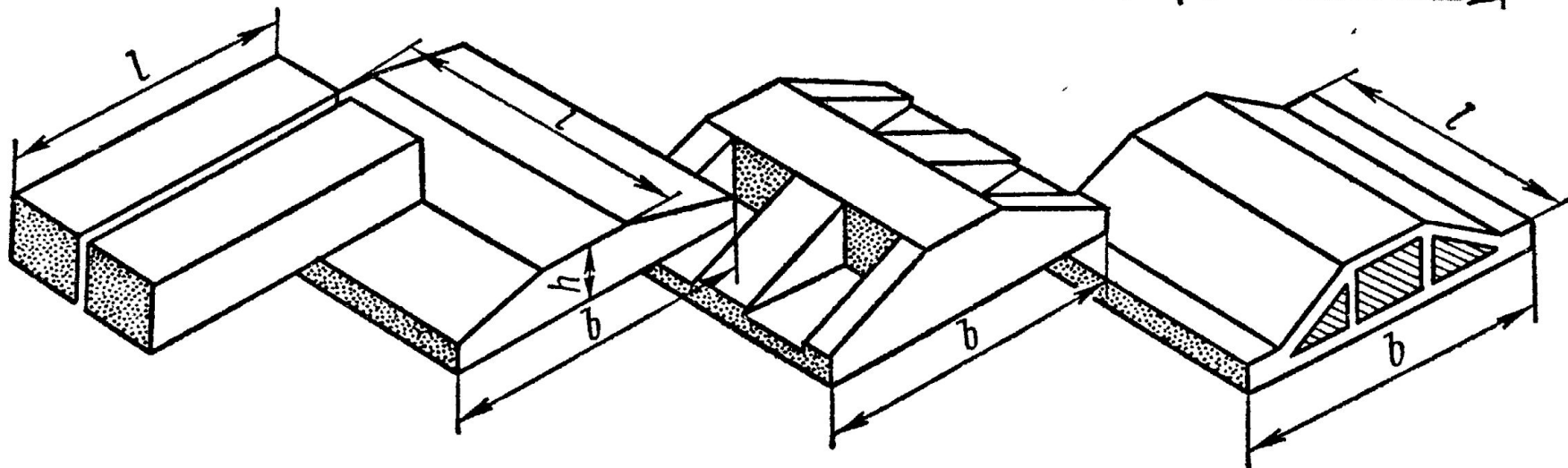
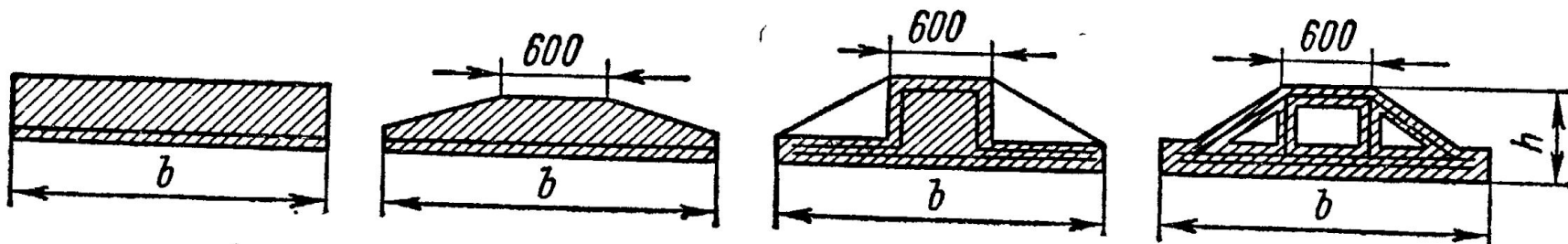
Укладываются подушки вплотную или с зазором. Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта.

Толщину сплошной подушки устанавливают по расчету, назначая ее такой, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры.

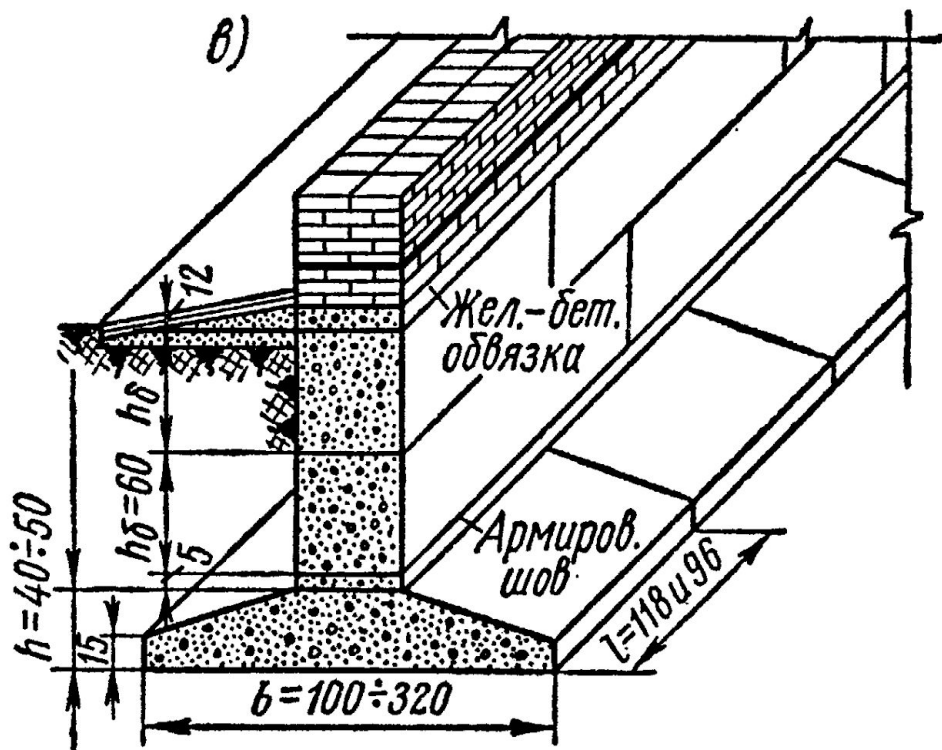
Ленточные фундаменты армируют отдельными стержнями и сварными каркасами и сетками.

Плоских сварных каркасов в поперечном сечении должно быть не менее двух при $b \leq 400\text{мм}$; не менее трех при $b = 400 \dots 800\text{мм}$; не менее четырех при $b > 800\text{мм}$.

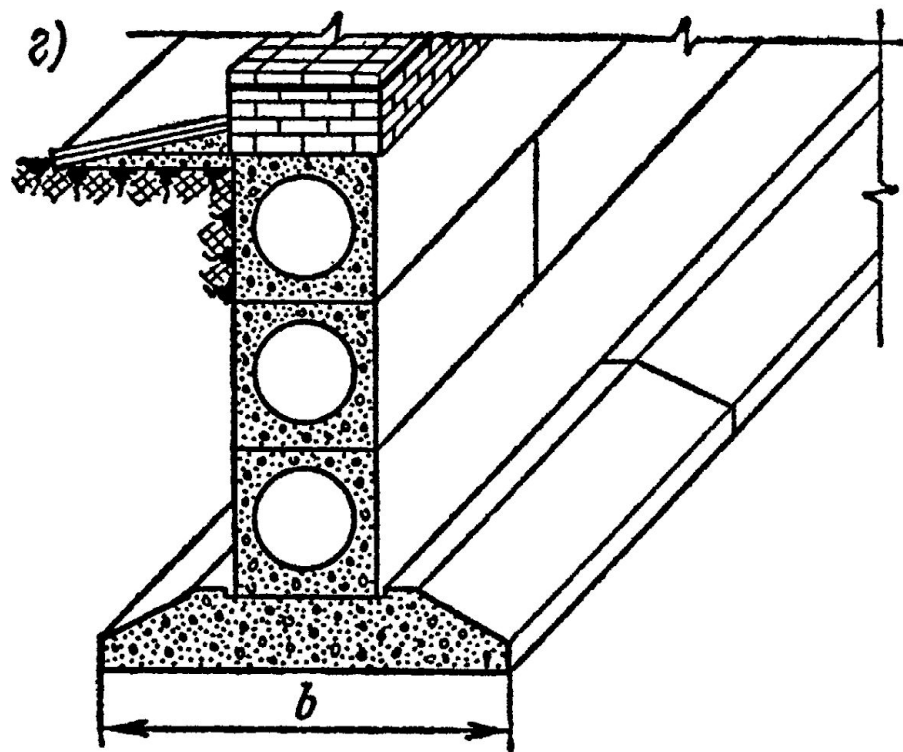


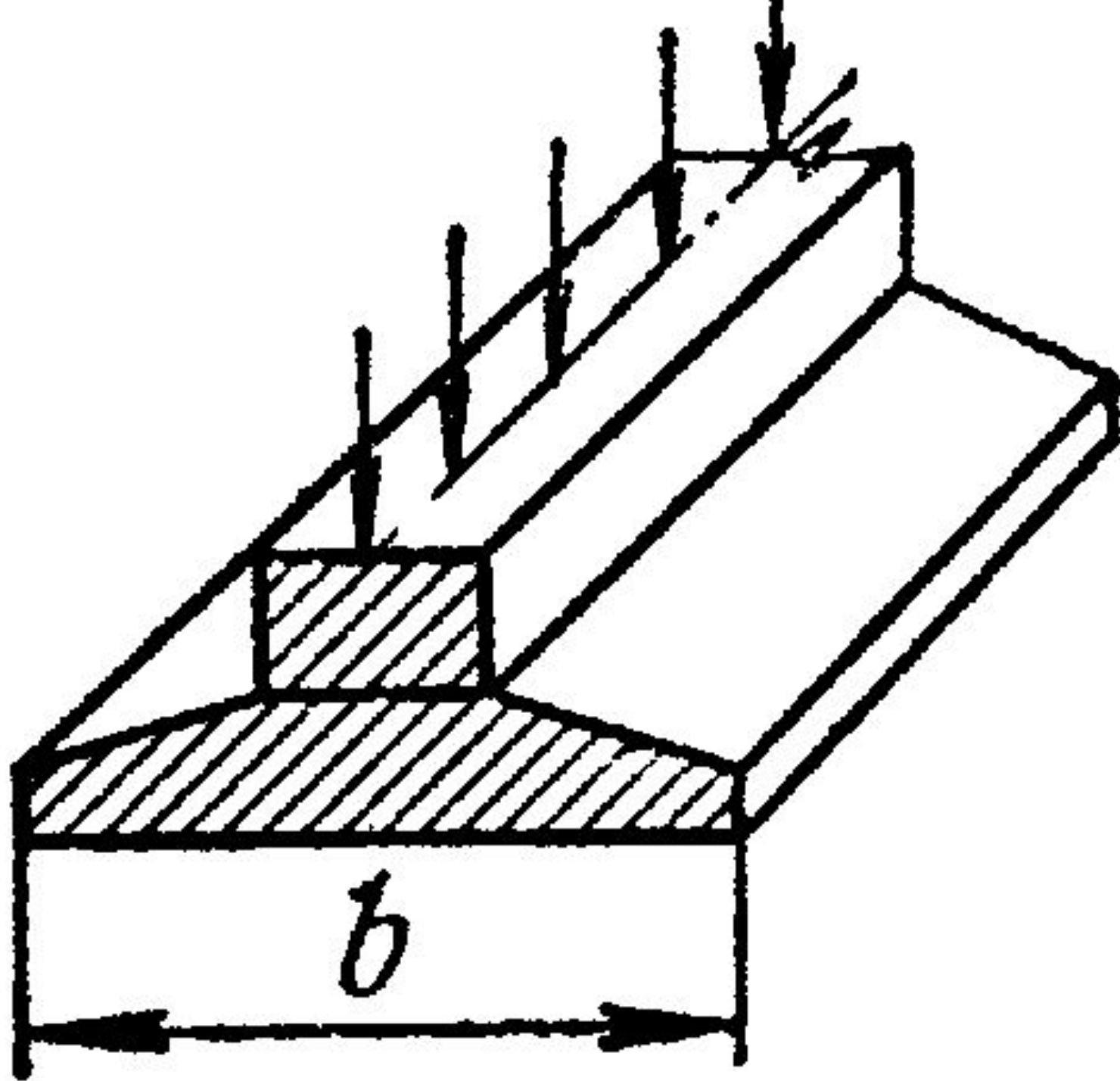


б)



в)





При армировании полок сетками рабочую арматуру назначают в обоих направлениях, используя, продольные стержни, как арматуру лент, а поперечные как арматуру полки. При небольших нагрузках возможно расположение рабочей арматуры только по длине фундаментной подушки.

Тогда расчетная ширина ленты (подушки):

$$a_f = A_f = \frac{N}{R_0 - \rho_m \cdot h}$$

Ширина блока округляется до большего значения, кратного 100мм. При расчете учитывают, что вторая сторона принимается равной 1метр.

Сечение арматуры, расположенной у подошвы определяют из расчета момента, воздействующего на подушку:

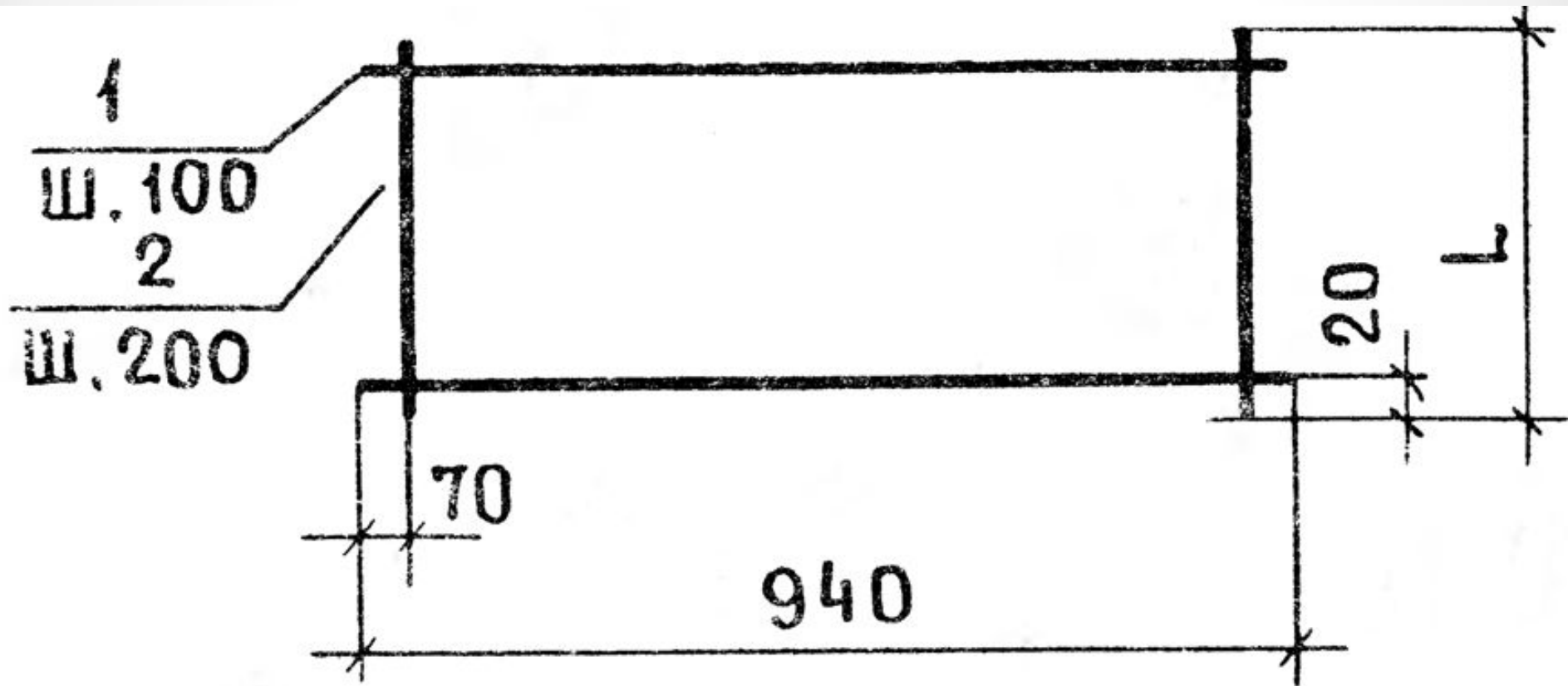
$$M = 0,125 \cdot p_{гр.} \cdot (a_f - b_c)^2$$

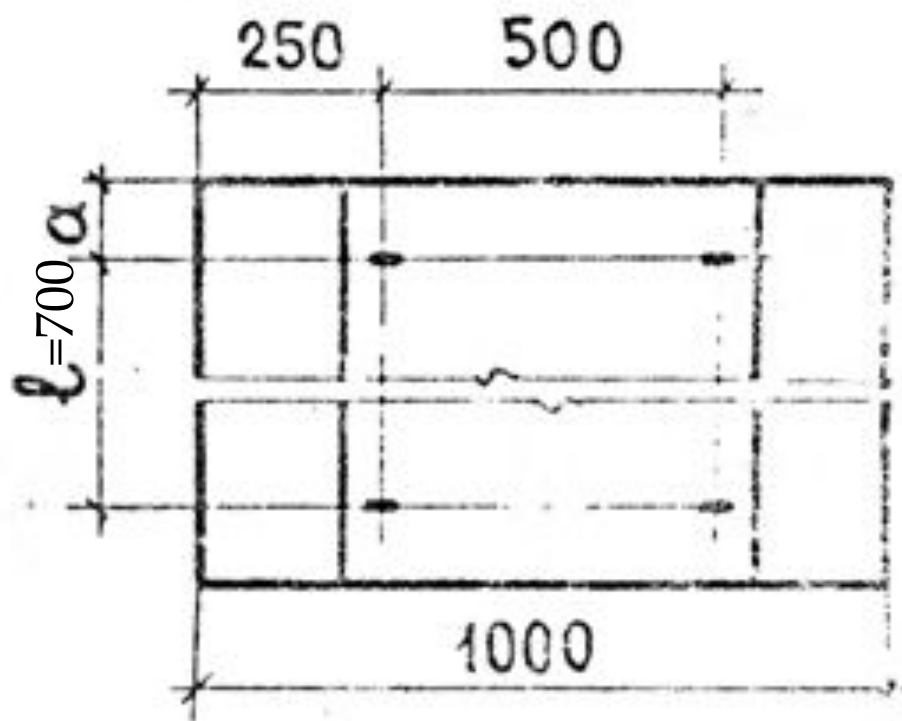
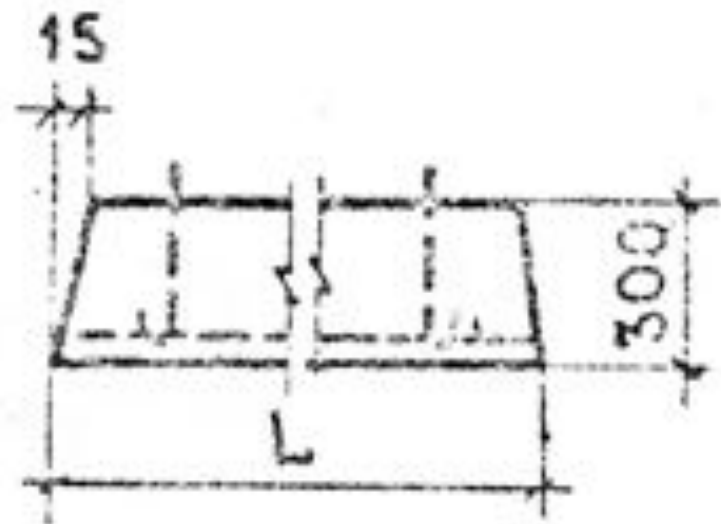
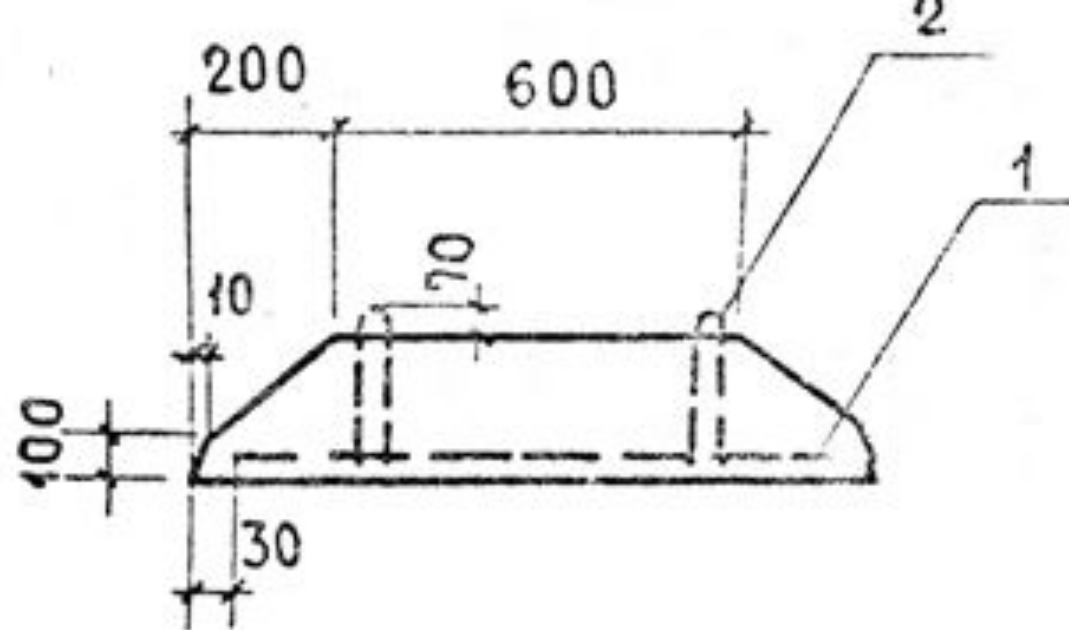
Площадь поперечной арматуры рассчитывается:

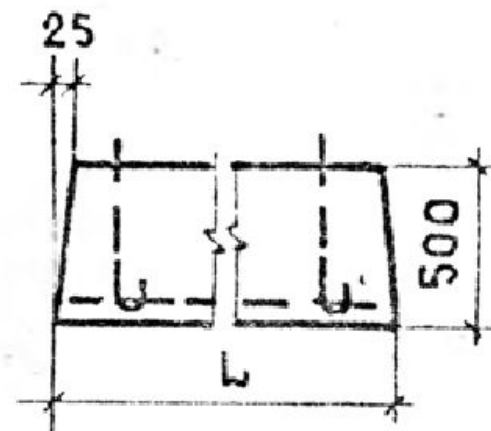
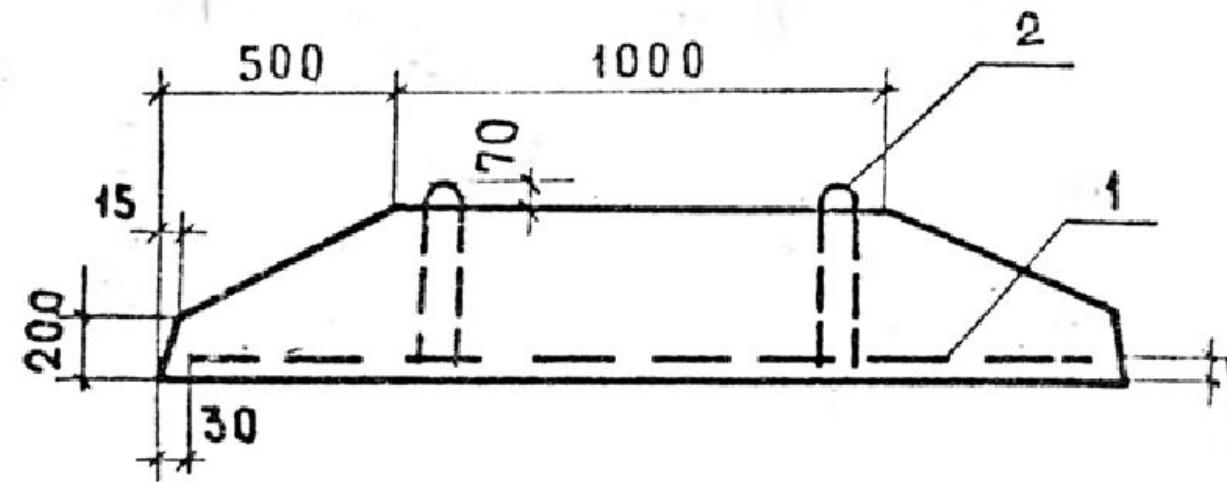
$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0}$$

По конструктивному минимуму от поперечного сечения элемента арматуры 0,2%, исходя из этого рассчитываем минимальное количество арматуры сравниваем с полученной площадью и выбираем наибольшее значение.

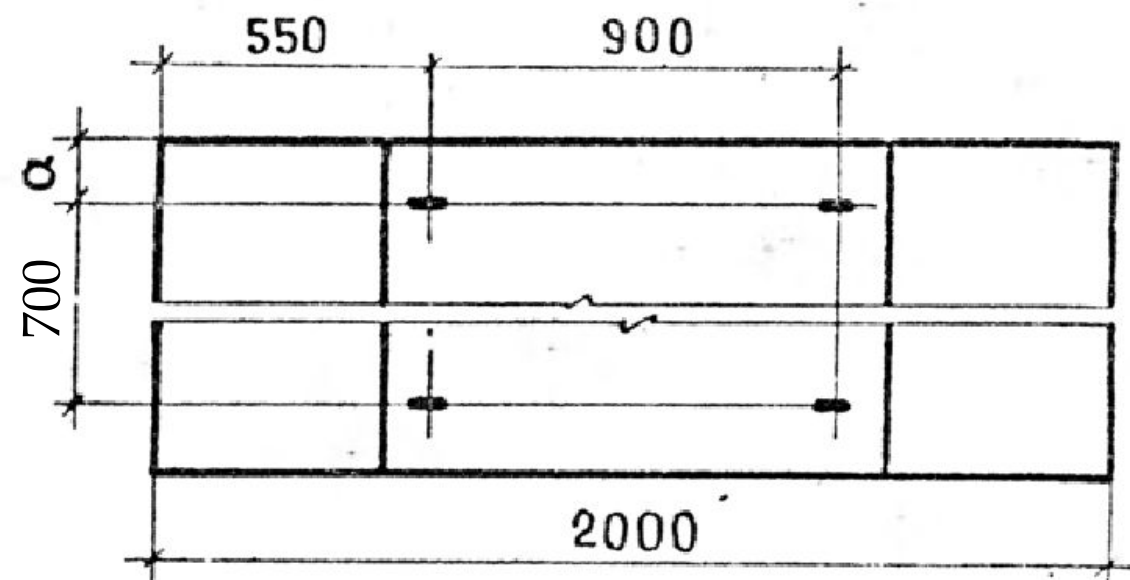
Конструируем сетку







Защитный слой до
низа рабочей арма-
туры 35 мм



1.Определение размеров подушки ленточного фундамента

Определяем условное расчетное сопротивление грунта R_0 по СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений, стр. 37, R_0 , кПа.

Определяем ширину подушки, по формуле:

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \rho_m \cdot h}$$

где: $\rho_m = 20 \dots 22 \text{ кН/м}^3$ – осредненная
плотность фундамента с грунтом на обрезах;
 h -глубина заложения фундамента, м.

По ширине подбираем подушку
ленточного фундамента по альбому серии
112.

$$A_f = a_f \cdot b_f$$

Для проверки, определяем расчетное сопротивление грунта, по формуле 7, СНиП стр.8:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left(M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot h \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right)$$

Определяем давление на грунт, которое будет передаваться через принятую подошву фундамента, по формуле:

$$P=N/A_f$$

$$P<R$$

Если давление на грунт значительно меньше прочности грунта, следовательно, принятый фундамент удовлетворяет условиям эксплуатации.

2. Расчет прочности подушки ленточного фундамента

Для расчета прочности определяем изгибающий момент, по формуле:

$$M = 0,125 \cdot P \cdot (b_f - b_c)^2$$

где: P —давление на грунт, кПа;

b_c —ширина стены у фундамента, м;

b_f —ширина подушки фундамента, м

Определяем площадь поперечного сечения рабочей арматуры, через изгибающий момент, по формуле:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0}$$

где: R_s — расчетное сопротивление арматуры
растяжению, кН/см²;
 h_0 — расчетная высота сечения, см

$$h_0 = h - a$$

Для определения площади сечения одного стержня, необходимо законструировать сетку с поперечными рабочими стержнями и выбрать диаметр.

$$A_{s1} = \frac{A_{s \max}}{n}$$