

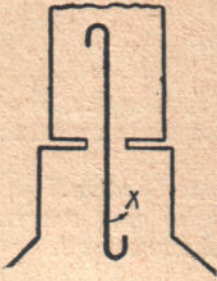
II. РАСЧЕТ ШАРНИРНЫХ ЧАСТЕЙ РАМЫ И ФУНДАМЕНТОВ.

§ 22. Расчет шарниров.

Этот расчет состоит в расчете а) шарнирных стержней, о которых см. ниже, и б) опорных частей стоек рамы.

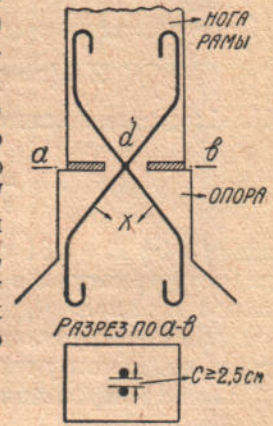
На стр. 85 I ч. было указано, что ноги рамы соединяются с опорами шарнирно или заделываются в опоры. В данном случае мы рассмотрим шарнирное соединение и при том наиболее часто встречающееся на практике и состоящее (черт. 129) из двух вертикальных или (черт. 130) перекрещивающихся стержней x .

Эти стержни должны принять на себя (черт. 131) действующий в сечении A распор $Q = 7,24$ тонн, величина которого берется из таблицы на стр. 107 (здесь для расчета принимается наибольшая величина распора, какая только возможна в сечении A). Тогда сечение указанных шарнирных стержней x должно быть



Черт. 129.

$$f = \frac{Q}{900} = \frac{7240}{900} = 8,1 \text{ см}^2,$$



Черт. 130.

где 900 кг/см^2 — это, по § 46 норм по железобетону, допускаемое напряжение железа на срезывание, т. к. указанная сила $Q = 7,24$ тонн стремится произвести срезывание стержней x в точке d на черт. 130.

Принимаем

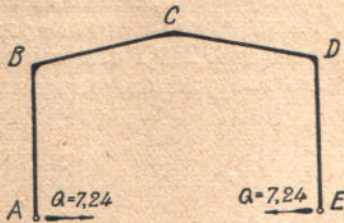
$$f = 2 \phi 25 = 9,82 \text{ см}^2.$$

Стержни x , как уже сказано выше, или перекрещиваются (черт. 130), или ставятся вертикально (черт. 129). Расстояние в свету между этими стержнями должно быть (черт. 130) не менее $c = 2,5$ см для полного облегания их бетоном.

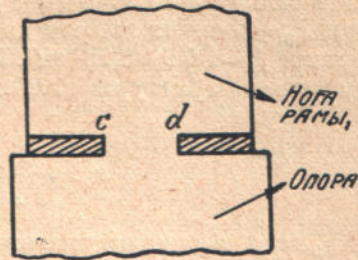
Теперь переходим к опорной части ноги рамы. Нога рамы может (черт. 132) или непосредственно (на участке cd) опираться на опору, или (черт. 133) между ногой рамы и опорой для лучшей передачи давления прокладывается свинцовая прокладка. Размеры этой прокладки, см. стр. 88 I ч., обычно принимают следующие: толщина ее d принимается приблизительно от 1 до 2 см; длина ее de принимается равной толщине bb , ноги рамы, которая в данном случае равна $bb = 40$ см; ширина dc по соображениям, изложенным на стр. 87 I ч., принимается от $\frac{1}{4}$ до $\frac{1}{2}$ ширины ab ноги рамы у шарнира. В данном случае $ab = 60$ см и размеры прокладки приняты $15 \cdot 40$ см. Следовательно, давление от рамы передается через прокладку на опору по площади бетона $15 \cdot 40$ см. К этой площади

можно добавить и сечение двух упомянутых выше шарнирных стержней $2 \phi 25$ мм, т. к. они также участвуют в передаче давления от рамы на фундамент. Обычно работой этих стержней в запас пренебрегают. Здесь же мы для полноты расчета включим и эти стержни. Тогда полная, приведенная к бетону площадь, через которую передается давление от рамы на фундамент, будет

$$F_t = F_b + n \cdot f = 15 \cdot 40 + 2 \cdot 15 \cdot 4,91 = 748 \text{ см}^2.$$



Черт. 131.



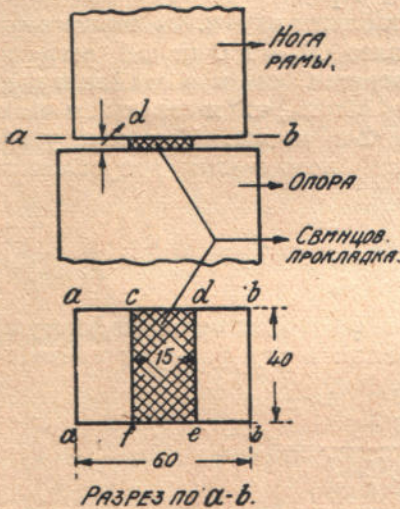
Черт. 132.

где $4,91 \text{ см}^2$ — это сечение одного стержня диаметром 25 мм, $n = 15$ — отношение модулей упругости железа и бетона, а $F_b = 15 \cdot 40$ — площадь бетонного сечения.

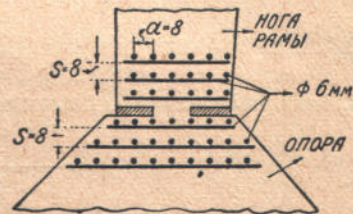
На шарнир действует вертикальная сила $N = 39,85$ тонн, см. стр. 105 (в расчет вводится наибольшая сила N).

Тогда напряжение бетона в шарнире будет

$$\sigma_b = \frac{N}{F_t} = \frac{39850}{748} = 53 \text{ кг/см}^2.$$



Черт. 133.



Черт. 134.

Так как опоры шарнирные, то момент в сечении у подошвы стойки равен нулю и, следовательно, здесь мы имеем дело с центральным сжатием (действует только нормальная сила, приложенная в центре тяжести приведенного сечения, а момент отсутствует), а в этом случае, см. стр. 9, допускаемое напряжение меньше, нежели при изгибе. Так, если напряжение бетона на сжатие при изгибе равно $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$, то при центральном сжатии при том же составе бетона оно равно $\sigma_b = 45 \text{ кг/см}^2$. При нормальном армировании допускаемое напряжение бетона при центральном сжатии (для 2-й марки бетона и 2-го класса сооружений) можно принять, см. стр. 8, $\sigma_b = 45 \text{ кг/см}^2$.

Но так как обычно низ стойки и верх фундамента армируются возможно сильнее продольной и поперечной арматурой и часто делаются

из более жирного бетона, то, по мнению Залигера (см. его «Железобетон», стр. 463, изд. 27 г.), здесь допускаемое напряжение бетона на сжатие можно доводить до 60–75 кг/см². Следовательно, найденное выше напряжение $\sigma_b = 53$ кг/см² можно считать не превышающим допускаемое.

В крайнем случае здесь можно применить косвенное вооружение, значительно улучшающее работу бетона на сжатие. Это вооружение, см. стр. 279 I ч., состоит в том (черт. 134), что внизу ноги рамы и у верха башмака закладываются сетки из тонкой проволоки. Поставим здесь такие сетки через $s = 8$ см друг от друга с квадратами, имеющими стороны $a_0 = 8$ см из железа диаметром 6 мм. Тогда сечение одного такого стержня $f_0 = 1 \phi 6 = 0,28$ см². По изложенному на стр. 280 I ч. процентное содержание арматуры для такого косвенного вооружения определяют по формуле

$$\alpha_0 = \frac{2f_0}{s \cdot a_0} = \frac{2 \cdot 0,28}{8 \cdot 8} = 0,0087,$$

где f_0 , s и a_0 имеют указанные выше значения.

Теперь по формуле, см. стр. 280 I части,

$$A = \frac{875 - 2R_2}{700(3c - 5)} = \frac{875 - 2 \cdot 200}{700(3 \cdot 10 - 5)} = 0,027,$$

где R_2 — временное сопротивление бетона на сжатие, R_1 — временное сопротивление бетона на растяжение; $c = \frac{R_2}{R_1}$ обычно принимают $c = 10$,

см. стр. 280 I ч., а величина R_2 берется из таблицы на стр. 8 в зависимости от марки бетона. В данном случае принято $R_2 = 180$ кг/см² согласно 2-й марке бетона (1 : 2 : 4), т. к. предполагается, что низ стойки и верх фундамента будут выполнены из того же бетона, что и остальная часть рамы, для которой, см. стр. 9, принята 2-я марка. Так как у нас $\alpha_0 < A$, то, см. стр. 280 I ч., коэффициент повышения допускаемого напряжения определяется по формуле

$$\varphi_0 = \frac{5 + 14\alpha_0}{5 - 4(3c - 5)\alpha_0}$$

(если α_0 больше указанной величины A , то φ_0 определяется по формуле, о которой см. стр. 280 I части). Подставляя в эту формулу значения $\alpha_0 = 0,0087$ и $c = 10$, получим

$$\varphi_0 = \frac{5 + 14 \cdot 0,0087}{5 - 4(3 \cdot 10 - 5) \cdot 0,0087} = 1,25.$$

Следовательно, если при нормальном армировании допускаемое напряжение бетона принято $\sigma_b = 45$ кг/см², то при укладке упомянутых сеток оно может быть повышено до

$$\sigma_b = \sigma'_b \cdot \varphi = 45 \cdot 1,25 = 56 \text{ кг/см}^2,$$

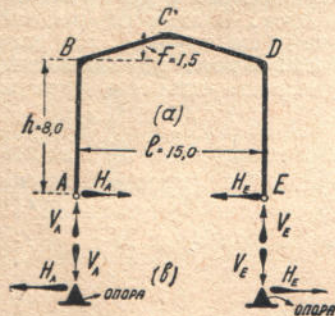
что превышает полученное выше напряжение в шарнире 53 кг/см². Укладка сеток показана на чертеже опоры в конце книги (см. фундамент с бутовой кладкой).

§ 23. Первый пример расчета шарнирного фундамента.

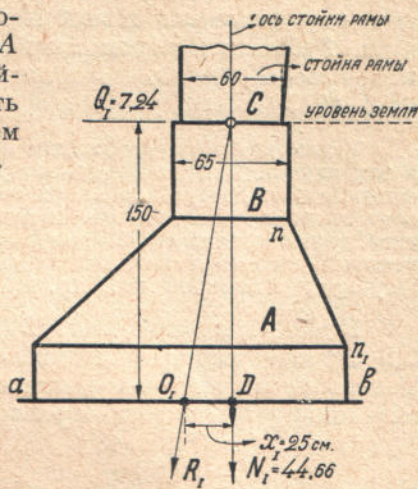
При расчете опор нужно иметь в виду следующее: положим (черт. 135 а), что в результате расчета рамы с шарнирными опорами оказалось, что вертикальные опорные реакции V_A и V_E направлены вверх и горизонтальные H_A и H_E — внутрь рамы. Эти реакции — это те силы, которыми опора действует на раму. Силы же, которыми, наоборот, рама действует

на опоры, будут равны по величине указанным выше силам V_A и V_E , H_A и H_E , но будут направлены в обратные стороны, т. е., как показано на черт. 135 б. Вот на эти последние силы и должна рассчитываться опора.

Покажем расчет опоры для рассмотренной выше рамы с очертанием на черт. 135 а. Для этой рамы вертикальные силы, действующие на опору, равны нормальным силам N , в сечениях A и E , а горизонтальные силы равны поперечным силам Q в тех же сечениях A и E . Поэтому в дальнейшем силы, действующие на опору, будем обозначать через N и Q , и для получения их будем обращаться к таблицам на стр. 105 и 107.



Черт. 135 а, б.



Черт. 136.

При расчете шарнирных опор рассматривают такие комбинации сил:

- 1) $\max Q$
и N
- 2) $\max N$
и Q

Т. е. из таблицы сил Q на стр. 107 определяют в сечении A (на черт. 135 а) наибольшую поперечную силу ($\max Q$), и из таблицы сил N на стр. 105 соответствующую ей нормальную силу N . Напр., если $\max Q$ получилось при нагрузках от собственного веса + $3/4$ (снега + ветра), то и силу N надо брать от этих же нагрузок.

Затем из таблицы на стр. 105 определяют в сечении A наибольшую нормальную силу ($\max N$) и из таблицы сил Q на стр. 107 определяют соответствующую ей силу Q .

Переходим теперь к расчету опоры. Здесь мы (черт. 136) рассмотрим такой тип опоры, когда она состоит из башмака A и вертикальной части B , на которую опирается стойка C рамы. Ход расчета здесь будет таков:

- 1) сначала определим наружные размеры всего фундамента, т. е. части B и части A ;
- 2) после этого при указанных выше двух комбинациях сил N и Q найдем напряжения грунта в основании ab фундамента;
- 3) по найденным напряжениям грунта определим сечение арматуры в части A и затем
- 4) сечение арматуры в части B .

а) Определение наружных размеров фундамента.

Прежде всего устанавливаем глубину заложения подошвы ab фундамента. Эта глубина должна быть не меньше глубины, на которой залегает грунт с допускаемым напряжением. Если такой грунт залегает глубоко, то может потребоваться устройство специального основания в виде свай (см. стр. 190) опускного колодца и т. д. Затем глубина заложения подошвы фундамента должна быть не меньше глубины промер-

зания грунта (эта глубина для Москвы должна быть не меньше 1,6 м; для южных мест она соответственно меньше). Это требование не относится к тем случаям, когда фундамент закладывается на скале или на чистом песке без примеси глины, или с таким ее содержанием, что водопроницаемость обеспечена и возможность вспучивания грунта от действия мороза исключена. См. об этом «Технич. условия и нормы проектирования капитальных зданий и сооружений», стр. 24, изд. 25 г. Московского Губинжа и «Примерные нормы Госплана для расчета и проектирования конструкций, применяемых в жилищном строительстве», стр. 16, изд. 1927 г.

Указанное выше требование о глубине промерзания не имеет места также в тех случаях, когда фундамент устраивается внутри здания и где грунт под фундаментом достаточно защищен от действия морозов. В этом случае надо следить только за тем, чтобы фундамент был заложен на глубине, где залегает грунт с требуемым допускаемым напряжением. Кроме перечисленных условий принятая глубина заложения должна удовлетворять еще формуле Паукера, о которой см. стр. 169.

В данном случае (черт. 136) глубина заложения подошвы ab принята 1,5 м; эта глубина отсчитывается от поверхности (уровня) земли. Теперь перейдем к определению размеров основания фундамента. По сказанному выше рассматриваем две комбинации сил Q и N

$$1) \max Q_1 = 7,24 \text{ т}$$

$$N_1 = 39,66 \text{ »}$$

$$2) \max N_2 = 39,85 \text{ »}$$

$$Q_2 = 6,44 \text{ »}$$

где силы Q и N взяты из таблиц на стр. 105 и 107 (т. к. по сказанному выше, вертикальная реакция в сечении A на черт. 135 a равна нормальной силе, а горизонтальная реакция равна поперечной силе в том же сечении). В дальнейшем индекс \max при буквах Q и N будет отбрасываться.

В опорах с небольшой выступающей частью ll_1b (черт. 136) следует сделать расчет еще и на такую комбинацию: $\min Q$ и соответствующую ей силу N , во избежание перенапряжения грунта в точке b .

К указанным нормальным силам надо прибавить еще вес самой опоры, который для предварительных соображений принимаем равным $P = 5$ тонн и действующим по направлению силы N_1 (в действительности эта сила приложена в центре тяжести фундамента).

Для грубого определения этого веса можно поступить так.

Принимаем, что давление распространяется по площади фундамента равномерно. Тогда при допускаемом напряжении грунта, напр., 2 кг/см^2 , потребовалась бы площадь основания

$$F = \frac{39850}{2} = 20000 \text{ см}^2 = 2,0 \text{ м}^2.$$

Объем параллелепипеда с основанием $F = 2,0 \text{ м}^2$ и высотой $h = 1,5 \text{ м}$, равной высоте фундамента, был бы равен

$$V = 2,0 \cdot 1,5 = 3,0 \text{ м}^3.$$

Принимаем, что объем фундамента составляет приблизительно 0,75 этого объема; тогда при весе железобетона $2,4 \text{ т/м}^3$ получим приблизительный вес фундамента (за округлением)

$$P = 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3,00 \approx 5 \text{ т.}$$

Следовательно, на фундамент, вместо упомянутых выше сил N и Q , будут действовать такие комбинации сил:

Первая комбинация (черт. 136)

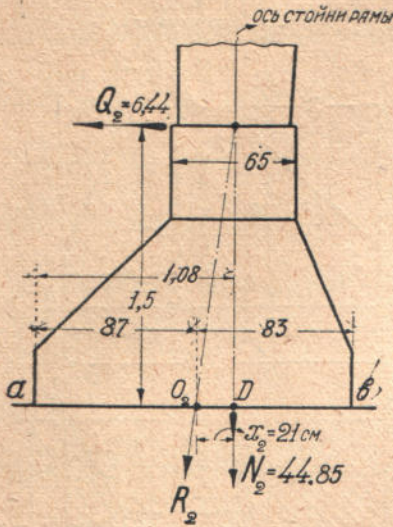
$$Q_1 = 7,24 \text{ т;}$$

$$N_1 = 39,66 + 5 = 44,66 \text{ т;}$$

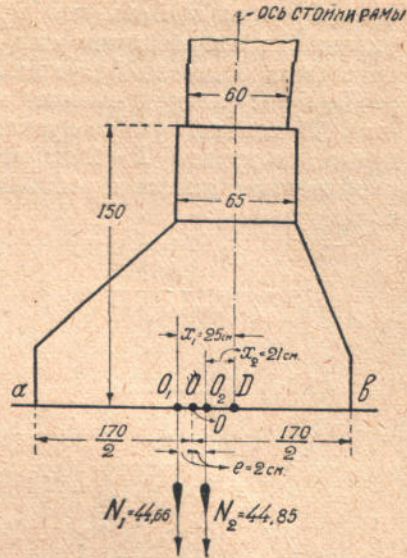
вторая комбинация (черт. 137)

$$N_2 = 39,85 + 5 = 44,85 \text{ т};$$

$$Q_2 = 6,44 \text{ т}.$$



Черт. 137.



Черт. 138.

Рассмотрим сначала действие первой комбинации. Положим (черт. 136), что равнодействующая R_1 этих сил пересекает подошву ab башмака в точке O_1 . Расстояние x_1 этой точки от точки D (точка D лежит на оси стойки рамы) определится из уравнения моментов сил N_1 и Q_1 относительно O_1 :

$$N_1 \cdot x_1 - Q_1 \cdot 1,5 = 0,$$

откуда

$$x_1 = \frac{Q_1 \cdot 1,5}{N_1}$$

или, подставляя сюда значения $N_1 = 44,66$ и $Q_1 = 7,24$ т, получим

$$x_1 = \frac{7,24 \cdot 1,5}{44,66} = 0,25 \text{ м} = 25 \text{ см}.$$

Аналогично получим (черт. 137), что равнодействующая R_2 сил N_2 и Q_2 пересечет основание ab в точке O_2 , расстояние которой до точки D определится из уравнения моментов сил N_2 и Q_2 относительно O_2 .

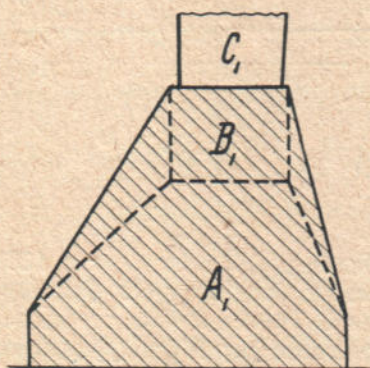
$$N_2 \cdot x_2 - Q_2 \cdot 1,5 = 0;$$

$$x_2 = \frac{Q_2 \cdot 1,5}{N_2} = \frac{6,44 \cdot 1,5}{44,85} = 0,21 \text{ м} = 21 \text{ см}.$$

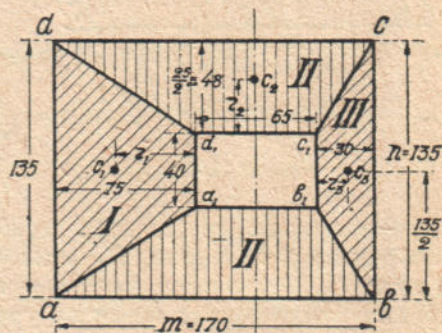
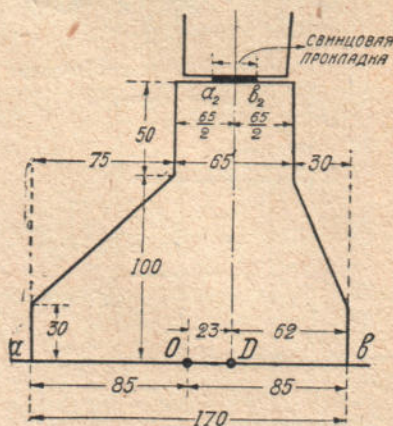
Для получения возможно более равномерных напряжений в основании ab башмака (черт. 138) (к чему по возможности надо стремиться, особенно при слабых грунтах) середину O подошвы башмака располагаем в центре тяжести сил $N_1 = 44,66$ и $N_2 = 44,85$ т (точки O_1 и O_2 на черт. 138 соответствуют точки O_1 и O_2 на черт. 136 и 137; силы N_1 и N_2 на черт. 138, получаются разложением сил R_1 и R_2 на составляющие Q_1, N_1 и Q_2, N_2). В виду же того, что эти силы почти равны друг другу, можно принять, что этот центр тяжести лежит как-раз посере-

дине расстояния $O_1 O_2$ (для ясности чертежа расстояние между точками O_1 и O_2 на черт. 138 показано не в масштабе). Тогда силы N_1 и N_2 будут иметь эксцентриситет $e = 2$ см. В виду сравнительно небольшой величины этого эксцентриситета, им можно пренебречь и считать, что при обоих указанных комбинациях сил N и Q в основании башмака будут иметь место равномерно-распределенные напряжения. Положим, что допускаемое напряжение грунта $k = 2$ кг/см². Тогда необходимая площадь основания башмака будет

$$F = \frac{N}{k} = \frac{44850}{2} = 22425 \text{ см}^2.$$



Черт. 139.



Черт. 140.

Принимаем (черт. 140) длину $ab = m = 170$ см. Тогда другая сторона основания $bc = n$ определится из уравнения

$$F = 170 \cdot n = 22425 \text{ см}^2.$$

Откуда

$$n = \frac{22425}{170} = 132 \text{ см.}$$

Принимаем $bc = n = 135$ см.

Итак, высота фундамента и площадь основания его имеются. Остальные размеры фундамента, сообразуясь с примерами существующих опор, принимаем, как показано на черт. 140.

Иногда вместо принятого очертания фундамента (на черт. 139 оно показано пунктиром) принимают очертание, показанное на том же чертеже штриховкой. Такое очертание упрощает несколько работу, но требует больше бетона. Вопрос о выгодности того или другого очертания решается путем пробных подсчетов.

Показанные на черт. 140 размеры фундамента принимаем для дальнейшего расчета. По ним найдем действительный вес фундамента, вместо принятого выше веса (5 тонн), как предварительного. Для этого (черт. 141) разбиваем фундамент на три части (1, 2 и 3).

Веса этих частей.

$$p_1 = 2,4 \cdot 0,65 \cdot 0,40 \cdot 0,50 = 0,31 \text{ т;}$$

$$p_2 = 2,4 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0,70 / [1,70 \cdot 1,35 + (1,70 + 0,65) \cdot (1,35 + 0,40) + 0,65 \cdot 0,40] = 1,92 \text{ т,}$$

где 2,4 тонн — это вес метр³ железобетона, а 0,40 м — толщина части 1, см. черт. 140.

Часть 2 (черт. 142) рассматривается как обелиск; объем его определяется по формуле (которую можно найти в любом из технических справочников, см. напр., Hütte, том I, стр. 164, изд. 1916 г., а именно

$$V = \frac{1}{6} \cdot h [a_1 \cdot b_1 + (a_1 + a_2)(b_1 + b_2) + a_2 \cdot b_2].$$

Значения входящих сюда букв показаны на черт. 142. Подставляя эти значения в указанную формулу и умножая ее на 2,4 (вес одного куб. м железобетона), получим написанное выше выражение для p_2 .

Затем вес

$$p_3 = 2,4 \cdot 1,70 \cdot 1,35 \cdot 0,30 = 1,52 \text{ т.}$$

Полный вес

$$P = p_1 + p_2 + p_3 = 0,31 + 1,92 + 1,52 = 3,75 \text{ т.}$$

Расстояние найденных весов (черт. 141) до точки a

$$r_1 = 0,75 + \frac{0,65}{2} = 1,08 \text{ м;}$$

$$r_2 = 0,95 \text{ м;}$$

$$r_3 = \frac{170}{2} = 0,85 \text{ м.}$$

Расстояние $r_2 = 0,95$ найдено так. Сначала (черт. 143) известным графическим способом определено положение центра тяжести трапеции O . Зная положение этого центра, получим по масштабу из чертежа искомое $r_2 = 0,95 \text{ м} = 95 \text{ см}$.

Моменты указанных сил относительно a (черт. 141)

$$M_1 = p_1 \cdot r_1 = 0,31 \cdot 1,08 = 0,34 \text{ т м}$$

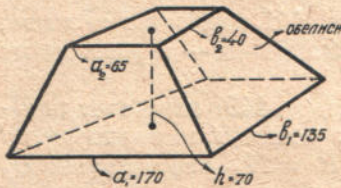
$$M_2 = p_2 \cdot r_2 = 1,92 \cdot 0,95 = 1,83 \text{ » »}$$

$$M_3 = p_3 \cdot r_3 = 1,52 \cdot 0,85 = 1,30 \text{ » »}$$

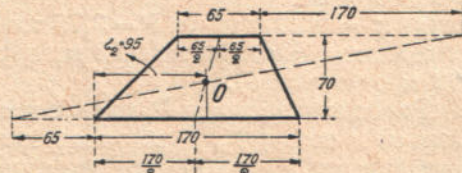
Итого $M = 3,47 \text{ т м}$.

Откуда положение центра тяжести фундамента относительно a

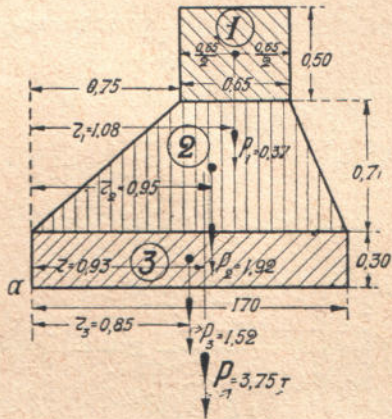
$$r = \frac{M}{P} = \frac{3,47}{3,75} = 0,93 \text{ м.}$$



Черт. 142.



Черт. 143.



Черт. 141.

Итак (черт. 141) вес фундамента равен $P = 3,75$ тонн, и этот вес действует в расстоянии $r = 0,93$ от точки a .

Теперь переходим к определению напряжений в основании ab фундамента, принимая в расчет действительный вес (3,75 тонн), вместо принятого выше предварительно (5 тонн).

в) Определение напряжений в основании фундамента.

Из предыдущего следует, что на фундамент могут действовать такие комбинации сил:

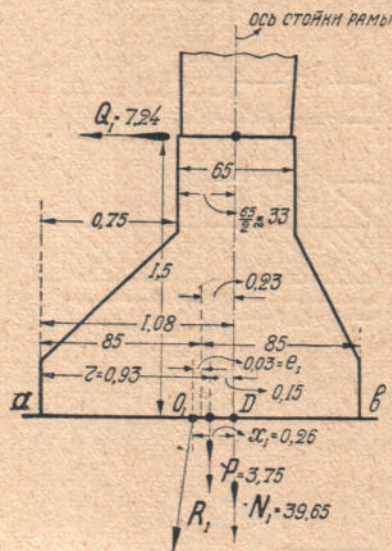
Первая комбинация (черт. 144)

$Q_1 = 7,24$ т;
 $N_1 = 39,65$ т, см. стр. 154, и $P = 3,75$ т, или $N = N_1 + P = 39,65 + 3,75 = 43,40$ т (здесь вместо $N_1 = 39,66$, ошибочно принято $N_1 = 39,65$ т).

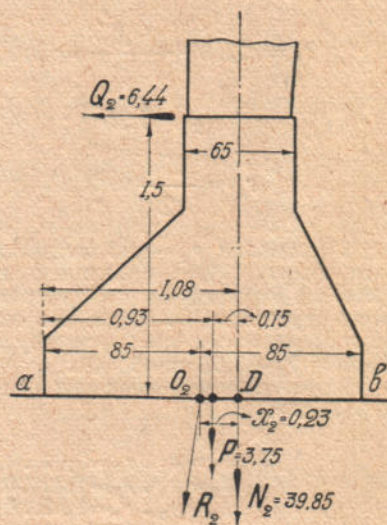
Вторая комбинация (черт. 145)

$Q_2 = 6,44$ т;
 $N_2 = 39,85$ т, см. стр. 154, и $P = 3,75$ т, или $N = N_2 + P = 39,85 + 3,75 = 43,60$ т,

где $P = 3,75$ т — это найденный выше вес фундамента.



Черт. 144.



Черт. 145.

Положим, что равнодействующая R_1 первой комбинации сил пересечет основание (черт. 144) ab в точке O_1 ; расстояние x этой точки до точки D определится из уравнения моментов сил Q_1 , P и N_1 относительно O_1

$$7,24 \cdot 1,5 + 3,75(x_1 - 0,15) + 39,65 x_1 = 0 \dots \dots \dots (A)$$

откуда $x_1 = 0,26$ м (сила $P = 3,75$ тонн, см. черт. 144, как найдено выше, приложена в расстоянии $0,93$ м, а сила $N_1 = 39,65$ тонн — в расстоянии $1,08$ м от точки a).

Равнодействующая R_2 второй комбинации (черт. 145) пересечет основание ab в точке O_2 , расстояние которой x_2 до точки D определится по предыдущему из уравнения моментов сил Q_2 , P и N_2 относительно O_2 — $6,44 \cdot 1,5 + 3,75(x_2 - 0,15) + 39,85 x_2 = 0$, откуда $x_2 = 0,23$ м.

Следовательно, при действии на фундамент первой комбинации сил эксцентриситет будет (черт. 144)

$$e = 0,26 - 0,23 = 0,03 \text{ м.}$$

При второй комбинации равнодействующая сил N_2 , P и Q_2 пересекает подошву как-раз по середине ab (черт. 145), т. е. в этом случае эксцентриситет $e = 0$ и напряжения по всей подошве ab будут равномерными.

При первой комбинации напряжения в крайних точках a и b будут (черт. 144) следующие:

$$k_a = \frac{N}{m \cdot n} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{m} \right) = \frac{43400}{170 \cdot 135} \left(1 + \frac{6 \cdot 3}{170} \right) = 1,89(1 + 0,106) = 2,2 \text{ кг/см}^2;$$

$$k_b = 1,89(1 - 0,106) = 1,70 \text{ кг/см}^2,$$

где $m=170$ и $n=135$ см, см. черт. 140.

При второй комбинации (черт. 145)

$$k_a = k_b = \frac{N}{m \cdot n} = \frac{43600}{170 \cdot 135} = 1,90 \text{ кг/см}^2.$$

т. к. напряжения по всей площади основания одинаковы.

Из рассмотрения полученных напряжений грунта видим, что при первой комбинации сил напряжение в точке a будет, хотя и незначительно, но больше допустимого (2 кг/см^2). При желании понизить это напряжение надо было бы увеличить соответственно размеры основания; напр., вместо ширины $bc=135$ см (черт. 140) принять $bc=140$ см. В данном случае принятые размеры основания оставлены без изменения.

Итак мы нашли напряжения грунта при двух указанных выше комбинациях сил N и Q . По этим напряжениям строим показанные на черт. 146 эпюры напряжений. Имея наружные размеры фундамента, можно перейти к определению площади арматуры.

Если бы мы для расчета приняли силы N и Q , приведенные на стр. 154, в которых учтен приблизительный вес (5 тонн) фундамента, то получили бы такие напряжения грунта.

При первой комбинации сил N и Q напряжения в точках a и b будут:

$$k_a = \frac{N_1}{m \cdot n} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{m} \right) = \frac{44660}{170 \cdot 135} \left(1 + \frac{6 \cdot 2}{170} \right) = 1,94 \cdot 1,07 + 2,08 \text{ кг/см}^2;$$

$$k_b = \frac{N_1}{m \cdot n} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{m} \right) = \frac{44660}{170 \cdot 135} \left(1 - \frac{6 \cdot 2}{170} \right) = 1,94 \cdot 0,93 = 1,8 \text{ кг/см}^2,$$

где $N_1=44,66$ см (см. стр. 154), а $e=2$ см—эксцентриситет, найденный на стр. 156.

При второй комбинации сил N и Q напряжения в тех же точках

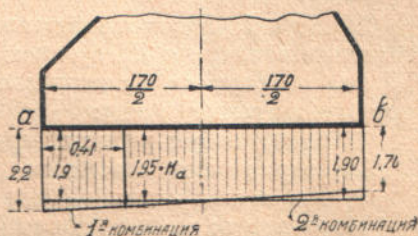
$$k_a = \frac{44850}{170 \cdot 135} \left(1 - \frac{6 \cdot 2}{170} \right) = 1,96 \text{ кг/см}^2;$$

$$k_b = \frac{44850}{170 \cdot 135} \left(1 + \frac{6 \cdot 2}{170} \right) = 2,10 \text{ кг/см}^2,$$

т. к. здесь $N_2=44,85$ тонн, см. стр. 155, и $e=2$ см, см. стр. 156.

Обратим внимание (черт. 138), что, т. к. сила N_2 пересекает подошву ab справа от середины O (т. е. ближе к точке b , нежели к точке a), то напряжение в точке b будет больше, чем в точке a .

Сравнивая эти напряжения с напряжениями на черт. 146 при действительном (точном) весе 3,75 тонн фундамента, видим, что они немногим разнятся друг от друга. Этого и следовало ожидать, т. к. вес всего



Черт. 146.

фундамента (3,75 тонн), составляющий приблизительно 10% нормальной силы, действующей на фундамент, вообще мало влияет на напряжения грунта. Самая же разница между точным весом (3,75 тонн) фундамента и приблизительным (5,0 тонн) настолько незначительна, что почти не влияет на конечные результаты. Поэтому для упрощения расчета здесь можно было бы не определять точного веса фундамента и напряжений на черт. 146, а принять в расчет силы N и Q , приведенные на стр. 154, в которых принят приблизительный вес фундамента (5 тонн). Здесь же мы привели точное определение веса фундамента и напряжений грунта, чтобы показать, как это делается в случае надобности, при чем точные напряжения грунта принимаются нами и для дальнейшего расчета.

е) Расчет сечения арматуры.

Для расчета арматуры разбиваем башмак на части, обозначенные цифрами I, II и III на черт. 140; на этом чертеже представлен разрез и план башмака. Рассмотрим каждую из этих частей отдельно.

Часть I. Рассматриваем эту часть, как консольную балку, закрепленную в сечении a_1d_1 , при чем делаем допущение, что по линиям aa_1 и d_1d она не связана с остальной частью фундамента. На эту часть действуют следующие силы:

- 1) снизу вверх реакция грунта,
- 2) сверху вниз вес части (I) и
- 3) вес земли, лежащей над этой частью.

Последними двумя силами (весом части I и земли над этой частью) в запас пренебрегаем и будем рассматривать только давление грунта снизу вверх.

Величина площади (I)

$$F_1 = \frac{135 + 40}{2} \cdot 75 = 6550 \text{ см}^2.$$

Расстояние r_1 центра тяжести этой площади от a_1d_1 определится по известной формуле центра тяжести трапеции

$$r_1 = \frac{75}{3} \cdot \frac{135 \cdot 2 + 40}{135 + 40} = 44,3 \text{ см} \approx 0,44 \text{ м.}$$

Реакция грунта в центре тяжести площади (I)

$$k_1 = 1,95 \text{ кг/см}^2.$$

Эта величина берется по масштабу из эпюры на черт. 146 для первой комбинации, т. к. эта комбинация в этом месте дает большее напряжение, нежели вторая. Принимаем это напряжение за среднее напряжение для всей части (I).

Тогда реакция грунта на всю часть (I)

$$R_1 = k_1 \cdot F_1 = 1,95 \cdot 6550 = 12800 \text{ кг.}$$

Момент этой силы относительно a_1d_1

$$M_1 = R_1 \cdot r_1 = 12800 \cdot 0,44 = 5630 \text{ кг м.}$$

Для упрощения и в запас прочности здесь можно было бы принять напряжение $k = 2,2 \text{ кг/см}^2$ в точке a на черт. 146, вместо принятого выше $k = 1,95 \text{ кг/см}^2$, и это напряжение считать за среднее для всей площади (I). Тогда реакция грунта на часть (I) была бы $R = 2,2 \cdot 6550 = 14400 \text{ кг}$ и момент относительно a_1d_1

$$M = R \cdot r = 14400 \cdot 0,44 = 6300 \text{ кг м.}$$

Полная высота башмака (черт. 147) принята $d=100$ см. Тогда полезная высота $h=d-a=100-5=95$ см.

Здесь принято $a \approx 5$ см, исходя из того, что в фундаментах, где всегда можно ожидать значительного влияния сырости и грунтовых вод, рекомендуется для лучшей защиты арматуры от ржавления слой бетона c , покрывающий арматуру, принимать не менее 3 см, см. об этом § 60 норм по железобетону.

При одиночной арматуре потребовалась бы высота по формуле

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,345 \sqrt{\frac{5630}{0,40}} \approx 41 \text{ см} \dots (A)$$

где $b = a_1 d_1 = 40$ см и $M_1 = 5630$ кгм, см. выше и черт. 140, а $r = 0,345$ берется из таблицы на стр. 230 при принятых $\sigma_b = 50$ и $\sigma_c = 1200$ кг/см².

Так как принятое $h = 95$ см > 41 см, то надобности в сжатой арматуре нет, и сечение требуемой (растянутой) арматуры определится по формуле на стр. 151 I ч.

$$f = \frac{M}{0,9h \cdot \sigma_c} = \frac{563000}{0,9 \cdot 95 \cdot 1200} = 5,5 \text{ см}^2.$$

В этой формуле M берется в кг см, а h в см.

Если бы принятая высота оказалась меньше высоты, найденной по формуле (A), то сечение арматуры (сжатой и растянутой) надо было бы определять по формулам на стр. 155 I ч. для сечений с двойной арматурой.

Для фундаментов рекомендуется арматура диаметром от 10 до 18 мм, см. стр. 76 I части.

Принимаем диаметр 12 мм. Чтобы при этом диаметре подойти возможно ближе к требуемому по расчету сечению $f = 5,5$ см², надо было бы поставить, см. таблицу на стр. 226 I части,

$$f = 5 \phi 12 = 5,65 \text{ см}^2,$$

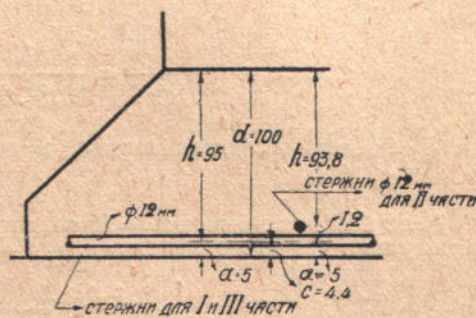
распредив эти стержни по всей ширине ad (черт. 140). Но т. к. практически рекомендуется ставить на каждом погонном метре не менее 7 штук стержней, то принимаем

$$f = 7 \phi 12 = 7,91 \text{ см}^2$$

на каждый пог. метр ширины ad . Т. е. на всей ширине $ad = 1,35$ м надо поставить

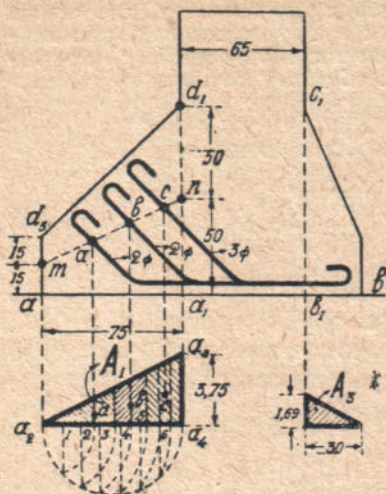
$$7 \cdot 1,35 = 10 \text{ стержней, или} \\ f = 10 \phi 12 = 11,30 > 5,50 \text{ см}^2.$$

Если для принятых $h = 95$ см и $f = 10 \phi 12 = 11,30$ см² сделать проверку напряжений, то получим напряжение бетона значительно меньше допускаемого $\sigma_b = 50$ кг/см². При желании использовать допускаемое напряжение бетона ($\sigma_b = 50$ кг/см²) полностью, надо было бы принять полезную высоту $h = 41$ см, см. выше формулу (A). Но такая высота в данном случае едва ли конструктивно приемлема. Надо иметь в виду, что плита фундамента представляет собой плиту, опертую в одной точке [точнее — по площади $a_1 d_1 c_1 b_1$ (черт. 140) основания



Черт. 147.

ноги рамы]. Закон же распределения усилий в таких плитах в точности неизвестен. Затем фундамент является, как сказано выше, одной из ответственных частей сооружения и кроме того легко подвергается разрушению от действия грунтовых вод и сырости. Поэтому при проектировании его надо серьезное внимание обращать на конструктивную сторону; в связи с этим часто приходится размеры фундамента назначать с запасом, см. об этом также ниже. Кроме того принятая высота $h=95$ см, как увидим ниже, дает меньшие скальвающие напряжения, а к этому всегда следует стремиться.



Черт. 148.

Кроме расчета указанной выше арматуры, надо произвести еще расчет количества хомутов и отгибов.

Для этого (черт. 148) построим эпюру косых растягивающих напряжений для этой части. Поперечная сила в сечении a_1d_1 равна реакции грунта, см. стр. 160,

$$Q = R_1 = 12800 \text{ кг.}$$

Косое растягивающее напряжение в этом же сечении

$$t = \frac{Q}{0,9 \cdot h \cdot b} = \frac{12800}{0,9 \cdot 95 \cdot 40} = 3,75 \text{ кг/см}^2,$$

где $h=95$ см — полезная высота в данном сечении, а $b = a_1d_1 = 40$ см, см. черт. 140.

Если бы вместо высоты $h=95$ см, мы приняли высоту $h=41$ см (см. выше), то получили бы косое напряжение

$$t = \frac{12800}{0,9 \cdot 41 \cdot 40} = 8,7 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. в два с лишним раза больше найденного выше ($3,75 \text{ кг/см}^2$) при $h=95$ см.

Следовательно, принятая высота $h=95$ см дает возможность уменьшить косые напряжения, что в железобетонных конструкциях, в виду больших значения этих напряжений, является весьма желательным. Так, напр., Залигер, см. его «Железобетон» стр. 466, изд. 27 г., говорит, что разные расчетные ошибки, превышение допускаемых напряжений и т. д. могут оказаться опасными для железобетонного сооружения только при совпадении нескольких таких ошибок. Но пренебрежение косыми напряжениями может, как говорит он, вызвать весьма серьезные последствия.

Поэтому при проектировании на косые напряжения надо обращать внимание и по возможности стремиться к их уменьшению. Напомним, что по § 41 норм косые напряжения в конструкции нигде не должны превосходить 15 кг/см^2 . Поэтому, если бы по последней формуле величина t получилась больше 15 кг/см^2 , то пришлось бы увеличить (черт. 148) высоту a_1d_1 или (черт. 140) ширину a_1d_1 башмака.

Принимаем, что эпюра косых напряжений будет иметь вид заштрихованного на черт. 148 треугольника $a_2 a_3 a_4$ (площадь A_1). Сумма косых усилий

$$Z = (\text{плоч. } A_1) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \frac{3,75}{2} \cdot 75 \cdot 87,5 \cdot 0,71 = 8740 \text{ кг,}$$

где $b = \frac{40 + 135}{2} = 87,5$ см — средняя ширина трапеции add_1a_1 на черт. 140.

По § 41 норм Госплана по железобетону все косые напряжения, представляемые площадью (A_1), должны быть переданы только хомутам и отгибам, т. е. ни одного килограмма этих усилий нельзя передавать бетону. В данном случае в запас прочности мы все эти усилия передадим только отгибам, а хомуты поставим в запас, сверх расчета.

В смысле работы против косых напряжений отгибы считаются надежнее хомутов; вот почему по § 39 путейских норм рекомендуется не менее $\frac{2}{3}$ этих усилий передавать отгибам и только $\frac{1}{3}$ хомутам. В данном случае мы совсем пренебрегаем работой хомутов и все косые растягивающие усилия передаем только отгибам.

Следовательно, для восприятия указанной растягивающей силы $Z=8740$ кг потребуется за округлением

$$s \frac{Z}{f \cdot \sigma_e} = \frac{870}{1,13 \cdot 1200} = 6,4 \approx 7 \text{ отгибов.}$$

Диаметр железа для упрощения работ оставляем прежний, т. е. 12 мм; сечение одного такого стержня, см. стр. 226 I ч., $f=1 \phi 12=1,13 \text{ см}^2$.

Деля (черт. 148) площадь (A_1) на 7 равных частей и проектируя центры тяжести этих частей на линию mn , получим места для отгибов. Линия mn проводится через середины сторон ad_3 и a_1d_1 башмака, при чем сторона ad_3 по конструктивным соображениям берется равной от 0,3 до 0,5 высоты a_1d_1 ; в данном случае $a_1d_1=100$ см, а $ad_3=0,3 a_1d_1=0,3 \cdot 100=30$ см. В действительности, для упрощения работы с отгибами, площадь (A_1) разделена в отношении 2 : 2 : 3; центры тяжести (a, b, c) полученных частей спроектированы на линию mn , на которой получены также точки a, b, c ; через эти точки проведено соответствующее количество отгибов, общим количеством 7 штук.

Часть II (черт. 140). Расчет этой части ведется совершенно так же, как и расчет предыдущей части I. Рассматриваем эту часть как консольную балку, закрепленную в сечении d_1c_1 .

Величина площади (II)

$$F_2 = \frac{170 + 65}{2} \cdot 48 = 5640 \text{ см.}$$

Расстояние центра тяжести s_2 этой площади от d_1c_1

$$r_2 = \frac{48}{3} \cdot \frac{170 \cdot 2 + 65}{170 + 65} = 0,28 \text{ м.}$$

Напряжение грунта для рассматриваемой площади (II)

$$k_2 = 1,90 \text{ кг/см}^2;$$

по предыдущему это напряжение можно получить из эпюры на черт. 146, измеряя по масштабу наибольшую ординату этой эпюры, соответствующую центру тяжести площади (II) на черт. 140. Но для упрощения и в запас здесь указанное напряжение принято равным большему напряжению в точке b на черт. 146.

Реакция грунта на всю площадь (II)

$$R_2 = k_2 \cdot F_2 = 1,90 \cdot 5640 = 10700 \text{ кг.}$$

Момент этой реакции относительно d_1c_1 (черт. 140)

$$M_2 = R_2 \cdot r_2 = 10700 \cdot 0,28 = 3000 \text{ кг/м.}$$

Полезная высота здесь будет (черт. 147)

$$h = 100 - 5 - 1,2 = 93,8 \text{ см.}$$

Здесь надо иметь в виду, что рабочие стержни этой части должны быть уложены на стержнях предыдущей части и перпендикулярно к ним; на черт. 147 показан торец одного из этих стержней; поэтому здесь полезная высота $h=93,8$ см будет меньше, нежели в предыдущей части $h=95$ см, т. к. полезная высота измеряется от верха сжатой зоны до центра тяжести растянутой арматуры (в виду условности расчета фундамента, здесь можно было бы для упрощения принять прежнюю высоту $h=95$ см). Тогда сечение арматуры

$$f = \frac{M}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_e} = \frac{300000}{0,9 \cdot 93,8 \cdot 1200} = 2,95 \text{ см}^2.$$

Если оставить прежний диаметр стержней 12 мм (а это и нужно сделать для упрощения работ), то на всем протяжении dc (черт. 140) надо было бы поставить, см. стр. 226 I ч., $f=3\phi 12=3,39 \text{ см}^2$.

На основании же сказанного выше ставим на каждом погон. метре стороны dc на черт. 140

$$f = 7\phi 12 = 7,91 \text{ см}^2,$$

или на всей длине $dc=1,70$ м

$$1,70 \cdot 7\phi 12 \text{ штук}$$

стержней общей площадью

$$f = 12\phi 12 = 13,56 \text{ см}^2,$$

при чем, по сказанному выше, эти стержни укладываются на стержнях предыдущей части и перпендикулярно к ним. Теперь переходим к расчету отгибов.

Поперечная сила в сечении d_1c_1 равна реакции грунта на площадь (II), т. е., см. выше,

$$Q = R_2 = 10700 \text{ кг};$$

косое напряжение

$$t = \frac{Q}{0,9 \cdot h \cdot b} = \frac{10700}{0,9 \cdot 93,8 \cdot 65} = 1,89 \text{ кг/см}^2,$$

где $b=d_1c_1=65$ см, см. черт. 140. По прежнему полагаем, что эпюра косых напряжений здесь будет иметь вид заштрихованного на черт. 149 треугольника kml (площадь A_2). Сумма косых напряжений

$$Z = (\text{плоч. } A_2) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \frac{1,89}{2} \cdot 48 \cdot 117,5 \cdot 0,71 = 3800 \text{ кг},$$

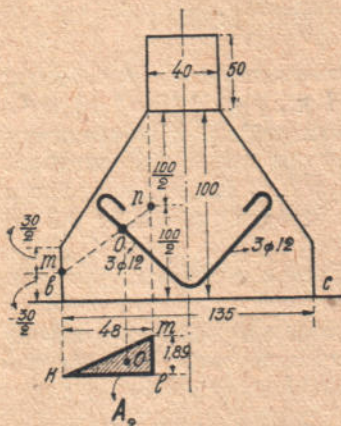
где

$$b = \frac{170 + 65}{2} = 117,5 \text{ см}$$

средняя ширина трапеции II на черт. 140. Количество отгибов

$$s = \frac{Z}{f \cdot \sigma_e} = \frac{3800}{1,13 \cdot 1200} = 2,80 \approx 3 \text{ отгиба.}$$

Деля площадь (A_2) на три равные части и проектируя центры тяжести этих частей на линию mn , получим места отгибов. Для упрощения же работ все эти отгибы поставлены в одной плоскости, проходящей через точку O , соответствующую центру тяжести всей площади (A_2).



Черт. 149.

по укладке арматуры, передаем эту силу бетону и хомутам, которые здесь все равно (по конструктивным соображениям) ставятся, а отгибов не даем.

Этим и заканчивается (черт. 136) расчет части (А) фундамента. И так, эта часть армируется следующим образом: на каждом пог. м стороны ad (черт. 140) ставим (вдоль ab) по $7\phi 12$ мм. Перпендикулярно к этим стержням на каждом пог. метре стороны dc ставим также $7\phi 12$ мм. Затем вдоль ab ставим 7 штук отгибов, как показано на черт. 148, и кроме того (черт. 149) ставим 3 штуки отгибов вдоль стороны bc . Все указанное расположение арматуры приведено на чертеже этого фундамента в конце книги.

д) Расчет верхней части (В) фундамента

(Черт. 136).

Эта часть представляет собой стойку высотой 50 см и поперечным сечением 65 . 40 см (черт. 150).

Для расчета этой части из указанных на стр. 158 двух комбинаций сил N и Q принимаем комбинацию первую $Q_1 = 7,24$ тонн и $N_1 = 39,66$ тонн, как очевидно более невыгодную.

Следовательно (черт. 150), на рассматриваемую часть фундамента действует горизонтальная сила $Q_1 = 7,24$ тонн и вертикальная сила $N_1 = 39,66$ тонн (весом рассматриваемой части B , в виду его незначительности, по сравнению с силой N_1 , пренебрегаем). Наиболее опасным сечением будет сечение mn .

Момент указанных сил относительно этого сечения:

$$M = Q_1 \cdot 50 = 7,24 \cdot 50 = 362 \text{ т см} = 3,62 \text{ т м.}$$

Т. е. сечение mn должно быть рассчитано на одновременное действие момента $M = 3,62$ т см и нормальной силы $N_1 = 39,66$ т, а потому подбор этого сечения надо вести по формулам на стр. 171 I ч. внецентренного сжатия.

Эту часть фундамента для упрощения работ по укладке арматуры можно армировать симметричной арматурой. Ставим здесь с каждой стороны

$$f = f_1 = 5\phi 25 = 24,55 \text{ см}^2.$$

Площадь бетонной части сечения

$$F_b = 65 \cdot 40 = 2600 \text{ см}^2.$$

Тогда площадь арматуры только с одной стороны сечения составит от площади бетона

$$\frac{f \cdot 100}{F_b} = \frac{24,55 \cdot 100}{2600} \approx 1\%.$$

При таком процентном содержании железа границы ядра сечения отстоят от середины сечения, согласно таблицы на стр. 190 I ч., на расстоянии $v_k = 0,196 \cdot d = 0,196 \cdot 65 = 12,7$ см.

Эксцентриситет силы $N_1 = 39,66$ т будет

$$e = \frac{M}{N_1} = \frac{3,62}{39,66} = 0,091 \text{ м} = 9,1 < 12,7 \text{ см.}$$

Следовательно, здесь мы имеем случай, когда нормальная сила лежит в пределах ядра сечения, т. к. $e < v_k$. Поэтому проверку напряжений бетона производим по формулам на стр. 189 I ч., а именно:

Расстояние середины сечения от края его

$$z = \frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ см.}$$

Площадь приведенного сечения

$$F_t = 40 \cdot 65 + 2 \cdot 15 \cdot 24,55 = 3336 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения относительно центра тяжести сечения

$$J = \frac{b \cdot d^3}{12} + 2 \cdot n \cdot f \left(\frac{d}{2} - a \right)^2 = \frac{40 \cdot 65^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 24,55 \left(\frac{65}{2} - 4,25 \right)^2 = 937000 \text{ см}^4,$$

где $a=4,25$ см., см. ниже. Напряжение бетона у наиболее сжатого ребра

$$\sigma_{bt} = \frac{N}{F_t} + \frac{M \cdot z}{J} = \frac{39660}{3336} + \frac{362000 \cdot 32,5}{937000} = 11,9 + 12,6 = 24,5 < 50 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в противоположном ребре можно не определять, т. к. оно и подавно будет меньше допускаемого ($\sigma_b=50$). Т. е. сечение стойки принято с значительным запасом. Однако, уменьшение сечения по конструктивным соображениям нежелательно.

Сделаем еще проверку рассматриваемой части фундамента (B) на косые растягивающие напряжения. Поперечная сила по всей высоте этой части будет $Q_1=7,24$ т.

Косое напряжение

$$t = \frac{Q_1}{0,9 \cdot h \cdot b} = \frac{7240}{0,9 \cdot 60,75 \cdot 40} = 3,27 \text{ кг/см}^2,$$

где $h=65-4,25=60,75$ см.

Здесь (черт. 151) слой бетона, покрывающий арматуру, принят, по изложенному на стр. 161, равным $c=3$ см; тогда расстояние

$$a = 3 + \frac{2,5}{2} = 4,25 \text{ см}$$

и полезная высота сечения

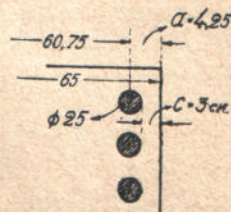
$$h = 65 - 4,25 = 60,75 \text{ см.}$$

Так как поперечная сила $Q_1=7,24$ тонн и высота сечения $h=60,75$ см по всей высоте рассматриваемой части фундамента постоянны, то эпюра косых растягивающих напряжений для этой части будет иметь вид заштрихованного на черт. 150 прямоугольника со сторонами $ab=50$ см (высота части B) и $bc=3,27$ кг/см² (найденное выше косое напряжение).

Для восприятия этих напряжений по всей высоте ab ставим хомуты в расстоянии $e=10$ см друг от друга из железа диаметром 8 мм. Если поставить четырехсрезные хомуты, то они примут на себя

$$t = \frac{m \cdot f \cdot \sigma_e}{b \cdot e} = \frac{4 \cdot 0,50 \cdot 1200}{40 \cdot 10} = 6 \text{ кг/см}^2,$$

где m число ветвей в хомуте; в данном случае $m=4$, т. к. хомуты четырехсрезные; $f=1\phi 8=0,5$ см, см. стр. 226 I ч., сечение одной ветви хомута; $b=40$ см — ширина рассматриваемой части; $e=10$ см — принятое



Черт. 151.

расстояние между хомутами; t — косое растягивающее усилие, которое примут на себя хомуты; $\sigma_e = 1200 \text{ кг/см}^2$ — допускаемое напряжение на растяжение. Т. е. поставленные хомуты вполне справятся с действующими здесь косыми напряжениями. Чтобы не усложнять работу, мы здесь все косые растягивающие усилия передаем только хомутам и отгибов не ставим.

По § 45 путейских норм при расчете хомутов надо принимать $\sigma_e = 900$, при расчете же отгибов по тому же § 45 путейских норм надо принимать $\sigma_e = 1200 \text{ кг/см}^2$. В данном же случае мы руководствуемся нормами Госплана, по которым допускаемое напряжение для хомутов можно принять $\sigma_e = 1200 \text{ кг/см}^2$. Остальные детали армирования рассматриваемой опоры видны из чертежа этого фундамента в конце книги.

е) Проверка устойчивости фундамента на скольжение.

Для полного расчета фундамента рекомендуется произвести еще проверку его устойчивости на

- 1) скольжение и
- 2) опрокидывание.

Здесь мы приведем проверку устойчивости на скольжение; проверка на опрокидывание приведена ниже.

Для расчета принимаем первую комбинацию сил N и Q на стр. 158, как более невыгодную, а именно (черт. 144):

$$\begin{aligned} Q_1 &= 7,24 \text{ т;} \\ N &= 39,65 + 3,75 = 43,40 \text{ т,} \end{aligned}$$

где $N_1 = 39,65$ тонн, а $3,75$ тонн — это, см. стр. 157, вес фундамента. Сила Q_1 стремится сдвинуть опору. Этому сопротивляется сила трения

$$T = N \cdot f = 43,40 \cdot 0,4 = 17,36 \text{ т,}$$

где $f = 0,40$ это коэффициент трения бетона по грунту, принимаемый обычно от $0,30$ до $0,65$, в зависимости от степени влажности грунта; наименьшее значение ($0,30$) принимается для сырых и наибольшее ($0,65$) для сухих и твердых грунтов.

Коэффициент устойчивости на скольжение

$$k_{ск} = \frac{T}{Q_1} = \frac{17,36}{7,24} \approx 2,4,$$

в то время как за допускаемый коэффициент обычно принимается около $1,5 - 1,75$. О допусковых коэффициентах устойчивости на опрокидывание и скольжение, а также о коэффициентах трения см. «Справочник для инженеров строительной специальности», т. II, стр. 710, изд. 28 г.

г) Проверка устойчивости фундамента на опрокидывание.

Как и в предыдущем случае, принимаем первую комбинацию сил как более невыгодную, а именно (черт. 144):

$$\begin{aligned} Q_1 &= 7,24 \text{ т;} \\ N &= 39,65 + 3,75 = 43,40 \text{ т.} \end{aligned}$$

Сила $Q_1 = 7,24$ т стремится повернуть фундамент около точки a влево, а силы $P = 3,75$ и $N_1 = 39,65$ т этому противодействуют. Тогда момент, сопротивляющийся опрокидыванию фундамента около точки a , будет

$$M_{сопр} = 39,65 \cdot 1,08 + 3,75 \cdot 0,93 = 43,0 \text{ тм,}$$

где 1,08 и 0,93 м это, см. черт. 144, плечи сил $N_1 = 39,65$ и $P = 3,75$ т. Момент, опрокидывающий опору около точки a , $M_{опр} = 7,24 \cdot 1,5 = 10,9$ т м. Откуда коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{опр} = \frac{M_{сопр}}{M_{опр}} = \frac{43,0}{10,9} = 3,95,$$

в то время как за допускаемый коэффициент принимается 1,5 — 1,75.

г) Проверка глубины заложения фундамента.

На стр. 154 было сказано, что подошва башмака должна быть заложена ниже глубины промерзания грунта, которая примерно равна 1,5 м. Независимо от этого некоторыми нормами (см. § 38 норм Госплана по железобетону и «Технические условия проектирования капитальных зданий и сооружений», изд. Московского Губинжа 25 г., стр. 24) требуется проверка глубины заложения по формуле Паукера

$$h = s \cdot H \cdot \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (A)$$

где h в метрах — наименьшая глубина заложения фундамента, s — коэффициент, принимаемый нормально равным единице, но в отдельных случаях (напр. при слабых грунтах и в особо ответственных сооружениях) должен быть повышен. В данном случае принято $s = 1,25$;

H — высота в метрах слоя земли, эквивалентного весу сооружения.
 φ — угол естественного откоса грунта, в котором закладывается фундамент.

В данном случае под весом сооружения надо понимать силу $N = 43,6$ тонн. Здесь расчет должен вестись на наибольшую вертикальную силу. Поэтому из рассмотренных выше сил на черт. 144 и 145 в расчет здесь принята вторая комбинация, на черт. 145, как дающая большую вертикальную силу

$$N = N_1 + P = 3,75 + 39,85 = 43,6 \text{ т,}$$

нежели комбинация на черт. 144. Вес земли принимаем $1,8 \text{ т/м}^3$ и угол естественного откоса $\varphi = 35^\circ$. Откуда

$$\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,073.$$

Тогда высота

$$H = \frac{43,60}{1,8 \cdot 1,35 \cdot 1,7} = 10,6 \text{ м,}$$

где 1,7 и 1,35 м — это (черт. 140) размеры башмака в основании. Подставляя в формулу (A) значения $H = 10,6$ м, $s = 1,25$ и $\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,073$, получим

$$h = 1,25 \cdot 10,6 \cdot 0,073 = 0,96 < 1,5 \text{ м.}$$

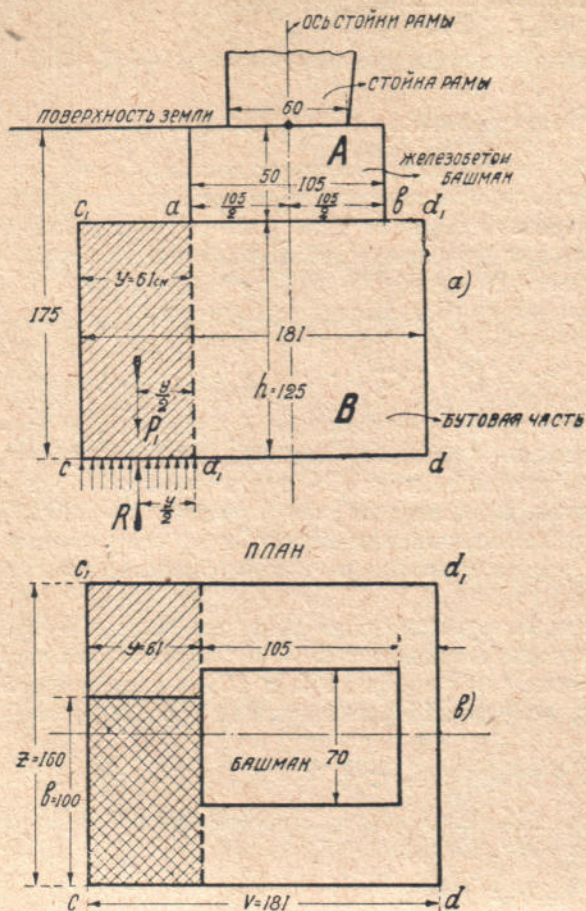
Т. е. глубина заложения фундамента должна быть не меньше $h = 0,96$ м. Следовательно, принятая для рассматриваемой опоры (черт. 136) глубина $h = 1,5$ м вполне достаточна.

§ 24. Второй пример расчета шарнирного фундамента.

В некоторых случаях, в зависимости от местных условий, может оказаться выгодным (черт. 152) устройство для рамы фундамента, состоящего из железобетонного башмака (A), опирающегося на часть (B), которая может быть сделана из бетона, кирпича или бута. В данном примере эта часть предполагается из бута.

а) Расчет башмака (А).

Для расчета принимаем те же силы N и Q , что и в предыдущем примере, см. стр. 154, а именно:



Черт. 152.

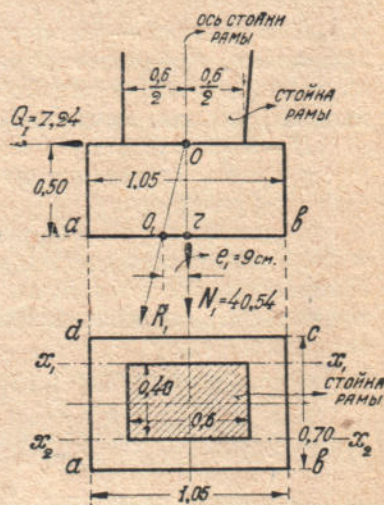
первая комбинация

$$Q_1 = 7,24 \text{ т} \\ N_1 = 39,66 \text{ »}$$

вторая комбинация

$$Q_2 = 6,44 \text{ т} \\ N_2 = 39,85 \text{ »}$$

Эти силы приложены в точке O башмака. К ним надо прибавить вес башмака. Размеры его, со-



Черт. 153.

образуясь с размерами стойки у шарнира, принимаем, как показано на черт. 153.

Тогда вес башмака

$$2,4 \cdot 1,05 \cdot 0,70 \cdot 0,50 = 0,88 \text{ т},$$

где 2,4 т это вес м^3 железобетона, а $1,05 \cdot 0,70 \text{ м}$ — размеры башмака в плане.

Следовательно, аналогично предыдущему примеру, получим для расчета такие комбинации сил (черт. 153 и 154):

$$\text{первая} \quad Q_1 = 7,24 \text{ т} \\ N_1 = 39,66 + 0,88 = 40,54 \text{ т};$$

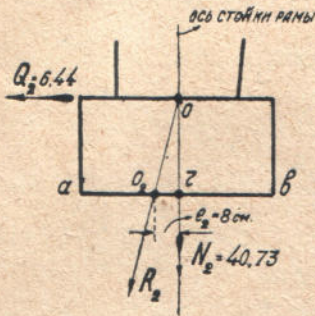
$$\text{вторая} \quad Q_2 = 6,44 \text{ т} \\ N_2 = 39,85 + 0,88 = 40,73 \text{ т}.$$

Как и в предыдущем примере, положим (черт. 153), что равнодействующая R_1 сил N_1 и Q_1 пересекает подошву ab башмака в точке O_1 .

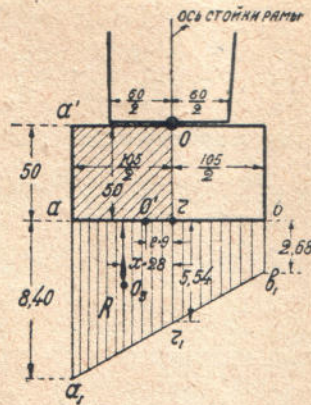
Расстояние этой точки e_1 от точки Γ найдется из уравнения моментов сил N_1 и Q_1 относительно точки O_1

$$Q_1 \cdot 0,50 - N_1 \cdot e_1 = 0$$

или $7,24 \cdot 0,50 - 40,54 \cdot e_1 = 0,$



Черт. 154.



Черт. 155

откуда

$$e_1 = \frac{Q_1 \cdot 0,50}{N_1} = \frac{7,24 \cdot 0,50}{40,54} = 0,09 \text{ м} = 9 \text{ см.}$$

Аналогично найдем (черт. 154), что равнодействующая R_2 сил N_2 и Q_2 пересекает подошву ab в расстоянии от точки Γ

$$e_2 = \frac{Q_2 \cdot 0,50}{N_2} = \frac{6,44 \cdot 0,50}{40,73} = 0,08 \text{ м} = 8 \text{ см.}$$

В виду незначительной разности между e_1 и e_2 , принимаем $e_1 = e_2 = 9$ см. Т. е. (черт. 155) допускаем, что при обоих указанных комбинациях сил N и Q равнодействующая этих сил пересечет подошву башмака в одной и той же точке O' , отстоящей от точки Γ на расстоянии $e = 9$ см. Середину подошвы ab башмака помещаем в точке Γ , лежащей на оси стойки рамы.

Тогда напряжения в крайних точках a и b определяются по формуле: напряжение в точке a

$$k_a = \frac{N_2}{ab \cdot bc} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{ab} \right) = \frac{40730}{105 \cdot 70} \left(1 + \frac{6 \cdot 9}{105} \right) = 5,55(1 + 0,52) = 8,40 \text{ кг/см}^2,$$

где $ab = 105$ и $bc = 70$ см — размеры башмака в плане, см. черт. 153.

Это напряжение должно быть меньше допускаемого; для бутовой кладки на цементном растворе 1 : 4, согласно § 53 норм по железобетону, допускаемое напряжение на сжатие такой кладки можно принять 20 кг/см^2 (величины этих напряжений см. также стр. 216 I ч.).

Напряжение в точке b

$$k_b = 5,55 (1 - 0,52) = 2,68 \text{ кг/см}^2.$$

Эпюра напряжений будет иметь вид заштрихованной на черт. 155 вертикально трапеции (a_1abb_1) со сторонами $a_1a = 8,40$ и $bb_1 = 2,68 \text{ кг/см}^2$. Откуда напряжение в точке Γ будет $5,54 \text{ кг/см}^2$ (вычисляется или берется по масштабу из чертежа).

Теперь переходим к определению количества арматуры. Для этого рассматриваем заштрихованную часть ($aa_1\Gamma$) башмака, как консольную балку, закрепленную в сечении $o\Gamma$. На эту балку снизу вверх действует реакция бутового фундамента, равная

$$R = \frac{8,40 + 5,54}{2} \cdot \frac{105}{2} \cdot 70 = 25600 \text{ кг}$$

(сверху вниз на указанную часть башмака действует вес этой части, но ввиду незначительности этого веса, в запас прочности им пренебрегаем).

Эта реакция приложена в центре тяжести O_3 трапеции ($a_1 a r r_1$). Расстояние x этого центра тяжести до линии $g g_1$ определится по известной формуле для центра тяжести трапеции

$$x = \frac{105}{2 \cdot 3} \cdot \frac{2 \cdot 8,40 + 5,54}{8,40 + 5,54} = 28 \text{ см} = 0,28 \text{ м.}$$

Тогда момент реакции R относительно точки r

$$M = R \cdot x = 25600 \cdot 0,28 = 7170 \text{ кг/м.}$$

Затем можем написать

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{7170}{0,70}} = 101.$$

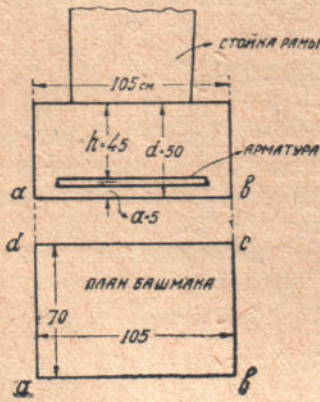
При одиночной арматуре необходима высота

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,345 \cdot 101 = 35 \text{ см,}$$

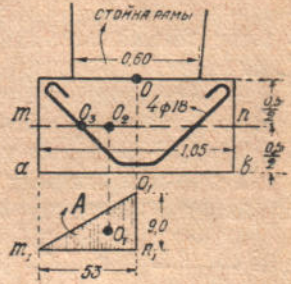
где коэффициент $r=0,345$ берется из таблицы на стр. 230 I ч. при $\sigma_b=50$ и $\sigma_e=1200 \text{ кг/см}^2$.

Полная высота башмака у нас принята (черт. 156) $d=50$ см. Принимая расстояние от поверхности бетона до центра тяжести арматуры, см. стр. 161, $a=5$ см, получим полезную высоту $h=d-a=50-5=45$ см.

Т. е. принятая высота ($h=45$ см) больше найденной выше высоты $h=35$ см, а потому надобности в двойной арматуре нет, и достаточно поставить одиночную (растянутую) арматуру, сечение которой определится по формуле



Черт. 156.



Черт. 157.

$$f = \frac{M}{0,9 h \cdot \sigma_e} = \frac{717000}{0,9 \cdot 45 \cdot 1200} = 14,75 \text{ см;}$$

в этой формуле момент M берется в кг см.

Принимаем

$$f = 6 \phi 18 = 15,27 \text{ см}^2,$$

т. е. (черт. 156) на ширине башмака $ad=0,70$ м ставим 6 штук стержней диаметром 18 мм (и здесь надо иметь в виду сказанное на стр. 161, что на каждом погон. метре ширины ad должно быть не менее 7 штук рабочих стержней). По конструктивным соображениям продолжаем эти стержни и в правую часть башмака (см. чертеж башмака в конце книги). Поперечная сила в сечении og башмака, см. выше,

$$Q = R = 25600 \text{ кг.}$$

Косое напряжение в этом сечении

$$t = \frac{Q}{0,9 \cdot h \cdot b} = \frac{25600}{0,9 \cdot 45 \cdot 70} = 9 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем (черт. 157), что эпюра главных напряжений имеет вид треугольника $m_1 o_1 n_1$ (площадь A). Тогда сумма косых напряжений будет

$$Z = (\text{пл. } A) \cdot b \cdot \sin 45^\circ = \frac{9,0}{2} \cdot 53 \cdot 70 \cdot 0,71 = 11800 \text{ кг,}$$

где $b = 70$ см (черт. 156), ширина bc башмака в плане, а $\frac{105}{2} \approx 53$ см половина стороны ab . Потребное количество отгибов

$$s = \frac{Z}{f \cdot \sigma_e} = \frac{11800}{2,54 \cdot 1200} \approx 4 \text{ отгиба,}$$

где $f = 1 \phi 18 = 2,54$ см² сечение одного отгиба (диаметр стержней для удобства работ принимаем прежний). Для упрощения работы ставим все эти отгибы в одной точке O_3 ; согласно эпюре главных напряжений их надо было поставить в точке O_2 , соответствующей центру тяжести O_1 площади напряжений A ; но по конструктивным соображениям эта точка перенесена в O_3 ; точки O_2 и O_3 лежат на линии mn , делящей высоту башмака пополам.

По верху полученных выше рабочих стержней (перпендикулярно к ним) против изгиба башмака в плоскостях $x_1 x_1$ и $x_2 x_2$ (см. черт. 153) поставлены стержни того же диаметра и из расчета не менее 7 штук стержней на погонный метр ширины ab (см. в конце книги чертеж этого фундамента).

б) Расчет части В.

Переходим теперь (черт. 152) к расчету бутовой части (В) фундамента. Положим, что допускаемое напряжение грунта $k = 2$ кг/см², и что такой грунт залегает на глубине 1,75 м от поверхности земли. Следовательно, подошву cd надо заложить также на этой глубине (эта глубина удовлетворяет и наименьшей глубине промерзания, о которой см. стр. 154). Тогда высота части (В) будет $h = 1,75 - 0,50 = 1,25$ м.

Прежде всего рассчитаем ширину выступа y (на черт. 152 он заштрихован). Эта ширина должна быть рассчитана в двух предположениях

- 1) на изгиб и
- 2) на скалывание,

т. к. известно, что бетоны и камни плохо сопротивляются растяжению и еще хуже скалывающим усилиям (допускаемое напряжение на скалывание обычно принимается приблизительно 0,8 допускаемого напряжения на растяжение — см. дальше).

1. Расчет на изгиб. Рассматриваем этот выступ, как консольную балку, пролетом y и закрепленную в сечении aa_1 . Снизу вверх на этот выступ действует реакция грунта

$$R = 2 \cdot b \cdot y = 2 \cdot 100 y = 200 y \dots \dots \dots (A)$$

где 2 кг/см² — это принятое выше допускаемое напряжение грунта, а $b = 100$ см, так как (см. на черт. 152 план фундамента) мы рассматриваем участок выступа, имеющий в плане ширину $b = 100$ см; этот участок на черт. 152 b густо заштрихован.

Здесь мы в запас прочности полагаем, что по всей ширине ca_1 реакция грунта действует равномерно. В действительности же она, как увидим ниже, по направлению к точке a_1 уменьшается по закону трапеции.

Сверху вниз (черт. 152 а) на выступ действует собственный вес выступа cc_1aa_1 , равный

$$P_1 = 2500 \cdot b \cdot h \cdot y = 2500 \cdot 1,00 \cdot 1,25 \frac{y}{100} = 31,5y;$$

здесь величины b , h и y надо брать в метрах; величина y в формуле (А) принималась в сантиметрах, поэтому здесь она для получения ее в метрах разделена на 100; 2500 кг/м³ — это вес одного куб. м бутовой кладки. Итак, на выступ сверху вниз действует сила (вес выступа) $P_1 = 31,5y$ и снизу вверх (реакция грунта) $R = 200y$. Момент этих сил относительно aa_1

$$M = (R - P_1) \frac{y}{2} = (200y - 31,5y) \frac{y}{2} = 84,25y^2 \dots (B)$$

Момент сопротивления сечения aa_1

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 125^2}{6} = 260000 \text{ см}^3 \dots (C)$$

где $b = 100$ см — это указанный участок выступа в плане, а $h = 125$ см — высота части (В) фундамента (здесь величины b и h надо брать в сантиметрах).

Под действием сил R и P_1 выступ y будет изгибаться как консольная балка, закрепленная в сечении aa_1 и в нем возникнут растягивающие напряжения.

Наибольшая величина этих напряжений будет в сечении aa_1 и определится по известной формуле изгиба

$$r = \frac{M}{W} \dots (D)$$

где M — изгибающий момент в сечении aa_1 , а W — момент сопротивления в том же сечении.

Часть (В), как сказано выше, предполагается сделанной из бутовой кладки. Положим, что эта кладка сложена на портланд-цементном растворе 1 : 4. Тогда допускаемое напряжение на растяжение при изгибе для такой кладки, см. § 53 норм по железобетону, можно принять $r = 1,5$ кг/см². Подставляя в формулу (D) значение r , а также значения M и W из выражений (B) и (C), получим

$$1,5 \cdot 260000 = 84,25 y^2,$$

откуда

$$y = 68 \text{ см.}$$

Таким образом, чтобы в сечении выступа (при действии на него указанных выше сил R и P_1) не возникло растягивающее напряжение больше допускаемого $r = 1,5$ кг/см², ширина его должна быть не больше $y = 68$ см.

2. Расчет на скалывание. При допускаемом напряжении бутовой кладки на растяжение $r = 1,5$ кг/см² допускаемое напряжение на скалывание можно принять $t = 1,2$ кг/см² (что составляет 0,8 r ; величины допускаемых напряжений на растяжение и скалывание для бетонной кладки разных составов приведены на стр. 214 I ч. этой книги). Наибольшее скалывающее напряжение будет иметь место в сечении $a-a_1$ (так как здесь наибольшая поперечная сила) и определится по известной

формуле (см. Тимошенко «Сопrotивление материалов», стр. 154, изд. 1928 г.

$$t = \frac{3Q}{2bh} \dots \dots \dots (E)$$

где Q — поперечная сила в сечении $a-a_1$, а $b=100$ см и $h=125$ см — имеют прежние значения. Поперечная сила в сечении aa_1

$$Q = R - P_1 = 200 y - 37,5 y = 162,5 y,$$

где R и P_1 имеют значения, найденные выше.

Подставляя в формулу (E) цифровые значения, получим

$$1,2 = \frac{3 \cdot 162,5 y}{2 \cdot 100 \cdot 125}$$

Откуда

$$y = 61 \text{ см.}$$

Таким образом, чтобы в сечении $a-a_1$ не возникло скальвующее напряжение больше допустимого $t=1,2$ кг/см², ширина его ac должна быть не больше $y=61$ см.

Итак, из расчета на изгиб ширина выступа должна быть не больше $y=68$ см, а из расчета на скальвание не больше $y=61$ см. Чтобы удовлетворить этим двум условиям, принимаем меньшее значение, а именно $y=61$ см.

Справа от башмака A делаем (черт. 152 a) выступ $bd_1=15$ см (для лучшей передачи давления от башмака A на часть B последняя, т. е. часть B , должна везде выступать из-за поверхности башмака A на ширину не менее 15–20 см).

Тогда вся ширина $c_1 d_1$ будет (черт. 152)

$$v = cd = 61 + 105 + 15 = 181 \text{ см.}$$

Другой размер z основания фундамента (черт. 152) определится так. Вес части B предварительно принимаем $P=8$ тонн. Кроме этой силы на основание действует, см. стр. 151, сила $N_1=40,54$ т.

Здесь мы берем силу N_1 от первой комбинации сил, т. к., повидимому, эта комбинация, см. стр. 151, даст большее напряжение грунта, нежели вторая; действительно нормальные силы $N_1=40,54$ и $N_2=40,73$ тонн почти равны друг другу, а распор $Q_1=7,24$ тонн в первой комбинации больше, нежели во второй ($Q_2=6,44$ тонн).

Тогда полная вертикальная сила, действующая на основание фундамента

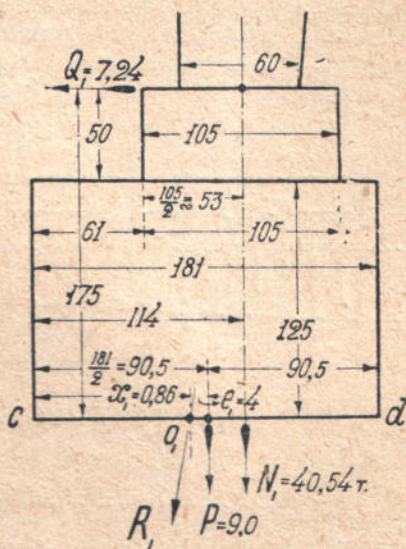
$$N = N_1 + P = 40,54 + 8 = 48,54 \text{ т.}$$

Откуда требуемая площадь основания (черт. 152)

$$\frac{N}{2} = \frac{48540}{2} = 24250 \text{ см}^2 = v \cdot z$$

или

$$z = \frac{24250}{v} = \frac{24250}{181} = 133 \text{ см,}$$

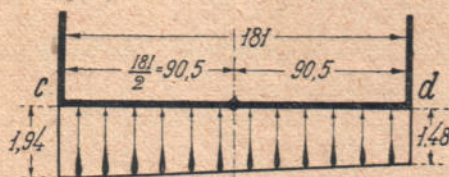


Черт. 158.

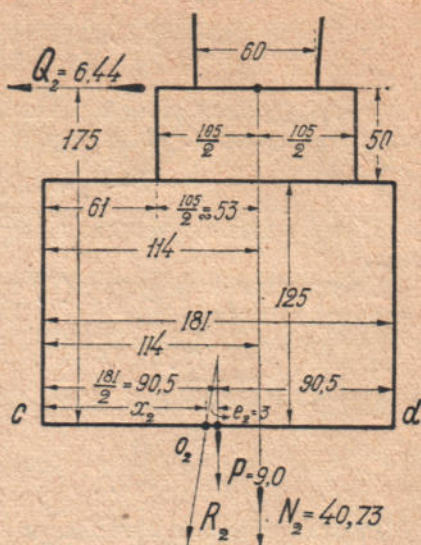
где 2 кг/см^2 это, см. выше, допускаемое напряжение грунта, а $v=181$ см, см. черт. 152. Имея же в виду, что вследствие распора $Q_1=7,24$ тонн, сила $N_1=48,5$ тонн действует эксцентрично, вместо $z=133$ см, принимаем $z=160$ см. Тогда действительный вес фундамента

$$P=2,5 \cdot 1,81 \cdot 1,6 \cdot 1,25=9,0 \text{ т.}$$

Равнодействующая сил Q_1 , P и N_1 пересечет (черт. 313) основание cd в точке O_1 , отстоящей от точки c в расстоянии x_1 , которое определится из уравнения моментов относительно c :



Черт. 159.



Черт. 160.

$$N_1 \cdot 1,14 + P \cdot 0,905 - Q_1 \cdot 1,75 = (N_1 + P) x_1$$

или

$$40,54 \cdot 1,14 + 9,0 \cdot 0,905 - 7,24 \cdot 1,75 = (40,54 + 9,0) x_1,$$

откуда

$$x_1 = 0,86 \text{ м.}$$

Эксцентриситет этой равнодействующей

$$e_1 = 90,5 - 86 \overline{0}4 \text{ см.}$$

Напряжение в точке c определится по формуле

$$k_c = \frac{N}{v \cdot z} \left(1 + \frac{6 \cdot e_1}{v} \right) = \frac{49500}{181 \cdot 160} \left(1 + \frac{6 \cdot 4}{181} \right) = 1,94 \text{ кг/см}^2,$$

где $v=181$; $z=160$ и $e=4$ см найдены выше, а $N=N_1+P=40,5+9=49,5$ тонн = 49500 кг (для получения по последней формуле напряжения в кг/см^2 силу N надо брать в кг, а размеры v , z и e в сантиметрах). Т. е. получили напряжение, почти равное допускаемому (2 кг/см^2).

Напряжение в точке d

$$k_d = \frac{49500}{181 \cdot 160} \left(1 - \frac{6 \cdot 4}{181} \right) = 1,48 \text{ кг/см}^2.$$

Эпюра напряжений грунта будет иметь вид заштрихованной на черт. 159 трапеции. Из этой трапеции видно, что напряжения распределены по основанию довольно равномерно, к чему, особенно при слабых грунтах, надо всемерно стремиться.

Найдем еще напряжения грунта при второй комбинации сил N и Q , т. к. эпюра на черт. 159 дает напряжения при первой комбинации этих сил. Эти напряжения найдутся аналогично предыдущему.

Здесь (черт. 160) на основание cd будут действовать такие силы: $N_2=40,73$, $Q_2=6,44$ тонн, см. стр. 171, и найденный выше вес $P=9$ тонн части B .

Равнодействующая R_2 этих сил пересечет основание cd в расстоянии x_2 от c , которое определится из уравнения моментов относительно c :

$$N_2 \cdot 1,14 + P \cdot 0,905 - Q_2 \cdot 1,75 = (N_2 + P)x_2$$

или

$$40,73 \cdot 1,14 + 9,0 \cdot 0,905 - 6,44 \cdot 1,75 = 49,73 x,$$

откуда

$$x_2 = 87 \text{ см.}$$

Эксцентриситет этой равнодействующей

$$e_2 = 90,5 - 87 \overline{03} = 3 \text{ см.}$$

Напряжение грунта в точке c

$$k_c = \frac{49730}{181 \cdot 160} \left(1 + \frac{6 \cdot 3}{181} \right) = 1,89 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$N_2 + P = 40,73 + 9 = 49,73 \text{ т} = 49730 \text{ кг.}$$

Напряжение грунта в точке d

$$k_d = \frac{49730}{181 \cdot 160} \left(1 - \frac{6 \cdot 3}{181} \right) = 1,54 \text{ кг/см}^2.$$

Т. е. видим, что напряжение грунта и здесь получилось не выше допустимого 2 кг/см^2 .

Этим и заканчивается расчет размеров фундамента. Остается еще проверить 1) устойчивость фундамента на скольжение и опрокидывание и 2) сделать поверку глубины заложения фундамента. Поверка на скольжение и опрокидывание ведется по изложенному на стр. 168.

Для расчета берется первая комбинация сил N и Q , как более невыгодная, а именно, см. черт. 158,

$$Q_1 = 7,24 \text{ т}; N = 40,54 + 9 = 49,54 \text{ т};$$

сила, сопротивляющаяся сдвигу

$$T = N \cdot f = 49,54 \cdot 0,4 = 19,82 \text{ т.}$$

Сила сдвига

$$Q_1 = 7,24 \text{ т.}$$

Коэффициент устойчивости на скольжение

$$k_{ск} = \frac{T}{Q_1} = \frac{19,82}{7,24} = 2,63 > 1,5.$$

Момент, сопротивляющийся опрокидыванию фундамента около c (черт. 158)

$$M_{сопр} = (N_1 + P)x_1 = 49,54 \cdot 0,86 = 42,5 \text{ т.м.}$$

Момент, опрокидывающий фундамент около той же точки c

$$M_{опр} = Q_1 \cdot 1,75 = 7,24 \cdot 1,75 = 10,9 \text{ т.м.}$$

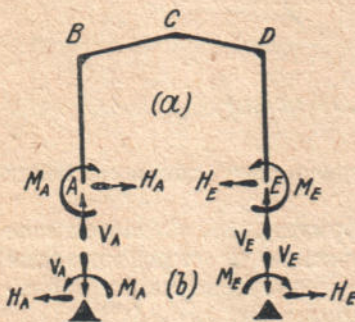
Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k_{опр} = \frac{M_{сопр}}{M_{опр}} = \frac{42,5}{10,9} = 3,2 > 1,5.$$

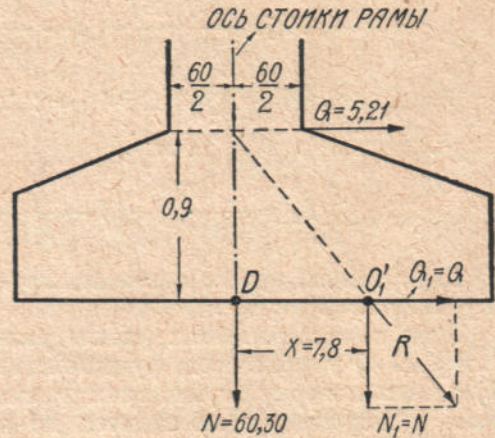
Поверка глубины заложения производится во всем согласно изложенному об этом на стр. 169 и потому здесь не приводится.

§ 25. Первый пример расчета фундамента для рамы с заделанными пятами.

При расчете таких опор (черт. 161) обыкновенно имеют место: 1) реактивные моменты M_A и M_E , 2) вертикальные реакции V_A и V_E и 3) горизонтальные реакции H_A и H_E . При чем здесь, как и при расчете шарнирных опор, см. стр. 152, надо отличать силы (реакции M_A , V_A , H_A и M_E , V_E , H_E , показанные на черт. 161 а), которыми опоры действуют на раму, от сил M_A , V_A , H_A , и M_E , V_E , H_E , показанных на черт. 161 б), которыми, наоборот, рама действует на опоры. Т. е. при расчете опор рамы, показанной на черт. 161, надо принять величину и направление усилий, показанных на черт. 161б. В дальнейшем вертикальные (нормальные) силы, действующие на опору, будем означать буквой N , а горизонтальные (поперечные) силы буквой Q .



Черт. 161.



Черт. 162.

При расчете опор для рам с заделанными пятами рассматривают такие комбинации моментов M и сил N и Q .

I случай. Определяют наибольший опорный момент ($\max M$) и соответствующие ему силы N и Q .

II случай. Аналогично предыдущему определяют наибольший распор ($\max Q$) и соответствующие ему опорный момент M и силу N .

III случай. Наконец, определяют наибольшую нормальную силу ($\max N$) и соответствующие ей M и Q .

Положим, что в результате расчета рамы с заделанными пятами получилось (в сечении А, черт. 161).

$$\begin{aligned} \text{I случай } \max M &= +7,62 \text{ тм} \\ Q &= 5,21 \text{ т} \\ N &= 55,3 \text{ т} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{II случай } M &= -7,61 \text{ тм} \\ \max Q &= 10,40 \text{ т} \\ N &= 47,13 \text{ т} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{III случай } M &= +6,28 \text{ тм} \\ Q &= 4,40 \text{ т} \\ \max N &= 59,02 \text{ т} \end{aligned}$$

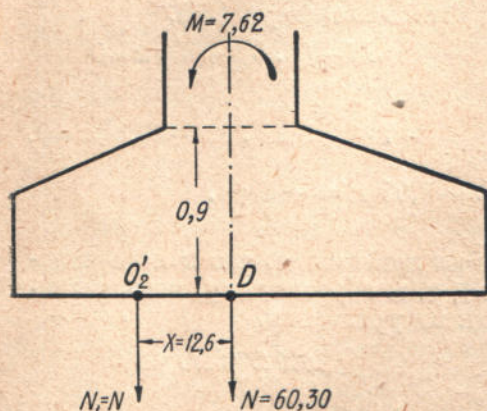
К этим нормальным силам надо прибавить вес опоры, который предварительно принимаем равным 5,0 тонн, и который считаем действующим по оси стойки рамы (в действительности он приложен в центре тяжести опоры). Тогда получим:

I случай $\max M = +7,62$ тм
 $Q = 5,21$ т
 $N = 55,3 + 5 = 60,30$ т

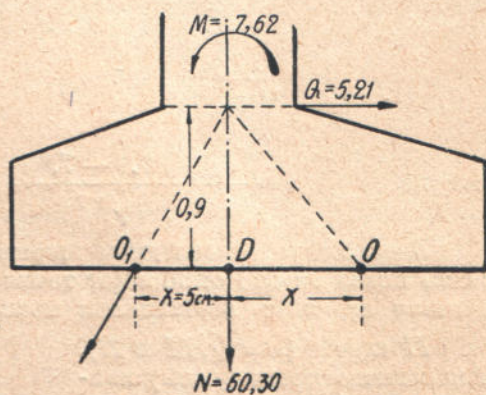
II случай $M = -7,61$ тм
 $\max Q = 10,40$ т
 $N = 47,13 + 5 = 52,13$ т

III случай $M = +6,28$ тм
 $Q = 4,40$ т
 $\max N = 59,02 + 5 = 64,02$ т.

Под действием на опору момента M и распора Q нормальная сила N получает сдвиг, величина которого определяется так.



Черт. 163.



Черт. 164.

I случай ($\max M, N$ и Q). Положим сначала, что на опору действуют только силы $N = 60,30$ и $Q = 5,21$ т. Эти силы дают равнодействующую R ; расстояние точки O'_1 этой равнодействующей до точки D , лежащей на оси стойки, определится из уравнения моментов сил Q и N относительно O'_1 (черт. 162)

$$Q \cdot 0,9 - N \cdot x = 0$$

или

$$5,21 \cdot 0,9 - 60,3 x = 0,$$

где 0,9 м — принятая высота опоры. Откуда

$$x = \frac{5,21 \cdot 0,9}{60,3} = 0,078 \text{ м} = 7,8 \text{ см (вправо от D).}$$

Силу R в точке O'_1 можно разложить на две силы: Q_1 и N_1 , равные прежним силам Q и N . Следовательно, можно сказать, что под действием на опору силы $Q = 5,21$ т, нормальная сила $N = 60,3$ т сдвигается вправо от точки D на $x = 7,8$ см. Аналогично (черт. 163) можно убедиться, что при действии на опору момента $M = 7,62$ т м, сила $N = 60,3$ т получает сдвиг влево от точки D , при чем величина этого сдвига определится из уравнения моментов сил M и N относительно точки O'_2 , а именно:

$$M - N \cdot x = 0$$

или

$$+7,62 - 60,3 x = 0,$$

откуда

$$x = \frac{7,62}{60,3} = 0,126 \text{ м} = 12,6 \text{ см (влево от D).}$$

Итак, сила $N=60,3$ т от силы $Q=5,21$ т смещается (черт. 162) вправо на $x=7,8$ см, а от момента $M=7,62$ т м (чертеж 163) влево на $x=12,6$ см. При одновременном действии на опоры M и Q сила N (черт. 164) смещается от оси стойки рамы влево на

$$x=12,6-7,8\overline{5} \text{ см.}$$

Расстояние $x=5$ см, можно найти и сразу, рассматривая одновременное действие M , N и Q и беря их момент относительно O (черт. 164).

$$M - Q \cdot 0,9 + N \cdot x = 0$$

или

$$+7,62 - 5,21 \cdot 0,9 + 60,3 \cdot x = 0,$$

откуда
$$x = \frac{5,21 \cdot 0,9 - 7,62}{60,3} = -0,05 \text{ м} = -5 \text{ см.}$$

Знак минус в последнем выражении показывает, что x надо отложить влево от оси стойки (от точки D), т. е. обратно тому, как мы принимали его при составлении последнего уравнения.

II случай (max Q , M и N).
Аналогично предыдущему найдем (черт. 165), что при одновременном действии на опору сил $Q=10,40$ и $N=52,13$ т и момента $M=7,61$ т м сила $N=52,13$ т смещается вправо от оси стойки на величину x , определяемую из уравнения моментов относительно точки O_2

$$M - Q \cdot 0,9 + N \cdot x = 0$$

или

$$-7,61 - 10,40 \cdot 0,9 + 52,13 x = 0,$$

откуда

$$x = 0,326 \text{ м} = 32,6 \text{ см (вправо).}$$

III случай (max N , M и Q). Аналогично предыдущему (черт. 166) получим, беря момент относительно O :

$$-Q \cdot 0,9 + M + N \cdot x = 0$$

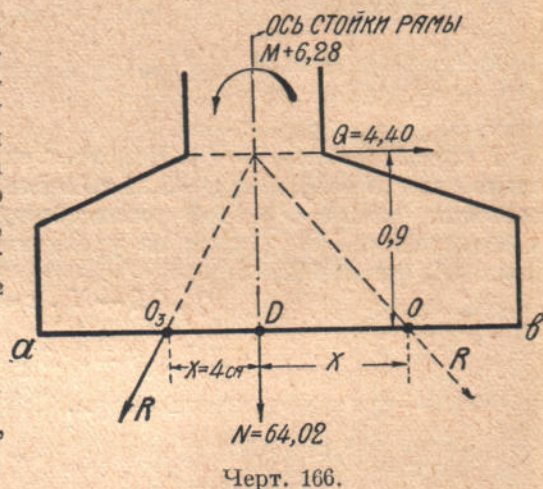
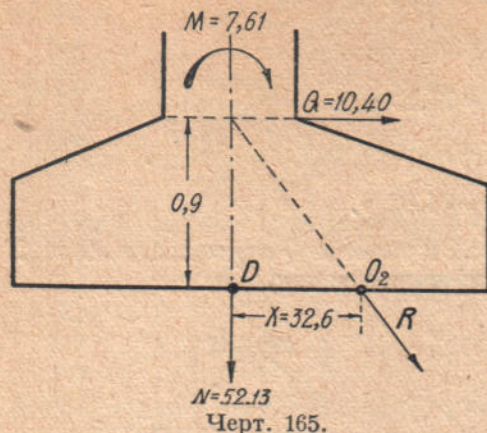
или

$$-4,40 \cdot 0,9 + 6,28 + 64,02 x = 0 \dots (A)$$

откуда

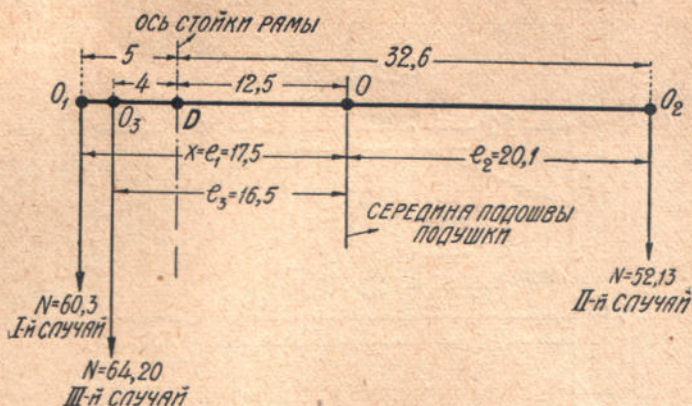
$$x = \frac{4,40 \cdot 0,9 - 6,28}{64,02} = -0,036 \text{ м} \approx -4 \text{ см.}$$

Знак минус показывает, что $x=4$ см надо отложить влево от точки D , т. е. обратно тому положению, которое мы принимали при составлении уравнения моментов (A).



Из предыдущего видно, что крайние границы сдвига сил N от оси стойки (от точки D) будут (черт. 167)

вправо на $x=32,6$ см (II случай)
влево » $x=5,0$ см (I случай).



Черт. 167.

На черт. 167 точки O_1, O_2, O_3 и D соответствуют положению этих точек на черт. 164, 165 и 166. Для получения возможно более равномерного распределения напряжений в основании опоры середину ее подошвы O (черт. 168) располагаем в центре тяжести сил $N=60,3$ и $N=52,13$ т. Положение этого центра тяжести определится из уравнения моментов указанных сил N относительно O_1

$$(52,13 + 60,3) x = 52,13 (32,6 + 5),$$

откуда

$$x = \frac{52,13 \cdot 37,6}{112,43} = 17,5 \text{ см.}$$

При таком расположении середины подошвы фундамента сила N во всех трех комбинациях M, N и Q получит эксцентриситеты относительно этой середины

$$\begin{aligned} x &= e_1 = 17,5 \text{ см (I случай)} \\ \max e &= e_2 = 20,1 \text{ см (II случай)} \\ e_3 &= 16,5 \text{ см (III случай).} \end{aligned}$$

Следовательно, чтобы в основании подушки не было растягивающих напряжений, длина фундамента d должна быть не меньше (черт. 168)

$$6 \cdot e_2 = 6 \cdot 20,1 \approx 121 \text{ см.}$$

Положим, что допускаемое напряжение грунта $k=2,5$ кг/см²; ширину b фундамента (в направлении, перпендикулярном к чертежу) принимаем $b=140$ см. Тогда действительная длина d фундамента для всех приведенных выше 3-х комбинаций M, N и Q найдется по формуле

$$k = \frac{N}{b \cdot d} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{d} \right)$$

I случай

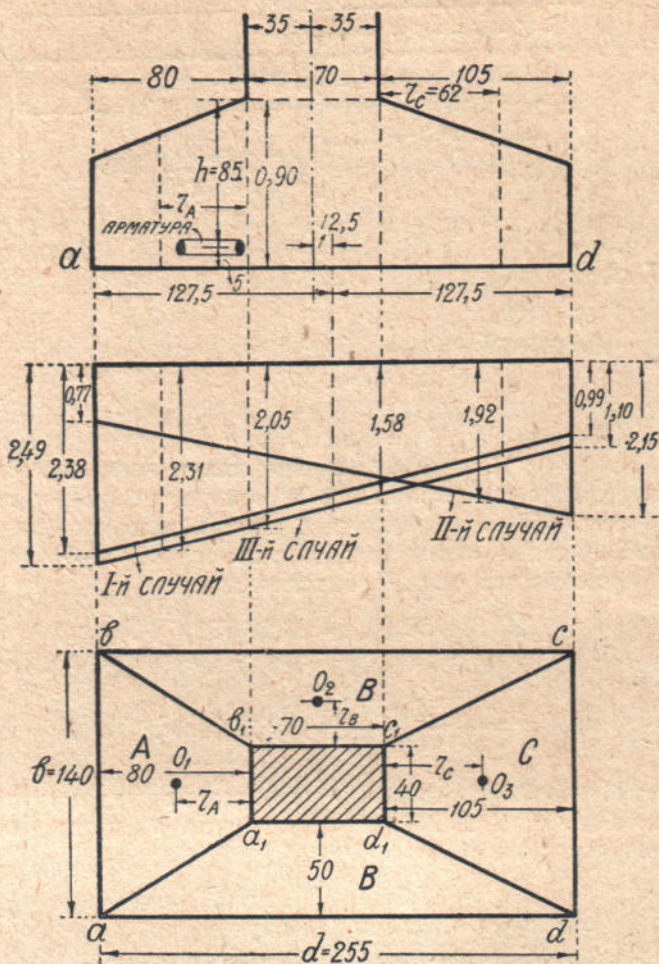
$$2,5 = \frac{60300}{140d_1} \left(1 + \frac{6 \cdot 17,5}{d_1} \right)$$

Откуда

$$d_1 = 246 \text{ см.}$$

II случай

$$2,5 = \frac{52130}{140d_2} \left(1 + \frac{6 \cdot 20,1}{d_2} \right); \text{ откуда } d_2 = 228 \text{ см.}$$



Черт. 168.

III случай

$$2,5 = \frac{64020}{d_3 \cdot 140} \left(1 + \frac{6 \cdot 16,5}{d_3} \right); \text{ откуда } d_3 = 254 \text{ см.}$$

Т. е., чтобы напряжение грунта в основании фундамента при рассмотренных комбинациях сил (M , N и Q) было не больше $k = 2,5 \text{ кг/см}^2$, длину фундамента надо принять не меньше $d = 254 \text{ см}$. Принимаем $d = 255 \text{ см}$. Эта длина $> 6 \cdot e_2 = 121 \text{ см}$ (см. выше). Следовательно, в основании фундамента будут иметь место только сжимающие напряжения. Итак, размеры фундамента в его основании следующие: $d = 255 \text{ см}$ и $b = 140 \text{ см}$, а высота $h = 90 \text{ см}$. Теперь можно найти точный вес фундамента, вместо принятого выше веса — 5 тонн, и действительную точку приложения его (центр тяжести фундамента), как это сделано на стр. 157. Но, во избежание излишних выкладок, мы оставляем здесь прежний

вес его — 5 т и считаем этот вес действующим по оси стойки рамы. Тогда напряжение грунта в крайних точках a и d (черт. 168) для:

I случая

$$k = \frac{60300}{255 \cdot 140} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 17,5}{255} \right) = \begin{matrix} + 2,38 \text{ кг/см}^2 \\ + 0,99 \text{ » } \end{matrix}$$

II случая

$$k = \frac{52130}{255 \cdot 140} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 20,1}{255} \right) = \begin{matrix} 2,15 \text{ кг/см}^2 \\ 0,77 \text{ » } \end{matrix}$$

III случая

$$k = \frac{64020}{255 \cdot 140} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 16,5}{255} \right) = \begin{matrix} + 2,49 \text{ кг/см}^2 \\ + 1,10 \text{ » } \end{matrix}$$

По найденным напряжениям грунта построены (черт. 168) эпюры этих напряжений для всех трех случаев.

Теперь переходим к определению сечения арматуры. Этот расчет ведется аналогично изложенному в примере на стр. 160. Делим (черт. 168) всю площадь основания фундамента на 4 части (A, B, B и C) и рассмотрим каждую из этих частей отдельно.

П л о щ а д ь A . Величина этой площади

$$F_A = \frac{140 + 40}{2} \cdot 80 = 7200 \text{ см}^2.$$

Расстояние центра тяжести этой площади до $a_1 b_1$

$$r_A = \frac{80}{3} \cdot \frac{2 \cdot 140 + 40}{140 + 40} = 48 \text{ см.}$$

Из эпюры напряжения грунта видим, что наибольшую реакцию для площади A дает III случай. Напряжение грунта в центре тяжести A по этой эпюре (черт. 168) будет $k = 2,31 \text{ кг/см}^2$. Это напряжение можно взять по масштабу из эпюры или можно определить из той же эпюры аналитически. Принимаем это напряжение за среднее для всей площади A . Тогда можем сказать, что на площадь A снизу вверх действует реакция грунта

$$R_A = 2,31 \cdot 7200 = 16650 \text{ кг.}$$

Момент этой реакции относительно $a_1 b_1$

$$M_A = R_A \cdot r_A = 16650 \cdot 0,48 = 8000 \text{ кгм} = 800000 \text{ кгсм.}$$

При одиночной арматуре необходима высота при

$$\sigma_b = 50 \text{ и } \sigma_e = 1200 \text{ кг/см}^2$$

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,345 \sqrt{\frac{8000}{0,40}} = 49 \text{ см.}$$

У нас же полезная высота (черт. 168)

$$h = 90 - 5 = 85 \text{ см.}$$

Следовательно, надобности в двойной арматуре нет, а потому ставим одиночную арматуру, сечение которой определяем по формуле

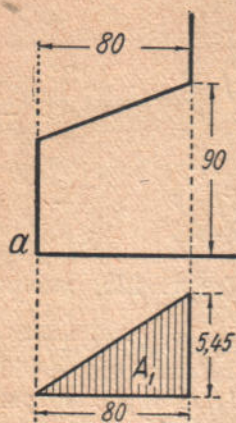
$$j = \frac{M}{0,9h \cdot \sigma_e} = \frac{800000}{0,9 \cdot 85 \cdot 1200} = 8,72 \text{ см}^2.$$

Диаметр стержней принимаем 14 мм. Т. е. на ширине ab (черт. 168) надо было бы поставить

$$f = 6 \phi 1,4 = 9,24 \text{ см}^2.$$

Но так как практически рекомендуется на каждом погонном метре ставить не меньше 7 штук стержней, то на всей ширине $ab = 1,4$ м ставим $7 \cdot 1,4 \approx 10$ штук стержней, т. е.

$$f = 10 \phi 14 = 15,40 \text{ см}^2.$$



Черт. 169.

Теперь сделаем проверку еще на косые растягивающие напряжения. Косое напряжение в сечении $a_1 b_1$.

$$t = \frac{Q}{0,9h \cdot b} = \frac{16650}{0,9 \cdot 85 \cdot 40} = 5,45 \text{ кг/см}^2,$$

где $Q = R_A = 16650$ кг, см. выше; $h = 85$ см — полезная высота фундамента в рассматриваемом сечении, а $b = a_1 b_1 = 40$ см — ширина его в том же сечении. По найденному напряжению $t = 5,45$ кг/см² строим эпюру (на черт. 169 заштрихованная площадь A_1),

имея в виду, что в точке a фундамента косое напряжение равно нулю. Тогда сумма косых напряжений, как и на стр. 162,

$$Z_A = (\text{плоч. } A_1) \cdot b \cdot 0,71 = \frac{5,45}{2} \cdot 80 \cdot \frac{140 + 40}{2} \cdot 0,71 = 13900 \text{ кг.}$$

Здесь за ширину сечения принята средняя ширина трапеции A на черт. 168. Количество отгибов

$$s = \frac{Z_A}{\sigma_c \cdot f} = \frac{13900}{1,54 \cdot 1200} = 8 \text{ отгибов,}$$

где $1,54 \text{ см}^2$ — это сечение одного стержня диаметром 14 мм, т. к. отгибы устраиваются из стержней диаметром 14 мм. Деля площадь A_1 на 8 частей, как и на стр. 163, получим места отгибов.

П л о щ а д ь B (черт. 168). Обе площади B находятся в одинаковых условиях, а потому обозначены одной буквой, и для расчета достаточно рассмотреть одну из них. Расчет ведется аналогично площади A . Величина площади B

$$F_B = \frac{255 + 70}{2} \cdot 50 = 8120 \text{ см}^2;$$

расстояние центра тяжести O_2 этой площади до $b_1 c_1$

$$r_B = \frac{50}{3} \cdot \frac{2 \cdot 255 + 70}{255 + 70} = 30 \text{ см.}$$

Для расчета принимаем эпюру (черт. 168) напряжений III случая. Тогда среднее напряжение грунта

$$k_B = \frac{2,49 + 1,10}{2} = 1,80 \text{ кг/см}^2;$$

реакция грунта на площадь B

$$R_B = 1,80 \cdot 8120 = 146000 \text{ кг.}$$

Момент этой реакции относительно b_1c_1

$$M_B = R_B \cdot r_B = 14600 \cdot 30 = 438000 \text{ кг см.}$$

Сечение арматуры

$$f = \frac{M}{0,9h \cdot \sigma_e} = \frac{438000}{0,9 \cdot 85 \cdot 1200} = 4,78 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям на каждый погонный метр ширины bc (черт. 168) ставим 7 ϕ 14 мм, что на всю ширину $bc = 2,55$ м даст

$$7 \cdot 2,55 = 18 \text{ штук стержней}$$

или

$$f = 18 \phi 14 \text{ мм} = 27,72 \text{ см}^2 > 4,78 \text{ см}^2.$$

Косое напряжение в сечении b_1c_1

$$t = \frac{Q}{0,9 \cdot h \cdot b} = \frac{14600}{0,9 \cdot 85 \cdot 70} = 2,73 \text{ кг/см}^2,$$

где $Q = R_B = 14600$ кг, см. выше, $h = 85$ см — полезная высота фундамента в рассматриваемом сечении, а $b = 70$ см — ширина его в том же сечении. Сумма косых напряжений по предыдущему

$$Z_B = \frac{2,73}{2} \cdot 50 \cdot \frac{255 + 70}{2} \cdot 0,71 = 7830 \text{ кг.}$$

Количество отгибов

$$s = \frac{7830}{1,54 \cdot 1200} = 5 \text{ отгибов.}$$

П л о щ а д ь C (черт. 168). Величина этой площади

$$F_C = \frac{140 + 40}{2} \cdot 105 = 9450 \text{ см}^2.$$

Расстояние центра тяжести до c_1d_1

$$r_C = \frac{105}{3} \cdot \frac{2 \cdot 140 + 40}{140 + 40} = 62 \text{ см.}$$

Из эпюры на черт. 168 по масштабу найдем напряжение грунта в этом центре тяжести $k_C = 1,92$ кг/см²

Реакция грунта на площадь C

$$R_C = 1,92 \cdot 9450 = 18150 \text{ кг.}$$

Момент этой реакции относительно c_1d_1

$$M_C = R_C \cdot r_C = 18150 \cdot 0,62 = 11250 \text{ кг м.}$$

Сечение арматуры

$$f = \frac{M}{0,9h\sigma_e} = \frac{1125000}{0,9 \cdot 85 \cdot 1200} = 12,25 \text{ см}^2.$$

Так как рекомендуется на каждом погонном метре ставить не меньше 7 шт. стержней, то на всей ширине $dc = 1,40$ м ставим $1,4 \cdot 7 \approx 10$ шт. с площадью

$$f = 10 \phi 14 = 15,40 > 12,25 \text{ см}^2.$$

Косое напряжение в сечении $d_1 c_1$

$$t = \frac{Q}{0,9hb} = \frac{18150}{0,9 \cdot 85 \cdot 40} = 5,9 \text{ кг/см}^2.$$

Сумма косых усилий

$$Z_c = \frac{5,9 \cdot 105}{2} \cdot \frac{140 + 40}{2} \cdot 0,71 = 19800 \text{ кг.}$$

Количество отгибов

$$s = \frac{19800}{1,54 \cdot 1200} = 11 \text{ отгибов.}$$

Имея размеры бетонной части фундамента и количество арматуры и руководствуясь примером на стр. 152, а также изложенным на стр. 92 Г ч. о фундаментах для рам с заделанными пятами, уже не трудно дать и детальный чертеж рассматриваемого фундамента.

§ 26. Второй пример расчета фундамента для рамы с заделанными пятами.

Здесь мы приведем пример несколько упрощенного расчета фундамента, но который часто применяется на практике и, как показывает опыт, дает вполне удовлетворительные результаты. Этот пример может быть применен к расчету и шарнирного фундамента, если положить в нем опорный момент $M=0$.

Задаемся размерами фундамента, как указано на черт. 170.

Сначала определим вертикальную нагрузку. Эта нагрузка состоит из:

- 1) нагрузки, действующей на фундамент; положим, что в результате расчета эта нагрузка оказалась равной 340 т;
- 2) веса фундамента по формуле на стр. 157:

$$2,4 \left\{ 4,10 \cdot 3,65 \cdot 0,30 + \frac{1,00}{6} [4,10 \cdot 3,65 + 1,20 \cdot 0,75] + \right. \\ \left. + (4,10 + 1,20)(3,65 + 0,75) \right\} \dots \dots \dots 25,80 \text{ т}$$

Итого $N_{\overline{00}} 366 \text{ т}$

где $2400 \text{ кг} = 2,4 \text{ т}$ — вес метр³ железобетона.

Положим, что изгибающий момент у места заделки стойки рамы в фундамент оказался равным $M = 5250000 \text{ кг см}$.

Площадь основания фундамента

$$F = 410 \cdot 365 = 149800 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления (площади основания)

$$W = \frac{365 \cdot 410^2}{6} = 10230000 \text{ см}^3.$$

Напряжение грунта в точках D и E

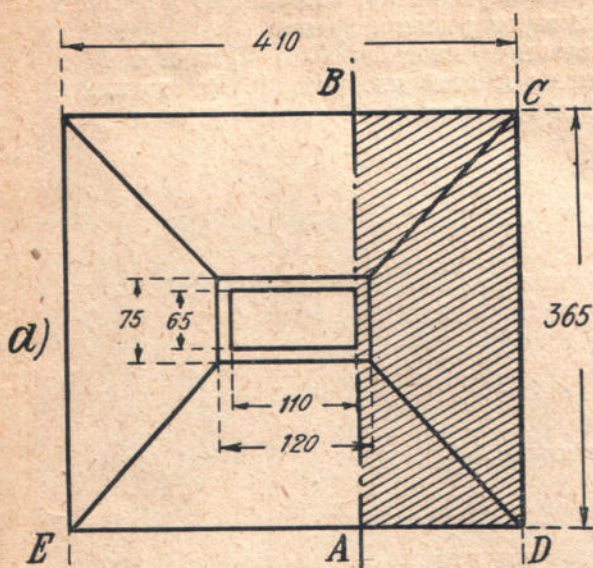
$$k = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{366000}{149800} \pm \frac{5250000}{10230000} = 2,45 \pm 0,51.$$

Откуда

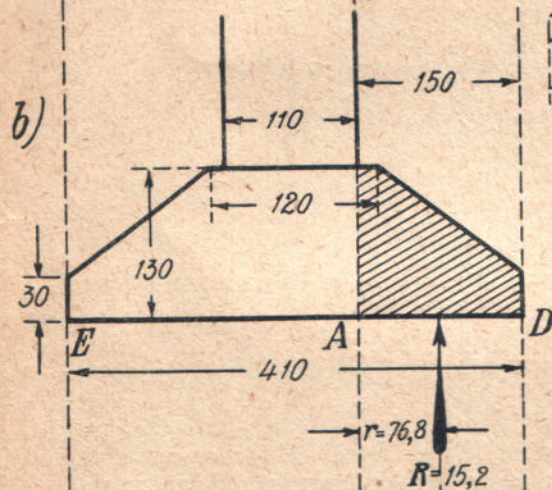
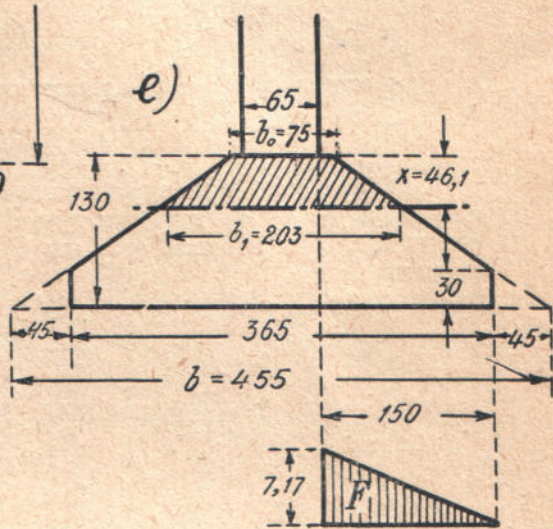
$$k_d = 2,45 + 0,51 = 2,96 \text{ кг/см}^2$$

$$k_e = 2,45 - 0,51 = 1,94 \text{ » »}$$

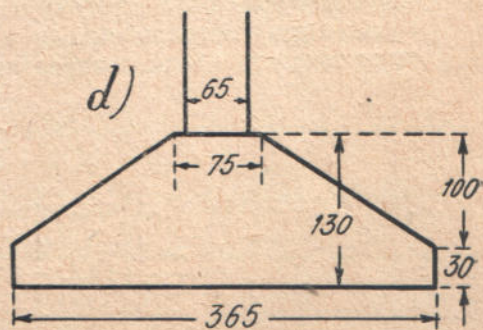
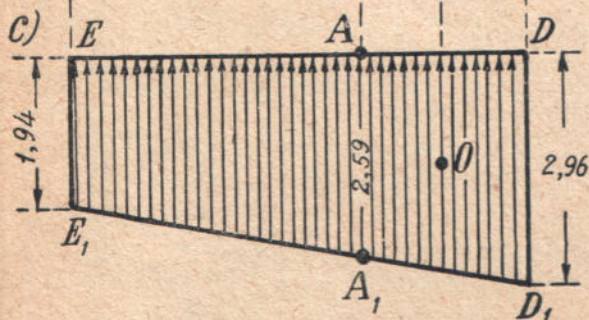
Заметим, что в данном примере мы полагаем, что горизонтальная опорная реакция Q незначительна, и потому в расчет не вводится. Для получения же действительных напряжений грунта, особенно когда сила Q более или менее значительна, надо ввести в расчет и эту силу, как это сделано в предыдущем примере.



РАЗРЕЗ ПО А-В.



РАЗРЕЗ ПО А-В.



Черт. 170.

По найденным напряжениям строим (черт. 170 с) эпюру напряжений грунта.

Выделяем из фундамента заштрихованную на черт. 170а часть $ABCD$. Рассматриваем эту часть как консольную балку, заделанную в сечении AB , на которую снизу вверх действует реакция грунта.

Величина этой реакции соответствует площади A_1ADD_1 на черт. 170с и будет приложена в центре тяжести этой площади O . Расстояние r этого центра тяжести до AA_1 определится по известной формуле для центра тяжести трапеции

$$r = \frac{1,50}{3} \cdot \frac{2 \cdot 2,96 + 2,59}{2,96 + 2,59} = 76,8 \text{ см};$$

величина 2,59 берется по масштабу из черт. 170 с. Реакция грунта, действующая на заштрихованную на черт. 170 б площадь, будет (черт. 170 с)

$$R = \frac{2,59 + 2,96}{2} \cdot 150 \cdot 365 = 152000 \text{ кг.}$$

Момент этой реакции относительно AA_1

$$M = R \cdot r = 152000 \cdot 76,8 = 11680000 \text{ кг см.}$$

Для рабочей арматуры принимаем стержни диаметром $\frac{3}{4}$ " и ставим их через 10 см друг от друга, при чем ставим их как вдоль стороны ED , так и вдоль стороны DC . Тогда на длине DC их надо поставить

$$\frac{365}{10} \approx 37 \text{ шт.}$$

$$\text{или } f = 37 \phi \frac{3}{4} = 105,45 \text{ см};$$

и на длине ED

$$\frac{410}{18} = 41 \text{ шт.}$$

Полная высота фундамента принята $d = 130$ см. Полезная высота (приблизительно)

$$h = d - a = 130 - 7 = 123 \text{ см};$$

о выборе a см. стр. 161.

На черт. 170 е представлен разрез фундамента по сечению AB . Положение нейтральной оси в этом сечении с достаточной для практики точностью можно определить по формуле

$$\frac{b - b_0}{6d} x^3 + \frac{b_0 x^2}{2} - n f (h - x) = 0 \dots \dots \dots (A)$$

или, подставляя сюда численные значения букв,

$$\frac{455 - 75}{6 \cdot 130} x^3 + \frac{75}{2} x^2 - 15 \cdot 105,45 (123 - x) = 0.$$

Решая это уравнение по способу, изложенному на стр. 193 I ч., получим

$$x = 46,1 \text{ см.}$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{b_0 \cdot \frac{x}{2} \left(h - \frac{x}{3} \right) + (b - b_0) \frac{x^2}{6d} \left(h - \frac{x}{2} \right)} \dots \dots \dots (B)$$

или подставляя сюда численные значения букв,

$$\sigma_b = \frac{11680000}{\frac{75 \cdot 46,1}{2} \left(123 - \frac{46,1}{3} \right) + (455 - 75) \frac{46,1^2}{6 \cdot 130} \left(123 - \frac{46,1}{2} \right)} = 43,4 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{h - x}{x};$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 43,4 \frac{123 - 46,1}{46,1} = 1100 < 1200 \text{ кг/см}^2 \dots \dots \dots (C)$$

[формулы (A, B и C) имеются, например, в Бетонно-строительном календаре Астафьева за 1929 г. и выводятся так же, как и аналогичные формулы для прямоугольных и тавровых сечений; здесь, см. черт. 170 e, сечение имеет вид трапеции с основаниями b и b_0].

В другом направлении (т. е. параллельно стороне DC) арматура, как уже сказано выше, ставится также через 10 см друг от друга, и здесь проверка напряжений может не производиться.

Расчет отгибов.

Сначала находим плечо внутренних сил по формуле

$$z = \frac{M}{f \cdot \sigma_e} = \frac{11680000}{105,45 \cdot 1100} = 104,3 \text{ см},$$

где $\sigma_e = 1100 \text{ кг/см}^2$ — найденное выше напряжение железа. После этого находим косое напряжение по формуле (см. стр. 206 I части)

$$t = \frac{Q}{b_1 z} = \frac{152000}{104,3 \cdot 203} = 7,17 \text{ кг см},$$

где $Q = R = 152000 \text{ кг}$, см. выше; в последней формуле для b_1 принята ширина $b_1 = 203 \text{ см}$ на уровне нейтральной оси сечения (эта ширина берется по масштабу из черт. 170 e или вычисляется).

Эпюра косых напряжений представится заштрихованной на чертеже 170 e площадью F . Сумма косых растягивающих напряжений будет

$$Z = (\text{плоч. } F) \cdot b_1 \cdot \sin 45^\circ = \frac{7,17 \cdot 150}{2} \cdot 203 \cdot 0,71 = 785000 \text{ кг}.$$

Количество отгибов

$$s = \frac{Z}{\sigma_e \cdot f} = \frac{78500}{1200 \cdot 2,85} \approx 23 \text{ штуки}$$

Здесь $f = 1\psi^3/4 = 2,85 \text{ см}^2$ — сечение одного отгиба; для упрощения работ с арматурой для отгибов принимаем стержни того же диаметра, что и для рабочей арматуры. Следовательно параллельно ED надо поставить 23 штуки отгибов.

Параллельно DC ставим (пропорционально длине DE)

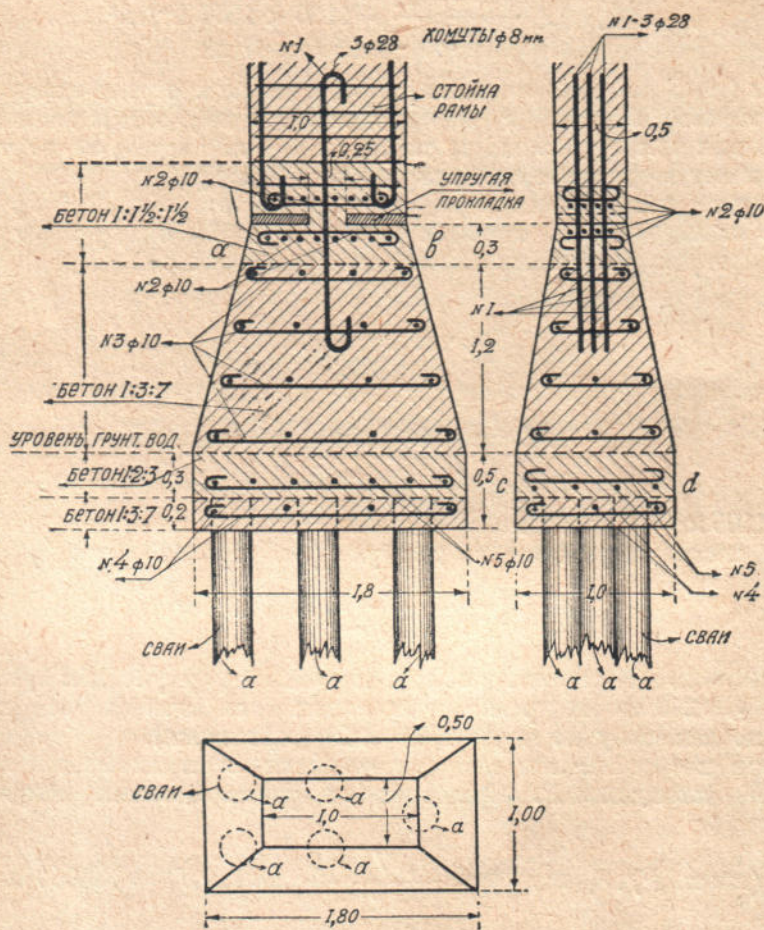
$$\frac{23 \cdot 410}{365} = 26 \text{ штук.}$$

Итак, рассмотренный фундамент надо армировать так: параллельно DC ставим через каждые 10 см стержни диаметром $\frac{3}{4}$ ". Перпендикулярно к этим стержням (т. е. параллельно DE) ставим стержни того же диаметра $\frac{3}{4}$ " и в том же расстоянии 10 см друг от друга.

Кроме того параллельно DE ставим 23 шт. отгибов и параллельно стороне CD ставим 26 штук отгибов. Самое армирование рассмотренного фундамента можно произвести по образцу на черт. 124 а, б, с, г части.

§ 27. Пример расчета фундамента на сваях.

Интересный случай фундамента представлен на черт. 171 для рамы, описанной на стр. 91 г части. Здесь материк (плотная глина) залегает, черт. 172, на глубине 4,0 м от поверхности земли. Заложение подошвы фунда-



Черт. 171.

мента на такой глубине было признано неэкономичным, и решено применить основание из свай. Детали этого фундамента представлены на черт. 171. Под каждую стойку рамы забито по 5 штук деревянных свай диаметром 25 см. Количество и распределение их определяется расчетом, приведенным ниже. Верхушки свай срезаны на 30 см ниже уровня грунтовых вод. Ниже этого горизонта (верхушки свай) был вырыт котлован глубиной 20 см, который заполнен тощим бетоном состава 1 : 3 : 7.

Так как давление от стойки рамы передается фундаменту через площадку шириной 25 см, то верх фундамента на высоту 30 см и низ стойки на ту же высоту выполнен из жирного бетона $1 : 1\frac{1}{2} : 1\frac{1}{2}$, тогда как для остальной части рамы применен бетон состава $1 : 2 : 4$. Кроме того в верхней части фундамента и в самом низу стойки заложены сетки из стержней № 2 диаметром 10 мм и размером клетки приблизительно 10 см. Остальная часть фундамента на высоту 1,2 м выполнена из бетона $1 : 3 : 7$; кроме того, здесь заложены сетки из стержней № 3. Промежуток между низом стойки и верхом фундамента (на чертеже он густо заштрихован) заполнен упругой прокладкой (кровельным толем). Для восприятия распора от рамы заложены 3 шт. вертикальных стержней (см. стержни № 1). Расчет фундамента произведен так.



Черт. 172.

1. Расчет шарнирных стержней № 1. Наибольший распор по расчету получился $H=7000$ кг. Эта сила производит срезывание стержней № 1. Требуемое сечение этих стержней

$$f = \frac{H}{\sigma_e} = \frac{7000}{900} = 7,8 \text{ см}^2,$$

где $\sigma_e=900$ кг/см²—это, согласно § 46 норм, допускаемое напряжение железа на срезывание. Принято же

$$f = 3\phi 28 = 18,48 \text{ см}^2,$$

т. е. с значительным запасом.

Если исходить из расчетного сечения ($f=7,8$ см²), то здесь можно было бы поставить сечение железа гораздо меньше поставленного $f = 18,48$ см²; но это не дало бы чувствительной экономии в виду вообще небольшого количества железа, идущего на шарнирные стержни; обыкновенно для этих стержней принимается тот же диаметр, что и для стержней рамы; самое количество стержней принимается обычно не меньше двух штук.

2. Напряжение бетона на участке шириной 0,25 м (у самого низа стойки), через который передается давление от рамы на фундамент,

$$\sigma_b = \frac{P}{25 \cdot 50} = \frac{75000}{25 \cdot 50} = 60 \text{ кг/см}^2,$$

что для такого жирного бетона ($1 : 1\frac{1}{2} : 1\frac{1}{2}$), какой здесь уложен, и при описанных выше сетках из стержней № 2 можно считать допустимым; здесь $P=75000$ кг—это полученное по расчету вертикальное давление от рамы, а $25 \cdot 50$ см—это (черт. 171) площадь, через которую это давление передается фундаменту.

3. Напряжение бетона на поверхности ab тощего бетона ($1 : 3 : 7$), пренебрегая весом части фундамента выше ab , будет

$$\sigma_b = \frac{P}{120 \cdot 60} = \frac{75000}{120 \cdot 60} = 12 \text{ кг/см}^2,$$

что для бетона ($1 : 3 : 7$), и при том армированного описанными выше сетками из стержней № 3, можно считать вполне допустимым; здесь

120 . 60 см площадь фундамента по сечению ab ; на черт. 171 эти размеры не показаны.

4. Напряжение бетона в местах опирания фундамента на сваи. Это напряжение определяется так. Поверхность пяти свай при диаметре их $d=25$ см

$$F = 5 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{5 \cdot 3,14 \cdot 25^2}{4} = 2450 \text{ см}^2.$$

Давление, передаваемое на сваи

$$P = 75000 + 5000 = 80000 \text{ кг},$$

где 75000 кг — давление на фундамент от рамы, а 5000 кг — вес фундамента (приблизительно). Тогда напряжение бетона на поверхности верхушек свай

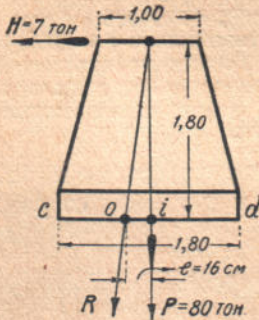
$$\sigma_b = \frac{P}{F} = \frac{80000}{2450} = 33 \text{ кг/см}^2,$$

что для бетона (1 : 2 : 3), из которого сделана часть фундамента, опирающаяся непосредственно на головы свай и при том армированного сеткой (см. стержни № 4), вполне допустимо.

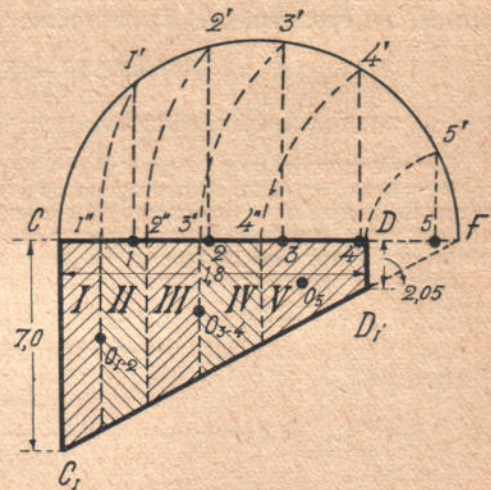
Заметим, что здесь для упрощения расчета мы пренебрегли влиянием силы $H=7$ т. Для получения же точных (действительных) напряжений бетона в сечении ab и в плоскости верхушек свай надо учесть и эту силу, аналогично изложенному ниже для черт. 173.

5. Расчет количества и распределения свай. На одну сваю, диаметром $d=25$ см, можно допустить нагрузку 16000 кг (см. «Технические условия проектирования капитальных зданий и сооружений», изд. Московского Губинжа 25 г., стр. 25). Так как на сваи, см. выше, передается нагрузка 80000 кг, то для передачи грунту этого давления требуется

$$\frac{80000}{16000} = 5 \text{ штук свай.}$$



Черт. 173.



Черт. 174.

Для распределения этих свай, в виду неравномерного распределения напряжений грунта, поступаем так. Сначала строим эпюру напряжений грунта; эта эпюра строится следующим образом. На фундамент (черт. 173) действует распор $H=7000$ кг = 7,0 тонн и вертикальное давление $P=80000$ кг = 80 тонн. Равнодействующая R этих сил (H и P) пересечет основание cd (горизонт верхушки свай) в точке O , расстояние которой e от середины i основания cd определится из уравнения моментов сил H и P относительно O

$$P \cdot e - H \cdot 1,8 = 0;$$

$$e = \frac{H \cdot 1,8}{P} = \frac{7,0 \cdot 1,8}{80} = 0,16 \text{ м} = 16 \text{ см.}$$

После этого найдутся напряжения в точках c и d по формуле

$$k = \frac{P}{a \cdot b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{80000}{100 \cdot 180} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 16}{180} \right) =$$

$$= 4,5(1 \pm 0,54) = \frac{7,0}{2,05} \text{ кг/см}^2$$

где $a = 100$ см, $b = 180$ см — размеры основания фундамента (см. черт. 171). По этим напряжениям строим заштрихованную на черт. 174 эпюру напряжений.

Сваи располагаем так, чтобы на каждую сваю приходилось одно и то же давление, а для этого надо указанную эпюру разделить на пять равных частей (соответственно количеству свай).

Деление этой трапеции производится так: продолжая сторону $c_1 d_1$ до пересечения с cd , получим точку f (на черт. 174 вместо прописных букв C , C_1 , D и D_1 надо читать строчные буквы c , c_1 , d и d_1). На cf строим полуокружность; из f радиусом fd описываем дугу, получим точку $5'$; опуская из $5'$ перпендикуляр к cf , получим точку 5 ; деля участок $c-5$ на пять равных частей (соответственно количеству свай), получим точки 1, 2, 3 и 4. Из этих точек засекаем дуги, принимая за центр точку f ; тогда получим на полуокружности точки $1'$, $2'$, $3'$ и $4'$. Опуская из этих точек перпендикуляры на cd , получим точки: $1''$, $2''$, $3''$ и $4''$; проводя через эти точки вертикали, получим заштрихованные части (на черт. 174 они обозначены римскими цифрами). Каждая из этих частей равна $1/5$ площади всей эпюры.

Имея эти части, располагаем сваи так: первые две сваи помещаем в центре тяжести O_{1-2} частей I и II; вторые две сваи располагаем в центре тяжести O_{3-4} частей III и IV и, наконец, последнюю — 5-ю сваю располагаем в центре тяжести O_5 части V. Переносим это расположение на черт. 171, получим искомое расположение свай. Обратим внимание, что практически наименьшее расстояние между сваями в свету должно быть не меньше $2d$, где d — диаметр свай.

6. Определение глубины забивки свай, исходя из отказа. Каждая свая должна быть забита на такую глубину, чтобы отказ e , полученный при забивке свай, соответствовал силе, действующей на сваю. Величина этого отказа определяется по формуле Герсеванова (см. «Технические условия проектирования капитальных зданий и сооружений», изд. Московского Губинжа, стр. 25, изд. 25 г.).

$$e = S \cdot \frac{5 \cdot F \cdot QH}{2P(P + 5F)} \cdot \frac{Q_1 + 0,2Q}{Q_1 + Q} \dots \dots \dots (A)$$

где

- e — отказ при забивке в см;
- S — число ударов в залоге, которое принимается 10 для парового копра и 20 для ручного;
- F — площадь поперечного сечения свай в кв. см;
- P — расчетная нагрузка на сваю в кг;
- H — высота падения бабы в см;
- Q_1 — вес бабы в кг;
- Q — вес свай в кг, включая подбабок, если таковой применяется.

В данном случае на одну сваю действует нагрузка, см. выше,

$$P = \frac{80000}{5} = 16000 \text{ кг.}$$

Вес сваи диаметром 0,25 м

$$Q = \gamma \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot l_1 = 750 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,25^2}{4} \cdot 5 = 185 \text{ кг},$$

где $\gamma = 750$ кг—вес м^3 дерева сваи;

$l_1 = 5,0$ м—длина сваи; наименьшая глубина забивки свай 3,0 м; в данном случае для приблизительного определения веса сваи принято $l_1 = 5,0$ м; точная длина сваи определяется забивкой пробных свай до требуемого отказа; заметим, что особая точность при определении веса сваи роли не играет, т. к. вес сваи мал по сравнению со всей нагрузкой; так, в данном случае вес сваи 185 кг, а нагрузка на сваю 16000 кг.

$d = 0,25$ м, см. выше диаметр сваи.

Положим, что

$$Q_1 = 600 \text{ кг};$$

$$S = 10;$$

$$H = 300 \text{ см};$$

$$F = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 25^2}{4} = 500 \text{ см}^2$$

(ходовые значения Q_1 , S и H для разных копров, см. Дмоховский, «Курс оснований и фундаментов»).

Подставляя эти данные в формулу (А), получим

$$e = 10 \cdot \frac{5 \cdot 500 \cdot 185 \cdot 300}{2 \cdot 16000(16000 + 5 \cdot 500)} \cdot \frac{600 + 0,2 \cdot 185}{600 + 185} = 1,9 \text{ см}.$$

Следовательно, свая должна забиваться до такой глубины, пока не получится отказ $e = 1,9$ см.

7. Определение глубины забивки сваи, исходя из бокового сопротивления сваи. Если (черт. 171) разложить силу R в точке o на прежние силы $P = 80000$ кг и $H = 7000$ кг, то увидим, что на каждую сваю, кроме вертикальной силы $P = 16000$ кг, действует еще горизонтальная сила

$$H_1 = \frac{7000}{5} = 1400 \text{ кг}.$$

В виду действия на сваю горизонтальной силы, следует глубину забивки сваи определить, исходя не только из величины требуемого отказа, как это сделано выше, но исходя также из условия, чтобы горизонтальное усилие $H_1 = 1400$ кг, действующее на голову каждой сваи, не вызвало на противоположном (нижнем) конце ее напряжения грунта, больше допустимого $\sigma_{дон}$. Допускаемое напряжение грунта определяется по формулам (см. ниже формулы 1 и 2)

$$\mu = \gamma \cdot \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 1,9 \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) \right] = 1,9 \cdot 2,67 = 5,07;$$

$$\sigma_{дон} = \mu \cdot (l + l) = 5,07 \cdot (1,8 + 3,0) + 24,4 \text{ т/м}^2;$$

в этих формулах

- $\varphi = 30^\circ$ — угол естественного откоса грунта, в который забиты сваи;
- $\gamma = 1,9 \text{ т/м}^3$ — вес того же грунта;
- $l = 1,8 \text{ м}$ — расстояние верхушки сваи до поверхности земли;
- l — длина сваи; принимаем $l = 3,0 \text{ м}$, т. е. наименьшую допускаемую глубину.

Затем по формулам (12) и (13), см. ниже, найдем

$$\frac{H}{\mu \cdot b} = \frac{1,4}{5,07 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,25} = 1,66,$$

где b — ширина сваи; т. к. свая круглая, то (см. ниже), вместо $b = d = 0,25 \text{ м}$, принимается $\frac{2}{3} b = \frac{2}{3} \cdot 0,25 \text{ м} = 0,17 \text{ м}$;

$$x_1 = \frac{4 \cdot 3 \cdot 1,66 - 1,8 \cdot 3^2}{2 \cdot 1,8 \cdot 3 + 3^2 - 2 \cdot 1,66} = 0,23 \text{ м}; \dots \dots \dots (A)$$

$$x = \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 3 \cdot 0,23 - 1,8 \cdot 0,23^2 - 4 \cdot 3 \cdot 1,66}{0,23^2 - 2 \cdot 3 \cdot 0,23 - 2(1,8 \cdot 3 - 1,66)} = 2,0 \text{ м} \dots \dots \dots (B)$$

Напряжение грунта сваи по формуле (14), см. ниже,

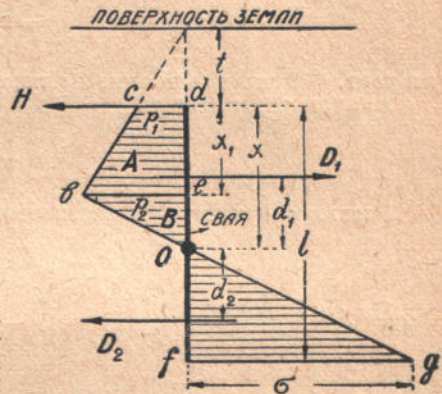
$$\sigma = \frac{5,07(0,23 + 1,8)(3 - 2,0)}{2,0 - 0,23} = 5,8 < \sigma_{доп} = 24,4 \text{ т/м}^2. \dots \dots \dots (C)$$

Итак, для глубины забивки мы имеем такие три условия:

1. Наименьшая практическая глубина забивки сваи $l = 3,00 \text{ м}$.
2. Свая должна забиваться до тех пор, пока не получится отказ 1,9 см.
3. Уже при наименьшей глубине забивки $l = 3,0 \text{ м}$ напряжения грунта на нижнем конце сваи не будут превышать допускаемого, тем более они не будут превышать при большей глубине забивки.

Приведенные выше формулы (A, B, C) выводятся так.

Представим себе (черт. 175) прямоугольную сваю df , шириной b , голова которой находится на глубине t от поверхности земли и длина которой l . На голову сваи действует горизонтальная сила H . Под действием этой силы свая будет вращаться около некоторой точки O , до тех пор (до такого угла), пока в



Черт. 175.

грунте не возникнут напряжения, сумма моментов которых уравнивает момент от силы H . Так как сопротивление грунта у самой поверхности равно нулю и отсюда возрастает на глубине по закону пассивного давления, то диаграмма напряжений грунта будет иметь вид, показанный на черт. 175; т. е., начиная от поверхности земли, сжимающие напряжения грунта сначала возрастают (по закону пассивного давления земли) от нуля до некоторого значения p_2 , на глубине x_1 , отсюда они (по закону пропорциональности) уменьшаются до значения нуля в точке вращения O , и далее, вниз по тому же закону, возрастают на задней стороне сваи до некоторого значения σ . Для устойчивости сваи напряжение σ должно быть меньше допускаемого напряжения $\sigma_{доп}$ на той же глубине $(t + l)$. Напряжения σ и $\sigma_{доп}$ найдутся так.

Нужно иметь в виду, что еще до действия на сваю силы H в грунте уже имеют место напряжения; зависящие от глубины рассматриваемых частиц грунта. Т. е. при действии на сваю силы H , как показано на черт. 175, на глубине $(t + l)$ слева направо будет действовать удельное активное давление земли

$$\sigma_a = \gamma(t + l) \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right);$$

где φ — угол естественного откоса грунта, а справа налево на той же глубине действует пассивное давление

$$\sigma_p = \gamma(t+l) \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Следовательно, допускаемое напряжение грунта на глубине $(t+l)$ будет

$$\sigma_{доп} = \sigma_p - \sigma_a = \gamma \cdot (t+l) \cdot \left[\operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

или

$$\sigma_{доп} = \mu(t+l) \dots \dots \dots (1)$$

где

$$\mu = \gamma \left[\operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \right] \dots \dots \dots (2)$$

Аналогично можем написать, что напряжение на глубине $(t+x_1)$ будет

$$p_2 = \mu \cdot (t+x_1) \dots \dots \dots (3)$$

и напряжение на глубине t

$$p_1 = \mu \cdot t \dots \dots \dots (4)$$

Обозначим давление, выражаемое площадью $bcdo$, через D_1 и давление, выражаемое площадью треугольника fog , через D_2 .

Разделим площадь $bcdo$ на части A и B . Из чертежа имеем

$$A = \frac{b(p_1 + p_2)}{2} \cdot x_1,$$

где b — ширина свай. Расстояние центра тяжести этой площади до основания be по известной формуле трапеции

$$a_1 = \frac{x_1}{3} \cdot \frac{p_1 + 2p_2}{p_1 + p_2}$$

(на черт. 175 это расстояние не показано).

Аналогично площадь

$$B = \frac{p_2 \cdot b \cdot (x - x_1)}{2}.$$

Расстояние центра тяжести этой площади до точки O

$$b_1 = \frac{2}{3} (x - x_1)$$

По сказанному

$$D_1 = A + B = \frac{b(p_1 + p_2)}{2} x_1 + \frac{p_2 \cdot b \cdot (x - x_1)}{2} \dots \dots \dots (5)$$

Момент силы D_1 относительно O .

$$D_1 \cdot d_1 = A(a_1 + x - x_1) + B \cdot b_1 = \frac{b(p_1 + p_2)}{2} x_1(a_1 + x - x_1) + \\ + \frac{bp_2(x - x_1)}{2} \cdot \frac{2}{3}(x - x_1) \dots \dots \dots (6)$$

Затем из чертежа можем написать

$$D_2 = (\text{плоч. } fog) \cdot b = \frac{\sigma \cdot b}{2} \cdot (l - x) \dots \dots \dots (7)$$

Плечо этой силы относительно O

$$d_2 = \frac{2}{3}(l - x)$$

Момент силы D_2 относительно O

$$D_2 \cdot d_2 = \frac{\sigma \cdot b}{2} (-x) \cdot \frac{2}{3}(l - x) \dots \dots \dots (8)$$

Под действием сил H , D_1 и D_2 свая находится в равновесии, а потому можем написать

$$1) D_1 \cdot d_1 - D_2 \cdot d_2 - H \cdot x = 0 \dots \dots \dots (9)$$

$$2) H - D_1 + D_2 = 0 \dots \dots \dots (10)$$

$$3) \frac{\sigma}{l-x} = \frac{p^2}{x-x_1} \dots \dots \dots (11)$$

Первое уравнение представляет сумму моментов сил H , D_1 и D_2 относительно O ; второе—сумму проекции тех же сил на горизонтальную ось. Третье уравнение составляется из подобия треугольников *beo* и *fog*.

Подставляя в уравнения 9, 10 и 11 значения $D_1 \cdot d_1$, $D_2 \cdot d_2$, D_1 и D_2 из уравнений 5, 6, 7 и 8 и решая их (имея в виду также уравнения 2, 3 и 4) относительно x_1 , x и σ , получим приведенные выше уравнения (А, В и С):

$$x_1 = \frac{4l \cdot \frac{H}{\mu \cdot b} - t \cdot l^2}{2t \cdot l + l^2 - 2 \frac{H}{\mu \cdot b}} \dots \dots \dots (12)$$

$$x = \frac{2t \cdot l \cdot x_1 - t \cdot x_1^2 - 4l \cdot \frac{H}{\mu \cdot b}}{x_1^2 - 2l \cdot x_1 - 2 \left(t \cdot l - \frac{H}{\mu \cdot b} \right)} \dots \dots \dots (13)$$

Напряжение грунта на глубине $(t+l)$

$$\sigma = \frac{\mu \cdot (x_1 + t) \cdot (l - x)}{x - x_1} \dots \dots \dots (14)$$

Если свая не прямоугольная, а круглая, то в последних формулах, вместо ширины b , надо подставить $\frac{2}{3}b$.

§ 28. Пример расчета фундамента на опускном колодце.

Подробности об устройстве оснований на опускных колодцах см. Дмоховский «Курс оснований и фундаментов».

Положим (черт. 176), что стойка рамы опирается на железобетонный башмак А, который в свою очередь опирается на железобетонный опускной колодец. Толщина стенок колодца 10 см; арматура стенок состоит (черт. 177) из горизонтальных колец x диаметром 6 мм на расстоянии 15—20 см друг от друга, поставленных у наружной и внутренней поверхности колодца. Для взаимной связи колец устанавливаются еще вертикальные стержни y прежней толщины 6 мм.

Расчет толщины стенок опускных колодцев круглого сечения может не производиться, ибо толщина стенок, обуславливающая необходимый для погружения вес колодца, обычно с избытком достаточна для его прочности, при чем эта толщина обыкновенно настолько достаточна, что арматура в смысле расчетном является излишней и ставится только по конструктивным соображениям (для предохранения колодца от появления в нем трещин во время его опускания или других причин).

Здесь передача давления грунту происходит не только через подошву (основание колодца), но и путем трения грунта о боковую поверхность колодца. Расчет сопротивляемости колодца действию на него вертикальных сил производится по формуле (см. Hütte, т. III, стр. 263, изд. 17 г.).

$$\sigma_t = \sigma_0 + \gamma \cdot t + R \cdot \frac{U}{F} \dots \dots \dots (A)$$

где σ_0 —допускаемое напряжение грунта, в котором закладывается опускной колодец; в данном случае принят сырой песок с $\sigma_0 = 1 \text{ кг/см}^2 = 10 \text{ т/м}^2$; о допускаемых напряжениях грунта см. таблицу на стр. 216 I ч.

γ — вес грунта, в котором закладывается колодец, в тоннах; в данном случае принято $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$.

t — глубина опускания колодца в метрах.

R — сила трения боковой поверхности колодца; зависит от грунта и материала колодца; величины R приведены у Hütte, т. III, стр. 265, изд. 17 г. В данном случае принято $R = 2,5 \text{ т/м}^2$.

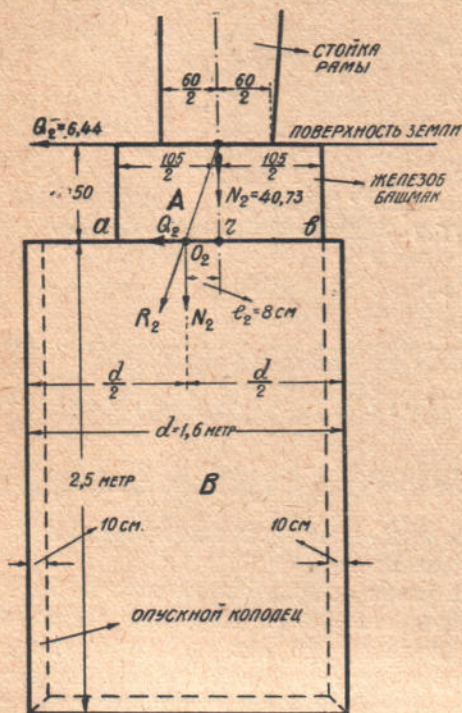
U — боковая поверхность колодца;

F — площадь основания колодца;

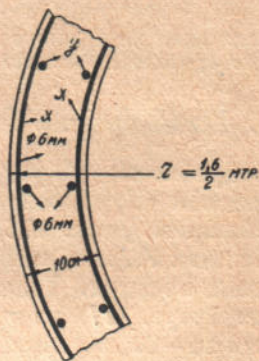
α_i — сопротивление колодца на глубине t .

Положим (черт. 176), что распор от рамы получился равным $Q_2 = 6,44 \text{ т}$ и вертикальная сила $N_2 = 40,73 \text{ т}$; здесь мы берем данные,

приведенные на черт. 154 на стр. 170. равнодействующая R_2 этих сил пересечет основание башмака ab в точке O_2 , отстоящей от точки Γ на расстоянии $e_2 = 8 \text{ см}$; определение этого расстояния, см. стр. 171. Разложим силу R_2 в точке O_2 на прежние силы $Q_2 = 6,44$ и $N_2 = 40,73 \text{ т}$. Тогда можем сказать, что на колодец действуют силы Q_2 и N_2 . Сила Q_2 уничтожается отпором грунта



Черт. 176.



Черт. 177.

(пассивным давлением земли, действующим на боковую поверхность колодца) и в расчет далее не принимается. Поэтому расчет колодца ведется только на вертикальную силу $N_2 = 40,73 \text{ т}$. К этой силе надо прибавить вес колодца, который определится так. Диаметр колодца принимаем $d = 1,5 \text{ м}$ (для возможности работы в колодце по выемке грунта рекомендуется придавать ему размеры не меньше $d = 1,5 \text{ м}$). Глубиной колодца задаемся $t = 2,5 \text{ м}$. Тогда площадь основания колодца

$$F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,5^2}{4} = 1,8 \text{ м}^2.$$

Вес колодца

$$P = \gamma_1 \cdot F \cdot t = 2,2 \cdot 1,8 \cdot 2,5 = 10 \text{ т},$$

где $\gamma_1 = 2,2 \text{ т/м}^3$ — вес материала, которым заполняется колодец после опускания его на место. Тогда полная сила, действующая на основание колодца

$$P = N_2 + P_1 = 40,73 + 10 = 51 \text{ т}.$$

Требуемое сопротивление грунта на глубине

$$\sigma_{\text{треб}} = \frac{P}{F} = \frac{51}{1,8} = 28,3 \text{ т/м}^2 = 2,85 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое сопротивление на той же глубине по формуле (А)

$$\sigma_t = 10 + 1,8 \cdot 2,5 + 2,5 \frac{11,8}{1,8} = 30,8 \text{ т/м}^2 = 3,08 \text{ кг/см}^2,$$

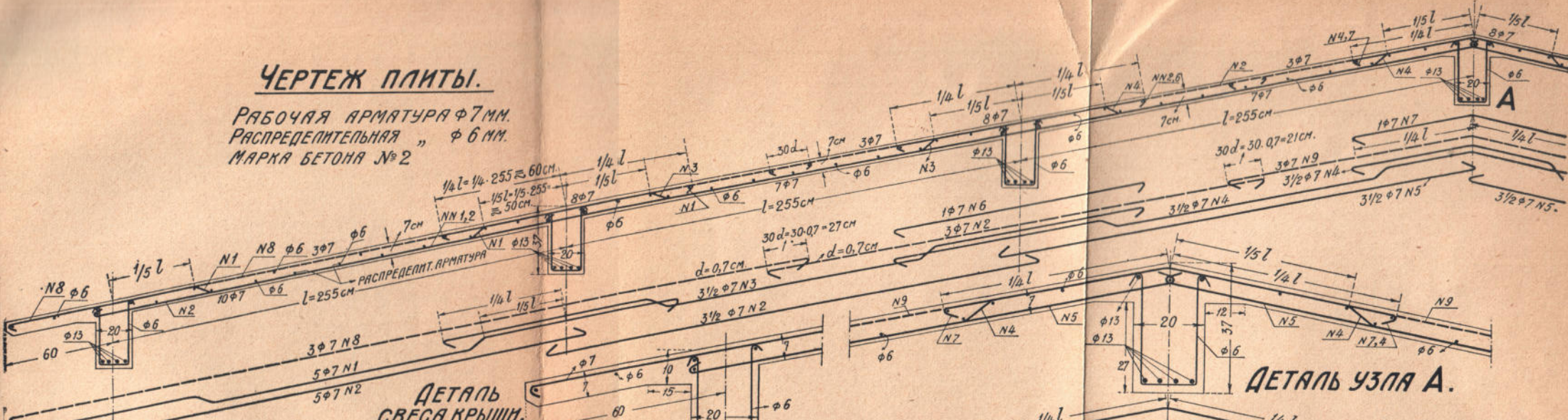
где

$$U = \pi \cdot d \cdot t = 3,14 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 11,8 \text{ м}^2.$$

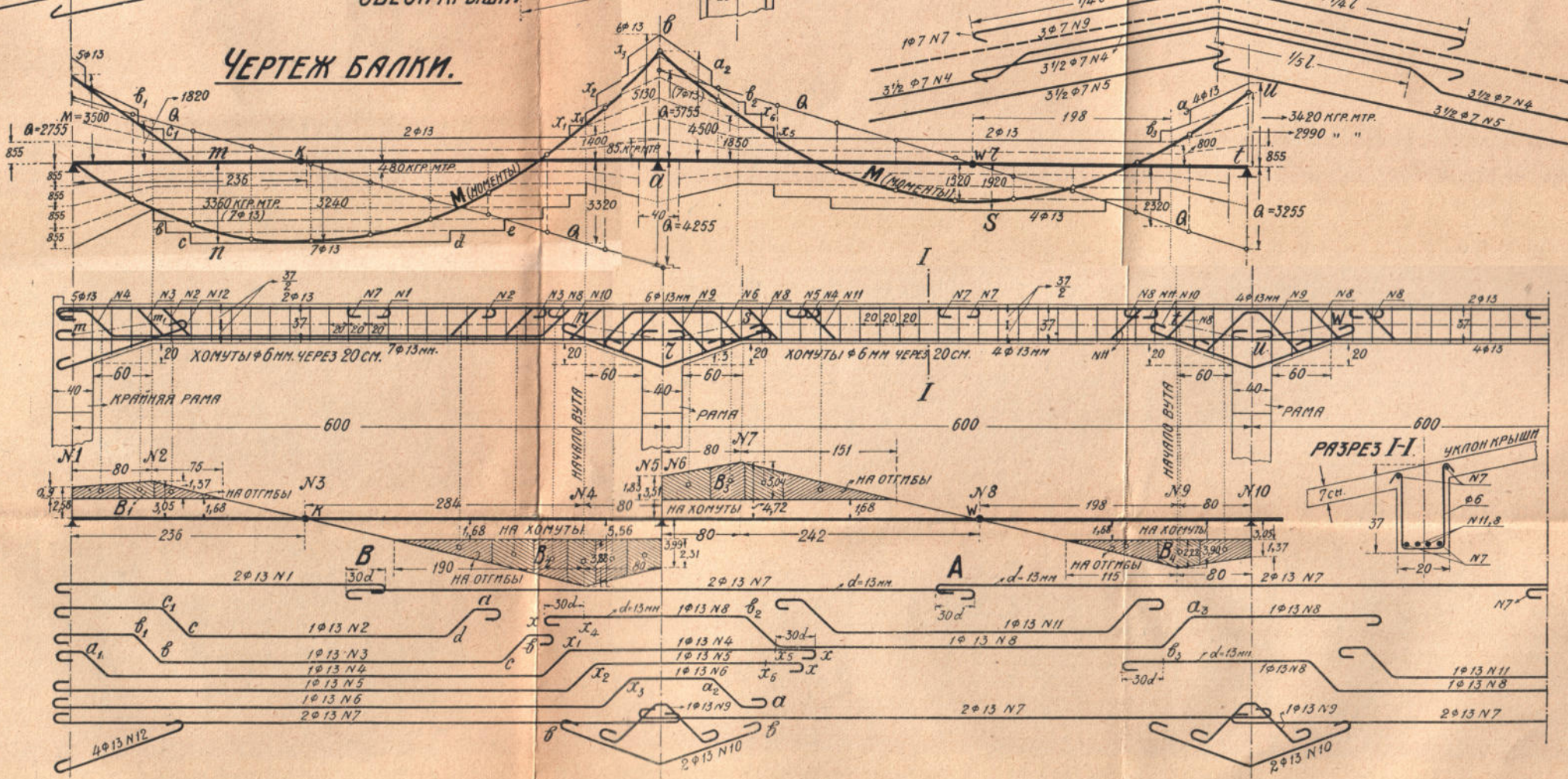
Т. е. требуемое сопротивление грунта $\sigma_{\text{треб}} = 2,85 \text{ кг/см}^2$ — меньше допускаемого $\sigma_{\text{дон}} = 3,08 \text{ кг/см}^2$.

ЧЕРТЕЖ ПЛИТЫ.

РАБОЧАЯ АРМАТУРА $\Phi 7$ ММ.
РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНАЯ " $\Phi 6$ ММ.
МАРКА БЕТОНА № 2



ЧЕРТЕЖ БАЛКИ.



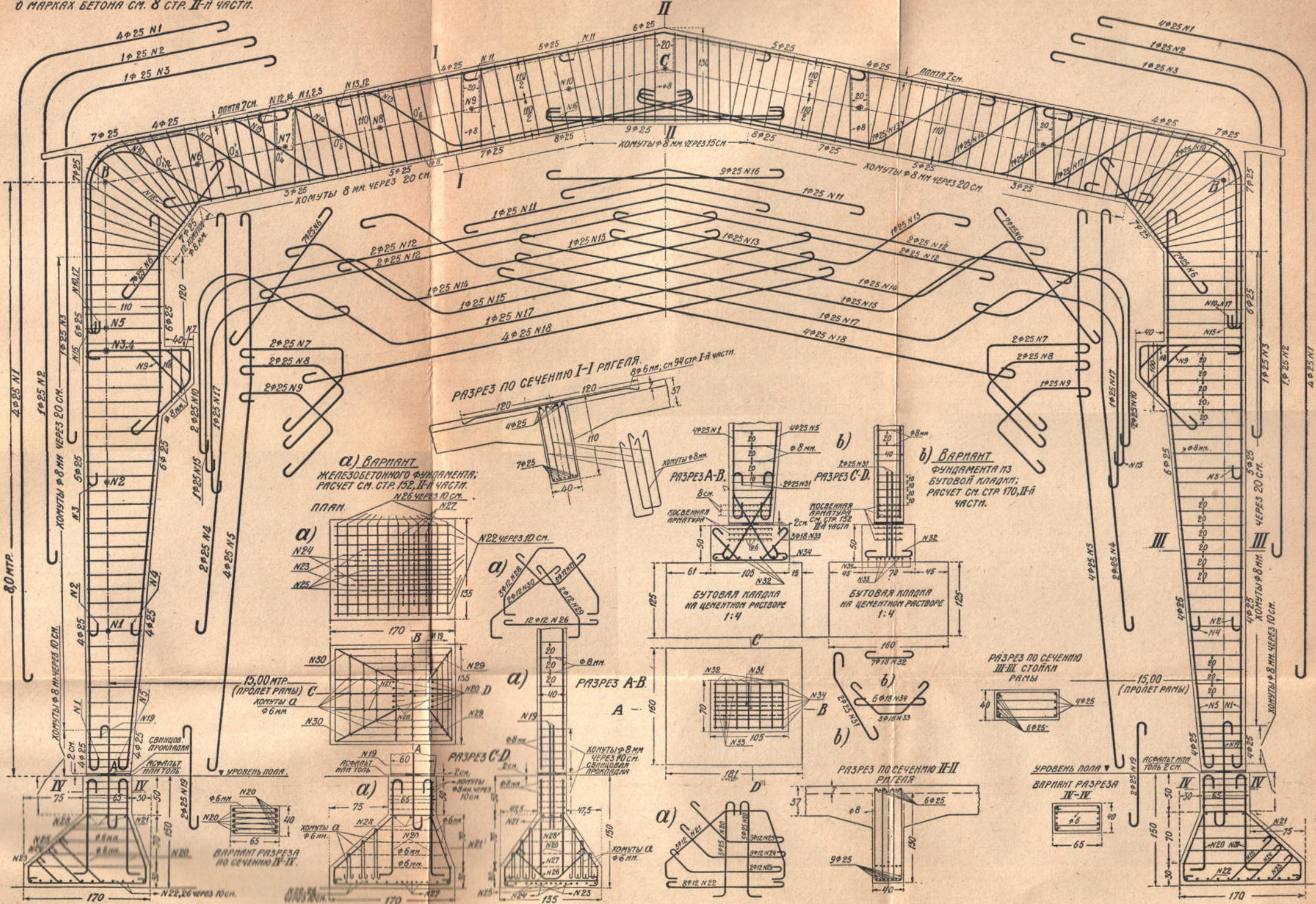
Расчет и пояснения, относящиеся к этому чертежу, помещены на стр. 10-37 этой книги. Пояснение к стержням № 8, 2 и 9, обозначенным на чертеже пунктиром, см. стр. 17.

ЧЕРТЕЖ РАМЫ И ФУНДАМЕНТОВ.

(МАРКА БЕТОНА №2)

ПРИМЕЧАНИЕ.

НА ВСЕХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЧЕРТЕЖАХ ОБЯЗАТЕЛЬНО ДЕЛАТЬ НАДПИСИ С УКАЗАНИЕМ МАРКИ БЕТОНА; О МАРКАХ БЕТОНА СМ. 8 СТР. II-Й ЧАСТИ.



Для усиления этого чертежа необходимо прочесть изложенное о нем на стр. 129—140 и 150—177 этой книги.

Цена 2 р. 40 к.



СКЛАД ИЗДАНИЯ:
ИЗДАТЕЛЬСТВО «КУЛЬТУРА»
ГОСТРЕСТА «КИЕВ-ПЕЧАТЬ»
КИЕВ, ПРОЛЕТАРСКАЯ № 1. Телеф. 49-76