

## 1. ЗЕМЛЯНАЯ ПЛОТИНА.

### 1. ОБЩЕЕ ОПИСАНИЕ.

Земляная вододержательная плотина в настоящем проекте имеет отметку по гребню 101,70 м. Высота плотины в месте пересечения ее с руслом реки достигает почти до 15 м; на большей же части протяжения плотины высота ее гребня составляет около 8 м над поверхностью грунта.

Длина земляной плотины 630 м, ширина по верху 7,50 м.

Верховому смоченному откосу придан уклон 1 : 3, низовому, сухому 1 : 2.

Результаты механического анализа, произведенного в лаборатории Института водного хозяйства Украины, показали, что грунт речной долины в этом месте по своему составу дает весьма подходящий материал для устройства земляной плотины без ядра.

Для устройства плотины могут быть использованы: тощие глины (от 50 до 65% глинистых частиц), песчаные глины (от 40 до 50%), суглинки и глинистые пески (от 25 до 40% глинистых частиц).

Во время производства работ по возведению тела плотины грунты с различным механическим составом нужно перемешивать между собою так, чтобы в окончательном виде процентное содержание глинистых частиц (менее 0,01 мм) колебалось бы в пределах 30—35%, а более крупных песчаных частиц диаметром от 0,05 до 1 мм — в пределах 25—35%.

Одежда верхнего откоса спроектирована в виде двойной мостовой на соломе с глиной в плетневых клетках. Размер клеток 1 × 1 м. Одежда низового откоса — одерновка. Гребень плотины замощен на всем протяжении плотины.

С низовой стороны плотины спроектирована упорно-фильтрационная призма, состоящая из каменной наброски высотой в 3 м, слоя гранита и щебня толщиной 0,30 м и слоя крупного песка 0,30 м. Вода, фильтрующаяся через тело плотины, свободно проходит через такой дренаж, но частицы плотины неминуемо задерживаются даже при значительных скоростях фильтрации.

Кроме того призма создает плотине упор, предохраняя ее от расплывания у основания и защищает плотину от подмыва высокими водами во время разлива.

Для устранения фильтрации под телом плотины, внушающей некоторые опасения ввиду наличия под основанием плотины песчаных прослоек,

запроектирована бетонная диафрагма толщиной 0,40 м, опущенная до коренной породы — песчаника.

Диафрагма может быть заменена рядом из железобетонных или железных шпунтовых свай.

Чертежи земляной плотины — см. Атлас, лист 5, где изображен продольный разрез плотины с показанием грунтов под основанием плотины и два типовых поперечных разреза плотины.

Первый разрез, с показанием кривой депрессии при высоте насыпи 14,5 м представляет собою проекцию пересечения плотины с руслом реки на плоскость, перпендикулярную к оси плотины.

В действительности русло реки пересекает ось земляной плотины под косым углом.

Второй разрез взят при отметке грунта 92,70 м и высоте насыпи 8 м.

Объем земляных работ по устройству плотины, подсчитанный по поперечным профилям плотины, взятым в главнейших точках перелома, оказался равным 106 815 куб. м.

## 2. РАСЧЕТ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ.

Расчет земляных плотин, так же, как и других гидротехнических сооружений, может быть произведен с двух точек зрения: с точки зрения статической и гидравлической устойчивости.

С точки зрения статической необходимо, чтобы профиль плотины удовлетворял требованиям и данным, выработанным практикой.

Профиль плотины берем трапециoidalный; уклон смоченного откоса 1 : 3, сухого откоса 1 : 2. Ширину плотины по верху берем 7,50 м, принимая во внимание необходимость устройства по гребню плотины шоссеиной дороги.

Для определения ширины плотины по верху ( $b$ ) Л ю г е р дает следующую формулу<sup>1</sup>:

$$b = 3 + 0,3 (H - 3),$$

где  $H$  высота плотины в метрах.

Так как наибольший напор равен 12,5 м, то наименьшая ширина по верху равна:

$$b = 3 + 0,3 (12,5 - 3) = 5,85 \text{ м} < 7,50 \text{ м}.$$

По Траутвайну (Trautwine) ширина гребня

$$b = 0,61 + 2H = 0,61 + 2 \times 3,4 = 7,41 \text{ м} \cong 7,50 \text{ м}.$$

Таким образом, принятая нами ширина гребня взята с запасом. Что касается проверки плотины на скольжение и опрокидывание, которое указывается некоторыми авторами (Бесселем), то такую считаем излишним производить. В практических профилях земляных плотин горизонтальная составляющая давления воды так мала, что коэффициент статической устойчивости всегда получается больше, чем это требуется расчетом. И все

<sup>1</sup> К. В. Попов, Земляные плотины, 1928, стр. 32.

же, несмотря на большой коэффициент запаса статической устойчивости земляных плотин, практика дает немалое число их разрушения.

Чаще всего разрушение земляной плотины происходит в том случае, когда при недостаточных размерах водопропускного отверстия вода в паводок переливается через гребень и размывает тело плотины. Кроме того, разрушение может быть произведено водой, фильтрующейся через тело плотины и под ее основанием, если скорости фильтрационных струй будут в состоянии взвесить и вынести частицы грунта, из которого состоит тело плотины.

Фильтрационный расчет земляных плотин является одним из наименее проработанных вопросов гидравлики.

На основании изложенного производим поверочный фильтрационный расчет, заключающий в себе следующие пункты:

- а) Определение очертания депрессионной поверхности воды, фильтрующейся через тело плотины (построение кривой депрессии), и профиля плотины в соответствии с капиллярным поднятием воды и промерзанием грунта.
- б) Определение скорости воды, фильтрующейся через плотину.
- в) Определение длины контурной линии пути фильтрации (по Блаю).

#### Построение кривой депрессии.

Ординаты кривой депрессии построены по формуле:

$$z = \sqrt{\frac{H^2 - h^2}{L} x + h^2}$$

где  $H$  — глубина воды в верхнем бьефе;  $h$  — высота кривой депрессии в точке ее выхода;  $L$  — горизонтальная проекция длины кривой депрессии,  $x$  — абсциссы кривой.

Оси координат направлены вверх и влево.

Расчет кривой депрессии ведем для двух случаев:

1 случай . . . . .  $H = 12,50$  м;  $h = 4,00$  м;

2 случай . . . . .  $H = 12,50$  м;  $h = 0$ .

Результаты расчетов даны в таблицах 64 и 65.

ТАБЛИЦА 64.

Абсциссы $x$	$\frac{H^2 - h^2}{L} x$	$\frac{H^2 - h^2}{L} x + h^2$	Ординаты $z$
В м е т р а х			
0	0	16,00	4,00
3,4	14,03	30,03	5,50
6,8	28,05	44,05	6,64
10,2	42,08	58,08	7,62
13,6	56,10	72,10	8,49
17,0	70,13	86,13	9,28
20,4	84,15	100,15	10,01
23,8	98,18	114,18	10,68
27,2	112,20	128,20	11,32
30,6	126,23	142,23	11,93
34,0	140,25	156,25	12,50

Кривая депрессии, построенная по ординатам таблицы 64 (первый случай) занимает наиболее высокое положение по сравнению с другими возможными случаями, и потому положена в основу расчета отметки гребня плотины.

Однако, наибольшие скорости фильтрации в теле плотины получаются при кривой депрессии, соответствующей наибольшему действующему напору или разности уровней верхнего и нижнего бьефа  $H-h$ .

Разность эта достигает своего максимума в том случае, когда в нижнем бьефе воды нет ( $h=0$ ), а в верхнем — горизонт воды расположен на уровне отметки верха щитов Стонея ( $H=12,50$ ).

Ординаты кривой депрессии для 2-го случая рассчитаны и приведены в таблице 65.

ТАБЛИЦА 65.

Абсциссы $x$	$\frac{H^2 x}{L}$	Ординаты $z$
В м е т р а х		
0	0	0
3,4	15,63	3,96
6,8	31,25	5,60
10,2	46,88	6,85
13,6	62,50	7,91
17,0	78,12	8,84
20,4	93,75	9,68
23,8	109,38	10,45
27,2	125,00	11,18
30,6	140,63	11,86
34,0	156,25	12,50

Проверку высоты гребня плотины делаем по методу, предложенному проф. Я. Т. Ненько<sup>1</sup>.

Расстояние по вертикали от гребня плотины до кривой депрессии должно быть не меньше суммы глубины промерзания грунта для данной местности и высоты капиллярного поднятия воды.

Глубину промерзания грунта принимаем равной 1,0 м. Высоту капиллярного поднятия воды для грунта с содержанием глинистых частиц ( $< 0,01$  мм) — 30 — 35%, за неимением опытных данных принимаем также равной 1,0 м.

Расчет производим для левой бровки гребня плотины.

<sup>1</sup> Я. Т. Ненько, Подходы к проектированию земляных плотин. Харьков 1923, стр. 32.

От отметки высоких вод (100,00) отнимаем соответствующее депрессионное понижение (1,0 м) и прибавляем высоту капиллярного поднятия (1,0 м) и глубину промерзания (1,0 м). Отметка гребня должна быть не меньше  
 $100,00 - 1,00 + 1,00 + 1,00 = 101,00 \text{ м.}$

Высота гребня плотины принята 101,70 м, т. е. с запасом 0,70 м.

### Проверка градиента и скорости фильтрации.

Скорость фильтрации определяется по основной формуле Дарси (см. стр. 50).

$$V = KJ = K \frac{H}{l}$$

Градиент  $J$  достигает своего максимума в низовой части при выходе фильтрационных вод ( $J_{\text{вых}}$ ).

Значение  $J_{\text{вых}}$  для кривой депрессии по таблице 64:

$$J'_{\text{вых}} = \frac{5,5 - 4,0}{3,4} = 0,44.$$

То же для кривой депрессии по таблице 65,

$$J''_{\text{вых}} = \frac{3,96}{3,4} = 1,16.$$

При коэффициенте фильтрации  $K = 0,02 \text{ м/сутки} = 0,000023 \text{ см/сек.}$  (см. стр. 24) и пористости грунта  $\eta = 0,35$  выходные скорости фильтрационных струй соответственно равны

$$V_1 = \frac{0,000023 \cdot 0,44}{0,35} = 0,000029 \text{ см/сек.}$$

$$V_2 = \frac{0,000023 \cdot 1,16}{0,35} = 0,000076 \text{ см/сек.}$$

Данных для определения допустимых скоростей фильтрации и скоростей, при которых начинается вымывание частиц из грунта, в литературе до настоящего времени почти не имеется. Для ориентировочных соображений можно воспользоваться данными табл. 66 о скоростях воды, взвешивающих частицы грунта определенного диаметра по Стоксу и по Шене<sup>1</sup>

ТАБЛИЦА 66.

Диаметр частиц в м.м	Взвешивающие скорости в см/сек	
	По Стоксу при 15°C	По Шене
0,05	0,20	0,21
0,025	0,047	0,084
0,010	0,0081	0,017
0,005	0,0020	0,0056
0,002	0,0003	0,0013
0,0005	0,00002	0,00015

<sup>1</sup> Материалы по опытно-мелиоративному делу, т. I. Москва 1928, стр. 88.

Из таблицы видно, что выходная скорость фильтрации вымывает частицы порядка 0,0005 — 0,001 мм, т.е. мельчайшие частицы. С этой точки зрения выходная скорость как будто бы большой опасности не представляет.

Однако, если подходить к вопросу об устойчивости плотины с точки зрения допустимой величины выходного градиента, то дело обстоит иначе.

Исследования Е. М. Кнорре<sup>1</sup> показали, что песчаная масса приблизительно при градиенте 1,50 теряет свою устойчивость, связь между песчинками нарушается и они начинают передвигаться.

С точки зрения Терцаги<sup>2</sup> предельное значение градиента еще меньше, — около 1,00.

Наилучшим средством для увеличения устойчивости песчаной и земляной массы Терцаги считает нагрузку из водопроницаемого материала с зернами возрастающей крупности, что представляет из себя идею обратного фильтра.

Таким образом, принимая во внимание большое значение выходного градиента (в нашем случае  $J = 1,16$ ), является весьма желательным принять меры для предупреждения вымывания частиц у подошвы плотины в тех сечениях, где высота плотины превышает 7—8 м. С этой целью запроектирована упорно-фильтрационная призма, повышающая вместе с тем статическую устойчивость плотины и защищающая низовой откос от подмыва со стороны нижнего бьефа в период наводков.

#### Определение контурной линии пути фильтрации.

Последняя проверка состоит в определении длины контурной линии ( $l$ ) и отношения ее к величине действующего напора ( $H$ ). Отношение  $\frac{l}{H} = C$  носит название коэффициента Блая (величина обратная градиенту  $J$ ).

Для увеличения длины контурной линии в наиболее высоком сечении плотины забиваем шпунт или ставим диафрагму и делаем присыпку со стороны верхового откоса.

Длина контурной линии

$$l = 0,5 + 5,6 + 7 \cdot 10,0 + 8 \cdot 0,7 + 2,0 + 2 \cdot 4,5 = 92,7 \text{ м.}$$

Напор  $H = 12,5 \text{ м.}$

$$\text{Коэффициент } C = \frac{l}{H} = \frac{92,7}{12,5} = 7,4,$$

что вполне достаточно для глинистых грунтов и суглинков.

<sup>1</sup> Методология гидравлических расчетов, принятых при составлении проекта Запорожской гидроэлектрической станции. Москва 1925. стр. 314.

<sup>2</sup> Terzaghi. Erdbaummechanik, стр. 132.

## Н. ЩИТЫ, ПРОТИВОВЕСЫ И ПОДЪЕМНЫЕ МЕХАНИЗМЫ

### 1. ЩИТЫ СТОНЕЯ

Проектируемые затворы Стонея состоят из следующих элементов: 1) обшивки щита; 2) ригелей; 3) опорных балок; 4) катков и катковых рам.

Щит запроектирован следующих размеров: расчетный пролет щита равен 10,60 м; расчетная высота щита 6,0 м; пролет в свету щита 10,00 м (см. Атлас, листы 12 и 13).

**Обшивка щита**, воспринимающая непосредственное давление воды, принята в 10 мм толщиной и состоит из шести полотнищ шириною каждое в 1,40 м и из двух полотнищ шириною в 1,10 м; длина же всех полотнищ равна 6 м. Обшивка прикреплена к ригелям и диафрагмам между ними помощью заклепок диаметром 20 мм и вертикальных накладок толщиной в 10 мм и шириною в 220 мм; такие накладки в вертикальном направлении щита необходимы для возможно большего достижения водонепроницаемости обшивки, имеющей стыки под указанными накладками.

**Ригеля** представляют собою сплошную клепаную балку двутаврового сечения, скошенную к краям пролета. Будем, рассматривая балку по отношению к направлению действующей на нее силы давления воды, условно называть плоскость, в которой происходит давление (т. е. горизонтальную), вертикальной, а плоскость перпендикулярную к означенному давлению — горизонтальной.

Вертикальная стенка ригеля будет следующих размеров: высота ее в средней части пролета равна 1000 мм, на опорах 600 мм, толщина 10 мм. Уголки ригеля приняты  $100 \times 100 \times 10$  мм, горизонтальный лист имеет толщину 10 мм и ширину 220 мм, причем этот лист имеется лишь с нижней стороны реки; с верхней же стороны такого листа нет, а принято, что действие его заменяет обшивка.

Ригеля числом 6 расположены по высоте таким образом, чтобы давления, воспринимаемые каждым ригелем, были бы равны между собой, причем все давление воды распределено между 5 нижними ригелями, а верхний ригель необходим по чисто конструктивным соображениям и никакой нагрузки не несет. Поэтому он спроектирован менее мощного сечения, а именно: горизонтальный лист и уголки взяты те же, что и в остальных ригелях, а вертикальный лист при толщине 10 мм имеет высоту 610 мм.

Ригеля по краям пролета скреплены с опорными балками, а в пролете

соединены между собой диафрагмами; такая конструкция, принимая во внимание приклепанную обшивку, дающую возможность узлам воспринять могущие возникнуть узловые моменты и сопротивляться им, представляет собою жесткую рамную систему.

**Опорные балки** спроектированы, как сплошные балки двутаврового сечения и состоят из вертикальной стенки высотой 600 мм и толщиной 10 мм, 4 равнобоких уголков  $100 \times 100 \times 10$  мм и 2 горизонтальных листов  $220 \times 10$  мм.

Горизонтальный лист с нижней стороны приклепывается к уголкам балки заклепками с потайными головками, потому что он должен служить плоскостью катания для катков.

**Катки** спроектированы стальными, диаметром 80 мм и длиной 200 мм. Число катков 18, по девять с каждой стороны щита. Так как катки перемещаются относительно ригелей, то с перемещением щита вверх или вниз изменяется не только положение катков относительно ригеля, но и давление, передаваемое ригелями на опорную балку, а следовательно, и на катки.

Размещение катков принято по общеупотребительному способу, т. е. площади эпюры давления воды, приходящиеся на каждый каток при опущенном щите, равны между собой.

Катки помещены в катковой раме, состоящей из двух швеллеров, и, таким образом, сдвигаться ни вбок, ни относительно друг друга не могут.

При проектировании была поставлена цель сконструировать щит, не только удовлетворяющий всем условиям прочности, но и возможно экономичный. Для этой цели количество сортаментов железа сведено до минимума, как это видно из приведенного далее исчисления веса щита.

### Допускаемые напряжения.

Нормы для проектирования щита были взяты из „Технических условий для проектирования металлических гидротехнических сооружений Днепростроя“.<sup>1</sup>

Согласно этим нормам, допускаемые напряжения при различных условиях будут:

1) на растяжение и сжатие, а также нормальное напряжение при изгибе  $R = 1200 \text{ кг/см}^2$ ;

2) касательное напряжение при изгибе

$$R_t = 0,75 \cdot R = 900 \text{ кг/см}^2$$

Для расчета заклепок допускается:

а) на срезывание

$$R_s = 0,8R = 960 \text{ кг/см}^2;$$

б) на смятие

$$R_c = 2R = 2400 \text{ кг/см}^2.$$

При принятии в расчет наименее выгоднейшего одновременного воздействия всех могущих погубить сил, допускаемое напряжение на растяжение,

<sup>1</sup> Материалы к проекту проф. И. Г. Александрова, 3 выпуск. Москва 1927.



сжатие и нормальное напряжение при изгибе может быть повышено до  $R = 1400 \text{ кг/см}^2$ , а касательное напряжение при изгибе:

$$R'_t = 0,75 \cdot 1400 = 1050 \text{ кг/см}^2.$$

Для расчета заклепок:

$$R_i = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ кг/см}^2.$$

$$R_s = 2 \cdot 1400 = 2800 \text{ кг/см}^2.$$

### Определение положения ригелей.

Считая, что понижение числа ригелей за счет их усиления понижает вес щита, разбиваем щит на небольшое, при данной высоте, число ярусов, а именно — на 5. Тогда ригелей будет  $5 + 1 = 6$ . Из них 5 — воспринимают давление воды, а 1 (верхний) необходим по конструктивным соображениям.

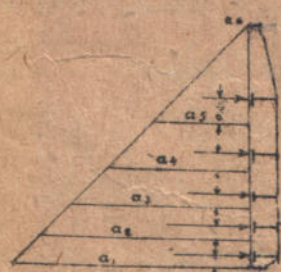
Давление воды на щит следует закону треугольника и возрастает от 0 до 6 м на  $1 \text{ м}^2$ .

Полное давление воды на щит будет равно площади грузового т-ка:

$$E = \frac{6 \cdot 6}{2} = 18 \text{ т на пог. м длины щита.}$$

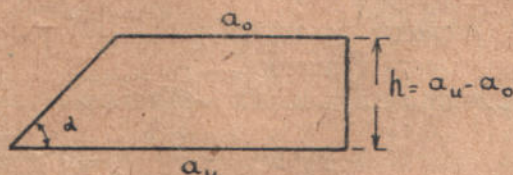
Расположим ригеля так, чтобы на каждый из них приходилось одно и то же давление. Так как ригелей, воспринимающих давление воды, 5, то давление на каждый из них должно быть:

$$q = 18 : 5 = 3,6 \text{ т на пог. м длины ригеля.}$$



Черт. 52.

Для получения такого давления, треугольник давления воды нужно разбить на 5 равновеликих частей, и на продолжении горизон-



Черт. 53.

тальной оси, проходящей через центр тяжести каждой из этих частей, расположить ось ригеля (черт. 52).

Каждая из упомянутых частей представляет собою трапецию, для нахождения элементов которой воспользуемся следующим рассуждением:

Площадь трапеции  $f$  — величина, нами зафиксированная;

$h$  — ввиду того, что угол наклона боковой стороны трапеции к основанию равен  $45^\circ$ ,  $h = a_1 - a_0$  (черт. 53).

Тогда

$$\frac{a_0 + a_n}{2} \cdot h = f$$

или:

$$(a_0 + a_n) \cdot (a_n - a_0) = 2f,$$

т. е.

$$a_n^2 - a_0^2 = 2f,$$

а, следовательно:

$$a_0 = \sqrt{a_n^2 - 2f}.$$

Применяя полученную формулу к рассматриваемому случаю, находим:

$$a_2 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 3,6} = 5,367 \text{ м.}$$

$$a_3 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 2 \cdot 3,6} = 4,648 \text{ м.}$$

$$a_4 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 3 \cdot 3,6} = 3,800 \text{ м.}$$

$$a_5 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 4 \cdot 3,6} = 2,683 \text{ м.}$$

$$a_6 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 5 \cdot 3,6} = 0.$$

Высоты трапеций:

$$h_{1-2} = a_1 - a_2 = 6,000 - 5,367 = 0,633 \text{ м.}$$

$$h_{2-3} = a_2 - a_3 = 5,367 - 4,648 = 0,719 \text{ м.}$$

$$h_{3-4} = a_3 - a_4 = 4,648 - 3,800 = 0,848 \text{ м.}$$

$$h_{4-5} = a_4 - a_5 = 3,800 - 2,683 = 1,117 \text{ м.}$$

$$h_{5-6} = a_5 - a_6 = 2,683 - 0,000 = 2,683 \text{ м.}$$

Для проверки:

$$\Sigma h = 6,000 \text{ м.}$$

Центры тяжести трапеций.

Расстояние от горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести до нижнего основания трапеции, найдется из выражения:

$$h' = \frac{h}{3} \cdot \frac{a_n + 2a_0}{a_n + a_0},$$

где  $h'$  — искомое расстояние;

$h$  — высота трапеции.

$a_n$  и  $a_0$  — нижнее и верхнее основания трапеции.

$$h'_{1-2} = \frac{0,633 (6,00 + 2 \cdot 5,367)}{3 (6,000 + 5,367)} = 0,311;$$

$$h'_{2-3} = \frac{0,719 (5,367 + 2 \cdot 4,648)}{3 (5,367 + 4,648)} = 0,350;$$

$$h'_{3-4} = \frac{0,848 (4,648 + 2 \cdot 3,800)}{3 (4,648 + 3,800)} = 0,410;$$

$$h'_{4-5} = \frac{1,117 (3,800 + 2 \cdot 2,683)}{3 (3,800 + 2,683)} = 0,528;$$

$$h'_{5-6} = \frac{2,683}{3} = 0,894.$$

4,65  
2,35  
0,65

Расстояние горизонтальных осей, проходящих через центр тяжести трапеций от низа щита:

$$g_1 = 0,311 \text{ м};$$

$$g_2 = 0,633 + 0,350 = 0,983 \text{ м};$$

$$g_3 = 0,719 + 0,633 + 0,410 = 1,762 \text{ м};$$

$$g_4 = 0,848 + 0,719 + 0,633 + 0,528 = 2,728 \text{ м};$$

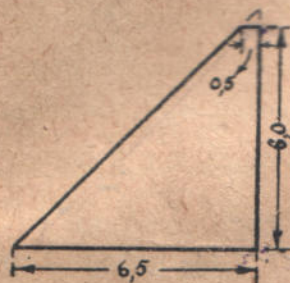
$$g_5 = 1,117 + 0,848 + 0,719 + 0,633 + 0,591 = 4,211 \text{ м}.$$

### Подбор сечения ригелей.

При расчете ригелей рассмотрим два возможных случая давления воды:

1. Нормальное давление, когда горизонт воды стоит на уровне верха щита; для этого случая и была произведена разбивка ригелей;
2. Когда вода во время случайных наводков, поднявшись на 0,5 м над верхом щита, переливается через него.

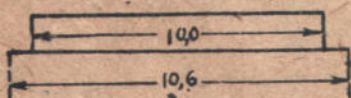
В этом случае давление воды на щит будет равно площади грузовой трапеции (черт. 54).



Черт. 54.

$$E_1 = \frac{6,5 + 0,5}{2} \cdot 6,00$$

$$E_1 = 21 \text{ т на пог. м длины щита.}$$



Черт. 55.

Распределяя это давление поровну на 5 ригелей, получим давление на ригель

$$q_1 = 21 : 5 = 4,2 \text{ т на пог. м длины щита.}$$

Так как при рассматриваемом виде нагрузки центры тяжести равновеликих частей трапеции сместятся, то и давление на каждый ригель не будет точно равно 4,2 т, но, ввиду очень незначительной разности в этих давлениях, их возможно принять равными.

Итак, подбираем сечение ригелей по нормальному давлению, а затем проверим полученные сечения на случай повышенного давления.

Изгибающий момент в каждом ригеле при нормальном давлении будет (см. черт. 55):

$$M_n = \frac{3600 \cdot 10,0}{2} \cdot \frac{10,6}{2} - \frac{4200 \cdot 10}{2} \cdot \frac{10}{4} = 95400 - 45000 = 50400 \text{ кг м.}$$

Изгибающий момент в каждом ригеле при повышенном давлении будет:

$$M_n = \frac{4200 \cdot 10,0}{2} \cdot \frac{10,6}{2} - \frac{4200 \cdot 10}{2} \cdot \frac{10}{4} = 111300 - 52500 = 58800 \text{ кг м.}$$

Задается сечением из 1 вертикального листа ( $1000 \times 10$  мм), четырех равнобоких уголков ( $100 \times 100 \times 10$  мм) и одного горизонтального листа ( $220 \times 10$  мм) (черт. 56).

Роль же другого горизонтального листа принимает на себя часть обшивки шириною в 220 мм.

Момент инерции брутто рассматриваемого сечения равен для

$$\begin{aligned} \text{вертикального листа} \quad I &= 83\,330 \text{ см}^4 \\ 4 \text{ уголка} \quad \dots \quad I &= 171\,390 \text{ см}^4 \\ \text{горизонтального листа} \quad I &= 111\,220 \text{ см}^4 \\ \text{полный момент} \quad \dots \quad I_{\text{бр}} &= 366\,940 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Принимаем заклепки диаметром:  $d = 22$  мм, расположенные, согласно схеме черт. 57.

Момент инерции заклепочных отверстий  $\Sigma i$  равен:

$$\begin{aligned} \Sigma i &= 2(2 \times 2,2 \times 2,0 \times 50^2 + 3,0 \times 2,2 \times 45^2 + 1,0 \times 2,2 \times 35^2 + \\ &+ 1,0 \times 2,2 \times 25^2 + 1,0 \times 2,2 \times 15^2 + 1,0 \times 2,2 \times 5^2) = 79\,970 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент инерции всего сечения нетто равен:

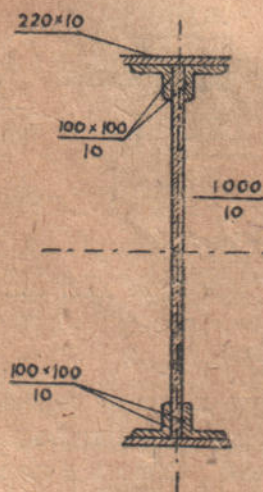
$$I_{\text{нетто}} = I_{\text{бр}} - \Sigma i = 366\,940 - 79\,970 = 286\,970 \text{ см}^4.$$

Максимальное напряжение при нормальном давлении:

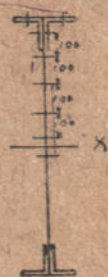
$$\begin{aligned} n_n &= \frac{M_n \cdot z}{I_{\text{нетто}}} = \frac{5\,040\,000 \times 50,5}{286\,970} = \\ &= 887 \text{ кг/см}^2 < 1\,200 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Максимальное напряжение при повышенном давлении:

$$\begin{aligned} n_n &= \frac{M_n \cdot z}{I_{\text{нетто}}} = \frac{5\,880\,000 \times 50,5}{286\,970} = \\ &= 1035 \text{ кг/см}^2 < 1\,200 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$



Черт. 56.



Черт. 57.

Ввиду того, что при конструировании может встретиться необходимость применить заклепки большего диаметра, а именно 24 мм, пересчитаем принятое сечение в предположении ослабления его дырами указанного размера.

Момент инерции заклепочных отверстий относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned} \Sigma i &= 2(2 \times 2,4 \times 2,0 \times 50^2 + 3,0 \times 2,4 \times 45^2 + 1,0 \times 2,4 \times 35^2 + \\ &+ 1,0 \times 2,4 \times 25^2 + 1,0 \times 2,4 \times 15^2 + 1,0 \times 2,4 \times 5^2) = 87\,240 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент инерции всего сечения нетто:

$$I_{\text{нетто}} = 366\,940 - 87\,240 = 279\,700 \text{ см}^4.$$

В этом случае максимальное напряжение будет:

а) при нормальном давлении:

$$n_n = \frac{5\,040\,000 \times 50,5}{279\,700} = 910 \text{ кг/см}^2 < 1200 \text{ кг/см}^2;$$

б) при повышенном давлении:

$$n_n = \frac{5880000 \times 50,5}{279700} = 1062 \text{ кг/см}^2 < 1200 \text{ кг/см}^2.$$

Несмотря на низкие напряжения, остановимся на принятом сечении, так как мы не учитываем влияния собственного веса горизонтально расположенных ригелей, удара струй и плавающих тел, могущих ударяться в ригеля во время переливания воды через верх щита.

В предыдущем расчете была включена в работу ригелей часть обшивки. Теперь попробуем пересчитать ригеля в том, правда, мало вероятном предположении, что обшивка не принимает участия в работе ригеля.

Сечение оставляем то же (черт. 58).

Площади отдельных элементов сечения:

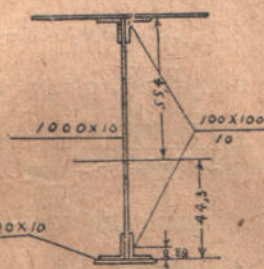
Площадь вертикального листа  
 $F_{в.л.} = 100 \text{ см}^2.$

Площадь 4-х уголков:

$$F'_{у.к.} = 19,17 \times 4 = 76,68 \text{ см}^2.$$

Площадь горизонтального листа:

$$F_{г.л.} = 22,0 \text{ см}^2$$



Черт. 58.



Черт. 59.

Статический момент относительно оси  $a-a$  равен:

$$S_{a-a} = 2 \cdot 19,17 (100 - 2,82) + 2 \cdot 19,17 \cdot 2,82 + 100,50 + 22,0 \cdot 100,5 = 11\,045 \cong 11\,050 \text{ см}^3.$$

Площадь брутто сечения:

$$F_{бр} = 100 + 76,68 + 22 = 198,68 \text{ см}^2$$

Расстояние от верхнего волокна до нейтральной оси:

$$x = \frac{S_{a-a}}{F_{бр}} = \frac{11050}{198,68} = 55,6 \text{ см.}$$

Расстояние нейтральной оси от нижнего волокна

$$y = 10 - 55,6 = 44,4 \text{ см.}$$

Момент инерции брутто всего сечения относительно нейтральной оси (черт. 58):

$$I_{бр} = 2 [176,3 + 19,17 (55,60 - 2,82)^2] + 2 [176,3 + 19,17 (44,4)^2] + \frac{1 \cdot 55,6^3}{3} + \frac{1 \cdot 44,4^3}{3} + 22 \cdot (44,4 + 0,5)^2$$

где 176,3 — момент инерции одного уголка относительно оси, проходящей горизонтально через центр тяжести.

Производя арифметические действия, получаем:

$$I_{op} = 2.53578 + 2.33319 + 57293 + 29176 + 44352 = 304\ 615 \text{ см}^4.$$

Момент инерции заклепочных дыр относительно нейтральной оси:

1) При диаметре  $d = 22 \text{ мм}$ .

$$\Sigma i = 2,2 \cdot (2,0 \times 1,0 \times 55,6^2 + 3,0 \times 50,6^2 + 1,0 \times 40,6^2 + 1,0 \times 30,6^2 + 1,0 \cdot 20,6^2 + 1,0 \times 10,6^2 + 1,0 \times 0,6^2 + 1,0 \times 9,4^2 + 1,0 \times 19,4^2 + 1,0 \times 29,4^2 + 3,0 \times 39,4^2 + 2 \cdot 2,0 \cdot 44,4^2) = 2,2 \times 30494 = 67087 \text{ см}^4.$$

2) При диаметре заклепок  $d = 24 \text{ мм}$

$$\Sigma i = 2,4 \cdot 30854 = 74\ 050 \text{ см}^4.$$

Определим нормальное напряжение для двух случаев нагрузки, имея ввиду диаметр заклепок 22 мм.

Момент инерции нетто всего сечения равен:

$$I_{\text{нетто}} = 304\ 615 - 67\ 879 = 236\ 736 \text{ см}^4.$$

Максимальное напряжение при нормальном давлении:

$$n_n = \frac{5040000 \cdot 55,6}{236\ 736} = 1184 \text{ кг/см}^2 < 1200 \text{ кг/см}^2. \quad 1400$$

Максимальное напряжение при повышенном давлении:

$$n_n = \frac{5880000 \cdot 55,6}{236\ 736} = 1381 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2. \quad 1600$$

При диаметре же заклепок в 24 мм будем иметь:

$$I_{\text{нетто}} = 304615 - 74050 = 230565.$$

Максимальное напряжение при нормальном давлении:

$$n_n = \frac{5040000 \cdot 55,6}{230\ 565} = 1215 \text{ кг/см}^2 > 1200 \text{ кг/см}^2.$$

Перенапряжение равно 1,25%.

Максимальное напряжение при повышенном давлении:

нить  
сечение  
Момент

$$n_n = \frac{5880000 \cdot 55,6}{230565} = 1418 \text{ кг/см}^2 > 1400 \text{ кг/см}^2$$

н  
ра  
й

$\Sigma i$  напряжение равно 1,29%.

+ 1,0 } заклепок для прикрепления ригеля к опорной балке.

Момент инерции заклепки для двух случаев:

нормального давления,  
 $I_{\text{нормального давления}}$

а) Случай нормального давления.

Перерезывающая сила у опоры равна опорной реакции ригеля

$$Q_{max} = \frac{3600 \cdot 10}{2} = 18000 \text{ кг.}$$

Стенка ригеля обжимается двумя уголками, прикрепленными к стенке опорной балки, так что заклепки будут работать на простое смятие и на двойное срезывание.

Количество заклепок при  $d=22 \text{ мм}$  определится:

На смятие

$$n_1 = \frac{Q}{d \delta R_s} = \frac{18000}{2,2 \cdot 1,0 \cdot 2400} = 3,4$$

на двойное срезывание

$$n_2 = \frac{Q}{2 \frac{\pi d^2}{4} R_t} = \frac{18000 \cdot 2}{3,14 \cdot 2,2^2 \cdot 960} = 2,5$$

принимаем 4 заклепки.

При диаметре заклепок в 24 мм получаем:

на смятие

$$n_1 = \frac{18000}{2,4 \cdot 1,0 \cdot 2400} = 3,1$$

на двойное срезывание

$$n_2 = \frac{18000 \cdot 2}{3,14 \cdot 2,4^2 \cdot 960} = 2,1$$

принимаем 3 заклепки.

Следовательно, при нормальном давлении, для прикрепления ригеля к опорной балке достаточно:

22 мм заклепок 4 штуки или

24 мм заклепок 3 штуки.

б) Случай повышенного давления.

Перерезывающая сила

$$Q_{max} = \frac{4200 \cdot 10}{2} = 21000 \text{ кг.}$$

При диаметре заклепок в 22 мм количество их:

на смятие:

$$n_1 = \frac{21000}{2,2 \cdot 1,0 \cdot 2400} = 4,0;$$

на двойное срезывание:

$$n_2 = \frac{21000 \cdot 2}{3,14 \cdot 2,2^2 \cdot 960} = 2,9$$

принимаем 4 заклепки.

При диаметре заклепок в 24 мм число их будет:  
на смятие:

$$n_1 = \frac{21\,000}{2,4 \cdot 1,4 \cdot 2\,400} = 3,6;$$

на двойное срезывание:

$$n_2 = \frac{21\,000}{3,14 \cdot 2,4^2 \cdot 960} = 2,4;$$

принимаем 4 заклепки.

Таким образом, при повышенном давлении нужно взять заклепок

при  $d=22$  мм — 4 шт.

при  $d=24$  мм — 4 шт.

### Проверка касательных напряжений на опоре.

Принимаем высоту ригеля на опоре  $h=60$  см.

Считаем, что скалыванию сопротивляется только стенка; тогда касательное напряжение на оси стойки можно определить по формуле<sup>1</sup>,

$$t = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h\delta \frac{a-d}{a}},$$

где  $h$  — высота стенки,

$a$  — шаг заклепок,

$\delta$  — толщина стенки,

$d$  — диаметр заклепок.

Проверим касательные напряжения для самого невыгодного случая, т. е. при повышении давления и при диаметре заклепок равном 22 мм.

Тогда, задаваясь шагом заклепок  $a=10$  см, получаем:

$$t = \frac{3}{2} \cdot \frac{21\,000 \cdot 10}{60 \cdot 1,0 (10 - 2,2)} = 673 \text{ кг/см}^2 < 960 \text{ кг/см}^2.$$

Проверку косых напряжений можно не производить, вследствие запаса в основных нормальных и касательных напряжениях.

### Расчет заклепок в поясах ригелей.

На 1 пог. м ригеля при напоре воды в 6,5 м и при 5 ригелях передается нагрузка:

$$p = \frac{21,0}{5} = 4,2 \text{ т} = 4200 \text{ кг.}$$

Перерезывающая сила у опор равна опорной реакции ригелей, т. е.

$$Q_{\max} = \frac{4200 \cdot 10}{2} = 21\,000 \text{ кг.}$$

<sup>1</sup> Е. Патон, „Железные мосты“, т. I, стр. 372, изд. 1915 г.



Эпюра перерезывающих сил имеет вид, указанный на схеме черт. 60.

Сечение у опоры для данного случая принимаем то, где накладка для прикрепления ригеля к опорной балке кончается и сечение балки принимает свой нормальный вид (согласно расчету, сделанному выше).

Высоту ригеля, ввиду того, что он имеет по бокам пролета скос, принимаем равной 60 см.

Расчет количества, или, вернее, шага поясных заклепок, производим по способу, изложенному на стр. 375 тома I „Железных мостов“ проф. Патова, изд. 1915 г.

Назовем через  $S$  статический момент двух уголков и одного горизонтального листа относительно нейтральной оси всего сечения.



Черт. 60.

$S'$  — то же, что и  $S$ , но с добавлением части вертикальной стенки до центра заклепочного отверстия в вертикальных полках уголков:

$a$  — расстояние между осями заклепок;

$\delta$  — толщина стенки = 1 см;

$I$  — момент инерции брутто всего сечения.

$R_1$  — допускаемое напряжение на срезывание.

$R_2$  — допускаемое напряжение на смятие.

$R'_1$  — допускаемое напряжение на скалывание стенки.

Численные значения перечисленных величин следующие:

$$S = 22 \cdot 1 \cdot 30,5 + 2 \cdot 19,17 (30,0 - 2,82) = 1713 \text{ см}^3;$$

$$S' = 22 \cdot 1 \cdot 30,5 + 2 \cdot 19,17 (30,0 - 2,82) + 5 (30 - 2,5) = 1851 \text{ см}^3;$$

$$I = 2 (22 \cdot 30,5 + 2 \cdot 19,17 \cdot 27,18^2) + \frac{1 \cdot 60^3}{12} = 115 \, 580 \text{ см}^4$$

Диаметр заклепок  $d = 20$  мм:

$$R_1 = 1200 \cdot 0,8 = 960 \text{ кг/см}^2$$

$$R_2 = 1200 \cdot 2 = 2 \, 400 \text{ кг/см}^2$$

$$R'_1 = 1200 \cdot 0,75 = 900 \text{ кг/см}^2.$$

Шаг заклепок должен быть таким, чтобы заклепки не разрушались от срезывания и от смятия, и чтобы, с другой стороны, листы пояса, ослабленные заклепочными отверстиями, не подвергались бы чрезмерным скалывающим усилиям. Другими словами, нужно определить наибольший шаг заклепок из условия их прочности относительно перерезывающих и сминающих усилий и наименьший шаг — из условия прочности листов пояса относительно скалывающих усилий. Т. е.:

при проверке на 2-ое срезывание:

$$\max a < 2\pi \frac{d \cdot R_1 \cdot I}{4 \cdot QS}$$

$$\max a < \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 4 \cdot 960 \cdot 115 \, 580}{4 \cdot 21000 \cdot 1713}$$

$$\max a < 19,4 \text{ см};$$

на смятие:

$$\max a < \frac{d \cdot \delta IR_2}{QS}$$

$$\max a < \frac{2.1.115580.2400}{21000.1713}$$

$$\max a < 15,4 \text{ см.}$$

На скалывание стенок:

$$\min a > \frac{d \cdot \delta \cdot R'_1}{\delta R'_1 - \frac{QS}{I}}$$

$$\min a > \frac{2.1.900}{1.900 - \frac{21000.1851}{115580}}$$

$$\min a > \frac{1800}{900 - 336}$$

$$\min a > 3,19 \text{ см.}$$

Следовательно, в поясах ригелей шаг заклепок должен быть не менее 3,19 см и не более 15,4 см.

Принимаем  $a = 14,00 \text{ см.}$

#### Расчет обшивки щита.

Расчет обшивки щита производим по формуле Баха<sup>1</sup>.

$$\delta = 0,5 L \cdot l \sqrt{\frac{\gamma(H+h)}{\sigma(L^2+l^2)}}$$

где  $h$  и  $H$  — глубина воды над верхним и нижним краем обшивки;  
 $L$  и  $l$  — длинная и короткая стороны клетки (прямоугольной), к которой пришивается обшивка.

$\sigma$  — допускаемое напряжение, равное 1200 кг/см<sup>2</sup>.

$\gamma = 0,001 \text{ кг/см}^3$  — вес 1 см<sup>3</sup> воды.

Рассчитываем обшивку в двух местах щита:

1) в нижней части щита;

2) в верхней части щита.

1) Обшивка в нижней части щита:

$$l = 67,2; \quad H = 600 - 21,1 = 568,9 \text{ см.}$$

$$L = 140,0; \quad h = 600 - 98,3 = 501,7 \text{ см.}$$

$$\delta = 0,5 \cdot 140 \cdot 67,2 \sqrt{\frac{(568,9 + 501,7) \cdot 0,001}{1200(67,2^2 + 140,0^2)}} = 0,903 \text{ см.}$$

Прибавляя 0,1 см на ржавление, получаем толщину обшивки

$$\delta = 0,903 + 0,1 = 1,003. \text{ принимаем } 1 \text{ см.}$$

<sup>1</sup> См. напр. С. В. Тарановский. Щиты Стояка. 1927 г., стр. 69.

2) Обшивка в верхней части щита:

$$l = 178,9; \quad H = 178,9; \\ L = 140,0; \quad h = 0.$$

Тогда

$$\delta = 0,5 \cdot 140 \cdot 178,9 \sqrt{\frac{0,001 \cdot 178,9}{1200 \cdot (140^2 + 178,9^2)}} = 0,672 \text{ см}$$

Прибавляя 0,1 см на ржавление, получим

$$\delta = 0,672 + 0,100 = 0,772 \text{ см или округляя, } 0,8 \text{ см.}$$

В более невыгодных условиях, следовательно, находится обшивка в нижней части щита. Толщину обшивки в этой части равную

$$\delta = 1 \text{ см}$$

принимаем для всего щита.

### Расчет катков.

Аналогично распределению по высоте щита ригелей, расположим катки с таким расчетом, чтобы оси их помещались на продолжении горизонтальных осей, проходящих через центры тяжести равновеликих трапеций давления воды.

Катков принимаем 18 штук, по 9 штук с каждой стороны щита.

Расположим катки по высоте, пользуясь теми же приемами, какие применялись при распределении ригелей.

Тогда расстояния равновеликих трапеций найдутся из формулы:

$$a_0 = \sqrt{a_n^2 - 2f}.$$

Располагая катки, сообразуясь с нормальным давлением воды, которому соответствует грузовой треугольник с площадью, равной

$$\frac{6 \cdot 6}{2} = 18 \text{ м}^2,$$

очевидно, получаем площадь каждой из равновеликих трапеций равной

$$18 : 9 = 2 \text{ м}^2$$

Тогда

Высоты трапеций:

$$a_2 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 2} = \sqrt{32} = 5,657 \text{ м}; \quad h_{1-2} = a_1 - a_2 = 0,343 \text{ м};$$

$$a_3 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 4} = \sqrt{28} = 5,292 \text{ м}; \quad h_{2-3} = a_2 - a_3 = 0,365 \text{ м};$$

$$a_4 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 6} = \sqrt{24} = 4,899 \text{ м}; \quad h_{3-4} = a_3 - a_4 = 0,393 \text{ м};$$

$$a_5 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 8} = \sqrt{20} = 4,472 \text{ м}; \quad h_{4-5} = a_4 - a_5 = 0,427 \text{ м};$$

$$a_6 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 10} = \sqrt{16} = 4,000 \text{ м}; \quad h_{5-6} = a_5 - a_6 = 0,472 \text{ м};$$

$$a_7 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 12} = \sqrt{12} = 3,464 \text{ м}; \quad h_{6-7} = a_6 - a_7 = 0,536 \text{ м};$$

$$a_8 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 14} = \sqrt{8} = 2,828 \text{ м}; \quad h_{7-8} = a_7 - a_8 = 0,636 \text{ м};$$

$$a_9 = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 16} = \sqrt{4} = 2,000 \text{ м}; \quad h_{8-9} = a_8 - a_9 = 0,828 \text{ м};$$

$$a_{10} = \sqrt{6^2 - 2 \cdot 18} = 0. \quad h_{9-10} = a_9 - a_{10} = 2,000 \text{ м}.$$

Центры тяжести равновеликих трапеций.

Расстояние от горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести каждой из равновеликих трапеций, до ее нижнего основания найдется в выражения:

$$h' = \frac{h}{3} \cdot \frac{a_n + 2a_0}{a_n + a_0}$$

Подставляя числовые значения, получаем:

$$h'_{1-2} = \frac{h_1 - 2}{3} \cdot \frac{a_1 + 2a_2}{a_1 + a_2} = \frac{0,343}{3} \cdot \frac{6,000 + 2 \cdot 5,657}{6,000 + 5,657} = 0,170;$$

$$h'_{2-3} = \frac{h_2 - 3}{3} \cdot \frac{a_2 + 2a_3}{a_2 + a_3} = \frac{0,365}{3} \cdot \frac{5,657 + 2 \cdot 5,292}{5,657 + 5,292} = 0,180;$$

$$h'_{3-4} = \frac{h_3 - 4}{3} \cdot \frac{a_3 + 2a_4}{a_3 + a_4} = \frac{0,393}{3} \cdot \frac{5,292 + 2 \cdot 4,899}{5,292 + 4,899} = 0,194;$$

$$h'_{4-5} = \frac{h_4 - 5}{3} \cdot \frac{a_4 + 2a_5}{a_4 + a_5} = \frac{0,427}{3} \cdot \frac{4,899 + 2 \cdot 4,472}{4,899 + 4,472} = 0,210;$$

$$h'_{5-6} = \frac{h_5 - 6}{3} \cdot \frac{a_5 + 2a_6}{a_5 + a_6} = \frac{0,472}{3} \cdot \frac{4,472 + 2 \cdot 4,000}{4,472 + 4,000} = 0,232;$$

$$h'_{6-7} = \frac{h_6 - 7}{3} \cdot \frac{a_6 + 2a_7}{a_6 + a_7} = \frac{0,536}{3} \cdot \frac{4,000 + 2 \cdot 3,464}{4,000 + 3,464} = 0,262;$$

$$h'_{7-8} = \frac{h_7 - 8}{3} \cdot \frac{a_7 + 2a_8}{a_7 + a_8} = \frac{0,636}{3} \cdot \frac{3,464 + 2 \cdot 2,828}{3,464 + 2,828} = 0,307;$$

$$h'_{8-9} = \frac{h_8 - 9}{3} \cdot \frac{a_8 + 2a_9}{a_8 + a_9} = \frac{0,828}{3} \cdot \frac{2,828 + 2 \cdot 2,000}{2,828 + 2,000} = 0,390;$$

$$h'_{9-10} = \frac{h_9 - 10}{3} \cdot \frac{a_9 + 2a_{10}}{a_9 + a_{10}} = \frac{2,000}{3} \cdot \frac{2,000 + 0}{2,000 + 0} = 0,667.$$

Расстояние горизонтальных осей, проходящих через центры тяжести равновеликих трапеций от низа щита, будут:

$$g_1 = 0,170 \text{ м};$$

$$g_2 = 0,180 + 0,343 = 0,523 \text{ м};$$

$$g_3 = 0,194 + 0,343 + 0,365 = 0,902 \text{ м};$$

$$g_4 = 0,210 + 0,343 + 0,365 + 0,393 = 1,311 \text{ м};$$

$$g_5 = 0,232 + 0,343 + 0,365 + 0,393 + 0,427 = 1,760 \text{ м};$$

$$g_6 = 0,262 + 0,343 + 0,365 + 0,393 + 0,427 + 0,472 = 2,262 \text{ м};$$

$$g_7 = 0,307 + 0,343 + 0,365 + 0,393 + 0,427 + 0,472 + 0,536 = 2,843 \text{ м};$$

$$g_8 = 0,390 + 0,343 + 0,365 + 0,393 + 0,427 + 0,472 + 0,536 + 0,636 = 3,562 \text{ м};$$

$$g_9 = 0,667 + 0,343 + 0,365 + 0,393 + 0,427 + 0,472 + 0,536 + 0,636 + 0,828 = 4,667 \text{ м}.$$

Хотя расположение катков и сделано для случая нормального давления, прочность их проверим на случай повышения давления.

Полное давление на щит в этом случае равно

$$P = 21,0 \times 10 = 210 \text{ т.}$$

Распределяя его между 18-ю катками, получим давление на каждый каток:

$$p = \frac{210}{18} = 11\,667 \text{ кг.}$$

Принимаем катки следующих размеров:

Диаметр катка  $d = 18 \text{ см}$ ; длина катка  $l = 20 \text{ см}$ .

Напряжение по диаметральной плоскости катка окажется:

$$n = \frac{11667}{18 \cdot 20} = 32,4 \text{ кг/см}^2 < 35 \text{ кг/см}^2.$$

Проверку напряжений по формуле Герца не производим, основываясь на том, что при полных цилиндрах эта формула дает результаты, идентичные тем, какие получаются при расчете по диаметральной плоскости<sup>1</sup>.

В таблице приведены сортаменты всех элементов щита, размеры их, вес и моменты веса, служащие для исчисления положения центра тяжести щита.

Сортамент стали взят из справочника Е. О. Патон — Таблицы для проектирования деревянных и стальных мостов. Киев, 1929.

ТАБЛИЦА 67.  
Определение веса щита.

Наименование элементов	Количество	Размеры в мм			Общая длина в метрах	Вес одного погонного метра	Полный вес в кг	Расстоян. от центра тяжести до наружн. поверх. обшивки в см.	Момент отно- сит. наружн. плоскости обшивки
		Ширина	Толщина	Длина					
<b>Обшивка:</b>									
Листы обшивки . . . . .	2	1210	10	6000	12,00	95,0	1140	0,5	570
Накладки "стыков обшивки" . . . . .	6	1400	10	6000	36,00	110,0	3960	0,5	1980
Листы обшивки . . . . .	7	220	10	6000	42,00	17,30	727	-0,5	-368
<b>Ригеля:</b>									
Вертикальные листы рабочих ригелей . . . . .	5	1000×600	10	10570	52,85	—	3770	48	181000
Верхние уголки рабочих ригелей . . . . .	10	100×100	10	10380	103,80	15,05	1560	48	150000
Нижние уголки рабочих ригелей . . . . .	10	100×100	10	10430	104,30	15,05	1570		
Нижние гориз. листы рабочих ригелей . . . . .	5	220	10	10430	52,15	17,10	891	93	83000
Вертикальн. лист верхн. ригеля . . . . .	1	610	10	10570	10,57	48	508	31,5	16000
Уголки его . . . . .	4	100×100	10	10380	41,52	15,05	625	31,5	19700
Гориз. лист его . . . . .	1	220	10	10380	10,38	17,30	180	62,5	11200

<sup>1</sup> См. Тарановский, „Щиты Стояка“ 1927, стр. 53.

Табл. 67, (продолжение)

Наименование элементов	Количество	Размеры в м.м.			Общая длина в метрах	Вес одного погонного метра	Полный вес в кг.	Расстояние от цен- тра тяжести до наружн. поверхн. обшивки в см.	Момент отно- сит. наружн. плоскости обшивки
		Ширина	Толщина	Длина					
<b>Опорные балки:</b>									
Вертикальные листы . . . . .	2	600	10	6 000	12,00	47,1	565	32	18 100
Уголки . . . . .	8	100 × 100	1	6 000	48,00	15,05	722	32	23 100
Горизонтальные листы . . . . .	4	220	10	6 000	24,00	17,00	416	32	13 300
Опорный швеллер внизу щита . . . . .	1	220	—	10 820	10,82	30,57	331	12	3 980
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	5	1 010	10	660	3,30	79,3	262	51,5	13 500
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	5	1 010	10	769	3,84	79,3	304	51,5	15 700
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	5	1 010	10	954	4,79	79,3	380	51,5	19 600
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	5	1 010	10	1 473	7,37	79,3	585	51,5	30 100
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	5	1 010 × 610	10	1 669	8,35	64,6	539	42,0	22 600
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	2	800	10	660	1,32	62,8	83	41,0	3 400
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	2	800	10	769	1,54	62,8	97	41,0	3 980
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	2	800	10	956	1,91	62,8	120	41,0	4 920
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	2	800	10	1 473	2,95	62,8	185	41,0	7 600
Диафрагмы между ри- гелями . . . . .	2	800 × 600	10	1 669	3,34	55,0	184	36,0	6 620
Горизонтальные угол- ки диафрагм . . . . .	100	100 × 100	10	795	79,5	15,05	1 200	51,5	61 800
Горизонтальные угол- ки диафрагм . . . . .	40	100 × 100	10	585	23,4	15,05	352	41	14 400
Горизонтальные угол- ки диафрагм . . . . .	14	100 × 100	10	390	5,45	15,05	82	31,5	2 580
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	28	100 × 100	10	460	12,9	15,05	194	48,5	9 400
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	28	"	10	570	16,0	15,05	241	48,5	11 700
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	28	"	10	735	20,6	15,05	310	48,5	15 000
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	28	"	10	1 260	35,3	15,05	531	48,5	25 800
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	14	"	10	1 480	20,7	15,05	312	40,5	25 600
Вертикальные уголки диафрагм . . . . .	14	"	10	1 520	21,3	15,05	320		
Гориз. листы диафрагм . . . . .	7	220	10	5 850	41,0	17,30	710	98	69 600
Уголки, прикрепляющие ригеля к опорным балкам . . . . .	24	100 × 100	10	575	13,80	15,05	208	32	6 660
Прокладки под ними . . . . .	12	220	10	390	4,68	17,30	81	32	2 600
Прикрепление спорного швеллера . . . . .	7	—	10	—	—	—	98	49	4 550
Вставка . . . . .	7	—	10	—	—	—	98	49	4 550
Уголки, прикрепляющие швеллер . . . . .	14	90 × 90	10	155	2,17	13,45	29	4,58	134
Тсже . . . . .	14	90 × 90	10	610	8,55	13,45	115	32,5	3 740
Направляющие ролики . . . . .	4	—	—	—	—	—	18	32	580
Уголки роликов . . . . .	8	100 × 100	10	300	2,40	15,05	36	32	1 150
Прокладка под уголками прикрепления швеллера . . . . .	7	90	10	190	1,33	7,00	9	1,5	14
Накладка уголков, при- крепляющих швеллер . . . . .	14	160	10	520	—	—	91	37	3 370

Вес одного щита . . . . .	24 636
Болты и заклепки 4%	985
Дубовый брус (200 × 100) . . . . .	200
<hr/>	
Полный вес щита . . . . . кг .	25 821
Момент веса относительно наружной плоскости обшивки . . . . .	908 928
Катки . . . 18 . . . . .	888
Швеллера . 4 № 12 . 5,20 × 4 × 13,55	280
<hr/>	
	1 168
На болты и гайки 5% . . . . .	58
<hr/>	
Вес двух катковых рам . . . . . кг .	1 226

*Handwritten notes:*  
 11,226 22  
 (12,000) 22

### Определение центра тяжести.

Расстояние центра тяжести щита от наружной плоскости обшивки определим, разделив момент веса щита относительно этой плоскости на вес щита.

Так как при определении момента веса щита мы не вводили заклепочные головки и болтовые головки, то не будем вводить и вес указанных частей. Момент веса дубового бруса  $200 \times 12 = 2400$ .

Тогда вес щита будет:

$$24\ 636 + 200 = 24\ 836 \text{ кг.}$$

$$\text{Момент веса: } 908\ 996 + 2\ 400 = 911\ 396$$

$$z = \frac{911\ 396}{24\ 836} = 36,7 \text{ см.}$$

Ось неподвижного блока следует назначить не в центре тяжести щита, а в центре тяжести комбинированной системы из щита и катковых рам.

Половина веса рам передается через тросы щиту; расстояние этого троса от наружной плоскости обшивки равно 68 см.

Момент усилий в тросах относительно обшивки

$$444 \cdot 68 = 30\ 200 \text{ кг см.}$$

Расстояние центра тяжести всей системы от наружной обшивки

$$z_0 = \frac{911\ 396 + 30\ 200}{24\ 836 + 444} = \frac{941\ 596}{25\ 280} = 37,2 \text{ см.}$$

### 2. ПРОТИВОВЕСЫ.

Для уменьшения усилия при подъеме щитов запроектированы противовесы.

Расчетный вес противовеса принят равным 20 т, т. е. около 75% от веса щита Стоняя. При конструировании противовеса стремились к уменьшению его габарита, а главное к возможности регулировать его вес.

Наиболее удовлетворяющий таким требованиям тип противовеса представляется в виде клепанной Ц-образной железной балки, заполненной чугунными болванками. Такое устройство противовеса мы имеем на плотине Buffalo<sup>1</sup>.

Длина запроектированного нами противовеса равна 9,80 м, расстояние между точками подвеса 8,10 м, высота противовеса 600 мм, расстояние между вертикальными стенками 380 мм.

Концы противовеса движутся по направляющим балкам из швеллерного железа, прикрепленным к телу быка и башни управления заершенными болтами. Фасад противовеса см. Атлас, лист 11.

### Подсчет веса противовеса.

Вес противовеса складывается из веса:

- 1) Двух вертикальных листов толщ. 8 мм  $2 \times 0,60 \times 9,80 \times 0,08 \times 7850 = 740$
- 2) Одного горизонтального листа толщ. 8 мм  $0,635 \times 9,80 \times 0,08 \times 7850 = 390$
- 3) 8-ми уголков  $60 \times 60 \times 8$  мм . . . . .  $7,09 \times 9,80 \times 8 = 555$
- 4) 9-ти диафрагм толщ. 8 мм . . . . .  $9 \times 0,60 \times 0,38 \times 0,08 \times 7850 = 130$
- 5) Приспособлений для подвешивания . . . . . 500
- 6) Вкладных чугун. болванок  $(0,26 \times 0,58 + 0,60 \times 0,20) \times 7200 \times 9,2 = 17900$

Итого кг . . 20 215

Полученный вес  $20,215 > 20$  т, т. е. принятые размеры противовеса достаточны и представляется возможность регулирования его веса.

Что касается напряжений в противовесе от изгиба, то запроектированная балка обладает большим запасом прочности.

### 3. РАСЧЕТ ОПОРНОЙ БАЛКИ И ПОВЕРКА СЕЧЕНИЙ КАТКОВ.

Назначение опорных балок щита Стонея—принять от ригелей горизонтальное давление воды на щит и передать его через катки на быки и устои.

Расчет балки произведен по методу фокусов, принцип которого основан на том, что в незагруженном пролете существуют определенные точки, в которых момент равен нулю.

Теория указанного метода изложена в „Трудах Московского института инженеров транспорта“, выпуск III, а также у Акимова-Перетца—„Неразрезные балки на жестких опорах“, а также у Прейсфренда—„Расчет рам по методу постоянных точек“.

Сечение опорной балки принимаем из одного вертикального листа  $60 \times 10$  мм, четырех уголков  $100 \times 100 \times 10$  мм и двух горизонтальных листов  $220 \times 10$  мм.

Момент инерции указанного сечения равен:

$$J_{бр} = 18\,000 + 57\,350 + 40\,942 = 116\,292 \text{ см}^4.$$

<sup>1</sup> См. С. В. Тарановский, Щиты Стонея, стр. 80.



Момент инерции заклепочных отверстий относительно нейтральной оси:

$$J_i = 25190 \text{ см}^4.$$

Момент инерции нетто:

$$J_{\text{нетто}} = J_{\text{ср}} - \Sigma J_i = 91102 \text{ см}^4 = 0,00091 \text{ м}^4.$$

Обратимся к вопросу о распределении катков и о давлениях, которые испытывают катки. Из предыдущего видно, что площади эпюры давления воды, приходящиеся на каждый каток, равны между собой.

При предварительных подсчетах было принято, что катки, расположенные таким образом, несут одинаковую нагрузку. Такое допущение, обычное при расчете катков щита Стонея, не верно, т. к. опорная рама, передающая давление каткам, нагружена не равномерно распределенной нагрузкой, а сосредоточенными нагрузками от ригелей. Поэтому катки при несимметричном их расположении относительно ригелей, будут нагружены неравномерно.

Неравномерность нагрузки катков, ее величину, а кроме того и достаточность сечения опорной балки найдем, исследуя более детально эти элементы щита.

Опорная балка представляет собою балку с постоянным моментом инерции, лежащую в случае опущенного щита на 9-ти опорах—катках и нагруженную 5-ю сосредоточенными силами—ригелями (см. Атлас, лист 13), каждая из которых равна 21 тонне (случай повышенного давления).

Полный пролет этой балки между крайними опорами (осями катков) равен 4,497 м. Пролеты между осями катков увеличиваются по направлению снизу вверх и равны:

1-ый пролет (снизу) $AB$ . . .	0,353 м	5-й пролет $EF$ . . .	0,502 м
2-ой пролет $BC$ . . .	0,379 м	6-ой пролет $FG$ . . .	0,581 м
3-ий пролет $CD$ . . .	0,409 м	7-ой пролет $GH$ . . .	0,719 м
4-ый пролет $DE$ . . .	0,449 м	8-ой пролет $HK$ . . .	1,105 м

Сосредоточенные силы по 21 т каждая расположены:

В 1-м пролете; расстояние от  $A$  (нижний каток) . . . . . 0,141 м.

В 3-м пролете; расстояние от  $C$  (3-ий каток) . . . . . 0,08 м.

На опоре  $E$ —против 5-го катка.

В 6-м пролете; расстояние от  $F$  (8-ой каток) . . . . . 0,466 м.

В 8-м пролете; расстояние от  $H$  (9-ый каток) . . . . . 0,649 м.

Теория расчета балок по методу фокусов дает следующее выражение для отыскания постоянных точек, называемых фокусами:

$$a = \frac{l}{3 + \frac{\epsilon a}{\beta}},$$

где  $l$ —длина рассматриваемой балки;

$\varepsilon^a$  — угол вращения неразрезной балки на опоре, ближайшей к фокусу, с расстоянием  $a$  от левой опоры при загрузении этой опоры моментом равным единице.

$\beta$  — угол поворота конца простой балки при загрузении моментом равным единице противоположного конца.

В нашем расчете левым концом мы будем считать нижний конец опорной балки.

Так как концы крайних пролетов балки опираются свободно на опоры, то ближайшие фокусные расстояния для этих пролетов, считая от крайних опор, будут равны нулю

$$a_1 = 0 \quad b_8 = 0.$$

Для остальных пролетов левые фокусные расстояния вычисляем по вышеуказанной формуле (а), причем для вычисления угла поворота опоры  $\varepsilon^a$ , начиная с третьего пролета, пользуемся формулой

$$\varepsilon_n^a = \beta_{n-1} \left( 2 - \frac{a_{n-1}}{l_{n-1} - a_{n-1}} \right)$$

где  $\beta_{n-1}$  всегда равно  $\frac{l_{n-1}}{6EJ}$ , а значения  $l$  и  $a$  берутся из предыдущих пролетов.

Для определения правых фокусных расстояний  $b$  применяем те же формулы, но берем за исходную точку опору № 9 и идем с расчетом влево от нее. После произведенного расчета были получены следующие значения фокусных расстояний:

$a_1 = 0$	$a_5 = 0,111 \text{ м}$	$b_1 = 0,073 \text{ м}$	$b_5 = 0,100 \text{ м}$
$a_2 = 0,078 \text{ м}$	$a_6 = 0,130 \text{ м}$	$b_2 = 0,078 \text{ м}$	$b_6 = 0,111 \text{ м}$
$a_3 = 0,089 \text{ м}$	$a_7 = 0,164 \text{ м}$	$b_3 = 0,083 \text{ м}$	$b_7 = 0,118 \text{ м}$
$a_4 = 0,098 \text{ м}$	$a_8 = 0,269 \text{ м}$	$b_4 = 0,091 \text{ м}$	$b_8 = 0$

Зная фокусы, определим моменты рассчитываемой балки, применяя аналитический метод, дающий такие выражения для опорных моментов:

$$M_A = \frac{a}{l-a-b} \cdot t_b - \frac{ab}{l(l-a-b)} (t_a + t_b)$$

$$M_B = \frac{b}{l-a-b} \cdot t_a - \frac{ab}{l(l-a-b)} (t_a + t_b)$$

где  $t_a = -M_0 \cdot \frac{l+z}{l}$  и  $t_b = -M_0 \cdot \frac{l+z_1}{l}$ ; здесь  $M_0$  — момент для простой балки от сосредоточенной силы, а  $z$  и  $z_1$  расстояния ее от опор.

Опорные моменты незагруженных пролетов найдутся из подобия треугольников, образуемых эпюрами моментов.

Таким образом мы получим эпюру моментов для всей балки, когда загружен один из пролетов ее. Так как в нашем случае загруженных пролетов четыре, то, пользуясь принципом независимости действия сил, загружаем каждый раз только один пролет; для этого случая строим

эпюру моментов, а затем складываем полученные при этих загрузениях опорные моменты. В конечном итоге получаем эпюру моментов для всей балки при одновременном загрузении четырех ее пролетов.

В результате расчета ординаты эпюры моментов приведены в таблице.

ТАБЛИЦА 63.

Расчетные моменты опорной балки здания Спальня.

Обозначение момента	Сечение балки	Расчетные моменты в т·м
$M_A$	Над 1-м катком . . . . .	0
$M_1$	Под 1-м ригелем . . . . .	+1,614
$M_B$	Над 2-м катком . . . . .	-0,416
$M_C$	Над 3-м катком . . . . .	-0,728
$M_2$	Под 2-м ригелем . . . . .	+0,647
$M_D$	Над 4-м катком . . . . .	-0,650
$M_3$	Под 3-м ригелем . . . . .	+0,343
$M_E$	Над 6-м катком . . . . .	-0,714
$M_4$	Под 4-м ригелем . . . . .	+1,420
$M_G$	Над 7-м катком . . . . .	-0,474
$M_H$	Над 8-м катком . . . . .	-2,234
$M_5$	Под 5-м ригелем . . . . .	+4,710
$M_K$	Над 9-м катком . . . . .	0

Напряжение в самом опасном сечении опорной балки будет:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{8.2}}{J_{\text{нетто}}} = \frac{471\,000\,31}{91\,102} = 160 \text{ кг/см}^2 < 1200 \text{ кг/см}^2.$$

Откуда видно, что балка имеет громадный запас прочности и сечение ее можно оставить принятым лишь только по конструктивным соображениям.

Чтобы определить реакции опор, нужно найти перерезывающие силы в каждом пролете рассматриваемой балки. Поперечная сила в каждом пролете, нагруженная только опорными моментами, будет:

$$Q_A = \frac{M_A - M_B}{l}$$

Если же в пролете есть еще сосредоточенный груз, то выражение для поперечной силы принимает вид:

$$Q_A = \frac{P \cdot z_1}{l} + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Рассчитав таким образом поперечные силы, легко находим величины реакций и напряжения в катках при длине катка 20 см и диаметре 25 см.

ТАБЛИЦА 69.

Опорные реакции балки и напряжения в катках.

Обозначение катка	Реакция в т	Напряжения в катках кг/см <sup>2</sup>	Примечание
A . . . .	11,42	22,8	Наибольшее напряжение катка 50,0 кг/см <sup>2</sup> $\Delta$ 50 кг/см <sup>2</sup> Перенапряжение состав- ляет 1,20/0
B . . . .	11,18	22,4	
C . . . .	11,88	23,7	
D . . . .	5,36	9,3	
E . . . .	25,32	50,6	
F . . . .	1,64	3,3	
G . . . .	19,70	39,5	
H . . . .	4,19	11,9	
K . . . .	14,36	28,8	

Из произведенного расчета ясно видно, что катки при опущенном щите, т. е. при нормальном его положении, вовсе не нагружены равномерно. При обычных допущениях, положенных в основу расчета катков<sup>1</sup>, могут получиться сильные перенапряжения материала катков, что ведет, по меньшей мере, к быстрому изнашиванию их, удорожающему эксплуатацию сооружения.

Определение положения фокусов может быть произведено графически (см. Акимов-Перетц. Неразрезные балки, стр. 136). Произведенное построение в масштабе 1:10 н. в. дало результаты, по точности совпадающие с аналитическим расчетом.

#### 4. МЕХАНИЗМ ДЛЯ ПОДЪЕМА ЩИТОВ.

✓ Подъем щитов Стонея производится при помощи двух электромоторов по 7<sup>1</sup>/<sub>2</sub> HP и 720 оборотов каждый, расположенных на башнях двух быков водоспуска.

Каждый из моторов может быть соединен при помощи соединительной муфты с одним из двух валов, при вращении которых подымается соответствующий щит и опускается противовес (см. Атлас, лист 14).

Такая схема дает возможность в случае порчи одного из моторов поднимать механически два щита из трех.

Передача вращения от мотора к валу производится при помощи червячной передачи (1:45) и двух пар зубчатых колес (1:3 и 1:4).

✓ Подъем щита Стонея и одновременно опускание противовеса производится цепями Галля, приводимыми в движение неподвижным блоком (звездочкой) диам. 320 мм, насаженным на главный вал. Диаметр подвижных

<sup>1</sup> См. напр. С. В. Тарановский. Щиты Стонея, стр. 52.

блоков щита и противовеса 460 мм. Точки подвеса щитов и противовеса находятся на расстоянии 2,45 м от оси башни.

Концы цепей Галля прикреплены неподвижно к железобетонному мосту управления. Предварительный эскиз блоков см. черт. 62.

### Расчет усилия при подъеме щита.

Собственный вес щита (см. таблицу 67) . . . . .	26,00 т
Половина веса двух катковых рам . . . . .	0,60 "
Сопротивление катков . . . . .	2,20 "
Сила трения в уплотнениях щита . . . . .	2,20 "
Запас на примерзание, засорение и прочее . . . . .	5,00 "
<b>Итого расчетное подъемное усилие . . . . .</b>	<b>36,00 т</b>

На подвижный блок щита передается в начале подъема щита половина этой нагрузки, т. е. 18 т, а на каждую ветвь цепи Галля четверть нагрузки, т. е. 9 т.

Вес противовеса принимаем равным  $\frac{3}{4}$  веса щита, т. е.  $0,75 \times 26 = 19\frac{1}{2}$  т в расчет вводим 19 т.

Давление на подвижный блок противовеса 9,5 т, а на каждую ветвь цепи Галля 4,75 т.

Полное давление, передаваемое на один неподвижный блок (звездочку), равно  $9 + 4,75 = 13,75$  т, округляя 14 т.

Цепь Галля должна быть рассчитана на нагрузку 9 т. По сортаменту цепей (справочник Hütte) берем ближайший больший калибр цепи на 10 т.

Размеры элементов цепи Галля приведены в таблице 70.

ТАБЛИЦА 70.

Нагрузка P в кг	Длина звена в мм	Длина средней части болта	Диаметр средней части болта	Диаметр цапфы	Число планок	Толщина планок	Ширина планок	Вес 1 м в кг
10000	80	60	36	30	8	4,5	65	34

**Зубчатые колеса блоков.** Число зубцов неподвижного блока (звездочки) принимаем  $z=12$ . Отношение  $D:t=3,864$ ;  $t=80$ .

Диаметр звездочки  $D=3,864 \times 80 \cong 310$  мм.

Число зубцов подвижного блока принимаем  $Z=18$ .

Отношение  $D:t=5,76$ ;  $t=80$ .

Диаметр подвижного блока  $D=5,76 \times 80 \cong 460$  мм.

Расстояние между точками закрепления концов цепей Галля равно  $460 \times 2 + 310 = 1230$  мм.

## Расчет мощности мотора.

Определение избыточного сопротивления движению, на которое должен быть рассчитан мотор, определяется как половина усилия, необходимого для подъема шита ( $36 : 2 = 18 \text{ т}$ ) за вычетом половины веса противовеса ( $19 : 2 = 9,5 \text{ т}$ ).

$$18 - 9,5 = 8,5 \text{ т.}$$

Так как концы цепей Галля прикреплены неподвижно к мостику, то крутящий момент, который передается на звездочки со стороны шита вначале его подъема, равен

$$M = \frac{Q \cdot r}{2 \cdot \eta}$$

где  $\frac{Q}{2}$  — нагрузка, приходящаяся на звездочку  $\frac{18\,000}{2} \text{ кг}$ ,

$r = 15,5 \text{ см}$  — радиус звездочки

$\eta_1 = 0,97$  коэффициент полезного действия подвижного блока.

$$M_1 = \frac{18\,000 \times 15,5}{2 \times 0,97} \cong 143\,800 \text{ кг см.}$$

Крутящий момент на звездочке от противовеса

$$M_2 = \frac{Q \cdot \eta_2 \cdot r}{2}$$

$\frac{Q}{2} = \frac{9\,500}{2} = 4\,750 \text{ кг}$  — вес противовеса, передаваемый на звездочки.

$r = 15,5 \text{ см}$ .

$\eta_2 = 0,97$  — коэффициент полезного действия блока.

$$M_2 = 4\,750 \times 0,97 \times 15,5 = 71\,400 \text{ кг см.}$$

Расчетный крутящий момент  $M$  равен разности моментов

$$M = M_1 - M_2 = 143\,800 - 71\,400 = 72\,400 \text{ кг см.}$$

Опасное место вала — первая от мотора звездочка, где вал передает полный крутящий момент на обе звездочки.

Крутящий момент в этом месте

$$M_{ск} = 2M = 72\,400 \times 2 = 144\,800 \text{ кг см.}$$

## Расчет диаметра главного вала.

Нагрузка на звездочку  $p = 9,00 + 4,70 = 13,70$ , округленно  $14 \text{ т}$ , распределяется на подшипники по  $7 \text{ т}$ .

Расстояние между осями подшипников принимаем  $390 \text{ мм}$  и определяем диаметр вала на сложное сопротивление по формуле.

Изгибающий момент:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{14\,000 \times 39}{4} = 136\,500 \text{ кг см.}$$

Крутящий момент звездочки:

$$M_{ск} = 144\,800 \text{ кгсм.}$$

Идеальный изгибающий момент

$$M_{ид} = 0,35 M_{из} + 0,65 \sqrt{M_{из}^2 + (a M_{ск})^2}$$

где  $a = \frac{K_{из}}{1,3 K_{ск}}$ ;  $K_{из} = 600 \text{ кг/см}^2$  (Берлов, Детали машин, т. IX, стр. 133);

$$K_{ск} = 900 \text{ кг/см}^2; \quad a = \frac{600}{1,3 \times 900} = 0,51;$$

$$M_{ид} = 0,35 \times 136\,500 + 0,65 \sqrt{136\,500^2 + (0,51 \times 144\,800)^2} = \\ = 47\,800 + 0,65 \times 155\,200 = 148\,700 \text{ кгсм.}$$

Диаметр шейки вала

$$d = \sqrt[3]{\frac{32 M_{ид}}{\pi K_{из}}} = \sqrt[3]{\frac{32 \times 148\,700}{3,14 \times 600}} = \sqrt[3]{2\,526} = 13,6 \text{ см.}$$

принимаем  $d = 140 \text{ мм.}$

Подшипники главного вала.

Длина подшипника главного вала должна быть для тихоходных валов не менее  $1,5 d$ , т. е.  $1,5 \times 140 = 210 \text{ мм}$ ; принимаем длину подшипника  $l = 220 \text{ мм.}$

Длину ступицы звездочки принимаем  $160 \text{ мм}$ . Ось звездочки находится на расстоянии  $2,45 \text{ м}$  от оси быка.

Расстояние между осями звездочек =  $8,10 \text{ м}$ .

Проверка вала на скручивание. Угол закручивания  $\varphi = 10 \frac{360^\circ}{2\pi}$ ,

где

$$\theta = \frac{M}{\frac{\pi}{32} d^4 G};$$

$M = 72\,400$  — крутящий момент вала между звездочками;

$d = 14 \text{ см}$  — диаметр вала;

$G = 850\,000 \text{ кг/см}^2$  — модуль скольжения для стали;

$$\theta = \frac{72\,400 \times 32}{3,14 \times 14^4 \times 850\,000} = \frac{0,225}{10\,000} \text{ радианы,}$$

т. е. угол закручивания на длине вала в один метр

$$\varphi = 100 \times \frac{0,225}{10\,000} \times \frac{360}{2 \times 3,14} = 0,13^\circ < 0,25^\circ,$$

**Скорость подъема щита.** Скорость подъема примем равной  $v = 0,6$  м/сек. т. е. подъем щита на высоту 6 м будет происходить в течение

$$t = \frac{6,0}{0,6} = 10,0 \text{ минут.}$$

**Число оборотов вала.** Как видно из схемы, при скорости подъема щита 0,6 м скорость движения цепи

$$v_0 = 2v = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ м/мин.}$$

Т. к. звездочка имеет диаметр 310 мм, то число оборотов главного вала

$$n = \frac{v}{\pi D} = \frac{1,20}{3,14 \times 0,31} = 1,23 \text{ оборота в минуту.}$$

**Мощность мотора.** Передача состоит из двойной зубчатой и червячной передачи с одноходовым червяком. Угол уклона червяка взят  $5^\circ$ , т. е. меньше  $7^\circ$ , что делает его самотормозящим.

Коэффициент полезного действия для зубчатой передачи  $\eta_s = 0,93$ , то же для червячной передачи (самотормозящей)  $\eta_r = 0,40$ .

Таким образом, потребная мощность мотора

$$N_e = \frac{M_{ск} \cdot n}{71620 \cdot \eta_s \cdot \eta_s \cdot \eta_r},$$

где  $M_{ск} = 144\,800$  кгсм момент на передаточном валу;

$n = 1,23$  — число оборотов главного вала;

$$N_e = \frac{144\,800 \cdot 1,23}{71620 \cdot 0,93 \cdot 0,93 \cdot 0,40} \approx 7,20 \text{ НР;}$$

округляя, берем  $7\frac{1}{2}$  НР.

По каталогу AEG берем мотор трехфазного тока 750/7,5 с расчетным числом оборотов 720.

### Расчет передаточных механизмов.

Общее передаточное число  $K = \frac{1,23}{720} = 1:585$  принимаем 1:576 и рас-

пределяем между червячной передачей  $\left(\frac{1}{48}\right)$  и зубчатой  $\left(\frac{1}{12}\right)$ .

**Червячная передача.** Число оборотов мотора и червяка  $n = 720$ ; число оборотов червячного колеса  $n_1 = 720:48 = 15$  оборотов в минуту.

Берем одноходовый винт с углом подъема  $\alpha = 5^\circ$ .

Угол трения примем  $\rho = 5,0$ , след. коэффициент трения

$$\varphi = \operatorname{tg} \rho = \operatorname{tg} 5^\circ = 0,0875.$$

Коэффициент полезного действия винтовой передачи

$$\eta_r = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3$$



$$\text{где } \eta_{11} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \rho)} = \frac{\operatorname{tg} 5^\circ}{\operatorname{tg}(5^\circ + 5^\circ)} = \frac{0,0875}{0,176} = 0,495;$$

$$\eta_{12} = (1 - 0,2f) = (1 - 0,2 \times 0,0875) = 0,983;$$

$$\eta_{13} = 0,94.$$

Таким образом  $\eta_r = 0,495 \times 0,983 \times 0,94 = 0,458 > 0,40$ , т. е. мощность мотора взята с некоторым запасом. Число зубьев червячного колеса:

$$Z_k = n_0 \cdot K_r = 1 \times 48 = 48,$$

где  $n_0 = 1$ , число ходов червяка.

Модуль зацепления червячного колеса:

$$m = 182 \sqrt[3]{\frac{N_2}{n_r \cdot z_k \cdot \psi k_n}}$$

где  $N_2 = N_e \cdot \eta_2 = 7,5 \times 0,458 = 3,44$  HP — мощность, передаваемая червячному колесу.

$n_3 = 15$  — число оборотов червячного колеса;

$\psi = \frac{b}{m} = 8$  — отношение ширины колеса к модулю, соответствующее

$\frac{b}{t} = 2,5$  ( $b$  — ширина зубьев;  $t$  — шаг);

$k_n = 4,5$  кг/мм<sup>2</sup> — допускаемое напряжение на изгиб для бронзы.

Таким образом,

$$m = 182 \sqrt[3]{\frac{3,44}{15 \times 48 \times 8 \times 4,5}} = 182 \sqrt[3]{0,000133} = 9,28;$$

принимаем  $m = 10$  мм.

Следовательно, диаметр червячного колеса

$$D = 48 \times 10 = 480 \text{ мм.}$$

Диаметр червяка

$$d = \frac{m n_0}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{10 \times 1}{0,0875} = 114 \text{ мм.}$$

Диаметр вала винта

$$d_1 = d - 0,8t = 114 - 0,8 \times 31,4 = 89 \text{ мм.}$$

Момент кручения червяка

$$M_r = 71620 \cdot \frac{N}{n} = 71620 \times \frac{7,5}{720} = 745 \text{ кгсм.}$$

Угол наклона профиля винта  $\delta$  примем равным  $20^\circ$ .

Определяем три составляющие силы нормальной к профилю зубьев червячного колеса (Берлов, Детали машин, IX, стр. 104).

$$P_2 = \frac{71620N}{n \frac{d}{2}} = \frac{71620 \times 75}{720 \times 57} = 131 \text{ кг;}$$

$$P_3 = \frac{P_2}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{131}{0,0875} = 1497 \text{ кг};$$

$$P_1 = \frac{P_2 \operatorname{tg} \delta}{\sin \alpha} = \frac{131 \times 0,364}{0,0872} = 547 \text{ кг}.$$

Ширина зуба червячного колеса

$$l = 8m = 8 \times 10 = 80 \text{ мм}.$$

Подшипники червяка. Сила, действующая на каждый подшипник

$$P = \sqrt{\frac{P_1^2 + P_2^2}{2}} = \sqrt{\frac{547^2 + 131^2}{2}} = 282 \text{ кг}.$$

Размеры подшипника примем: диаметр цапфы  $d_0 = 150$  мм; длина цапфы  $l = 100$  мм;

$$\text{Удельное давление в подшипнике } K = \frac{P}{ld_0} = \frac{282}{10 \times 5} = 5,6 < 25 \text{ кг/см}^2.$$

Подшипники червячного колеса. Рассчитываем на давление

$$P = \sqrt{P_1^2 + P_2^2} = \sqrt{547^2 + 1497^2} = 1594 \text{ кг}.$$

Размеры подшипника: диаметр цапфы  $d = 60$ ; длина  $l = 120$

$$\text{Удельное давление } K = \frac{P}{2 \cdot l \cdot d} = \frac{1594}{2 \cdot 6 \cdot 12} = 11,1 < 30 \text{ кг/см}^2.$$

Вал червячного колеса. Рассчитываем на скручивание по формуле

$$d = \sqrt[3]{\frac{5M}{K_{ск}}}$$

где  $K_{ск} = 300 \text{ кг/см}^2$  — допускаемое напряжение кручения.

$M_{чк}$  — момент кручения червячного колеса, равный

$$M_{чк} = \frac{M \cdot \eta_r}{K_2} = 745 \cdot 48 \cdot 0,458 = 16380 \text{ кг см};$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{5 \cdot 16380}{300}} = 6,50 \text{ см};$$

принимаем  $d = 70$  мм.

Диаметр ступицы колеса

$$D_s = 1,8d' + 2 \text{ см} = 1,8 \times 7,8 + 2 = 16 \text{ см},$$

где  $d' = 7,8 \text{ см}$  — диаметр вала в месте, где сидит колесо.

**Зубчатая передача.** Передаточное число зубчатой передачи  $1/12$  распределяем между двумя парами зубчатых колес.

Для уменьшения диаметра зубчатых колес проектируем их стальными коваными, причем отношение ширины зуба к шагу, допускаемое напряжение и число зубьев на малой зубчатке соответственно равны:

для первой пары зубчатых колес

$$\frac{b}{t} = 3,5; \quad k = 600 \text{ кг/см}^2; \quad z = 18;$$

для второй пары зубчатых колес:

$$\frac{b}{t} = 2,5; \quad k = 800 \text{ кг/см}^2, \quad z = 15.$$

Берлов, Детали машин, т. IX, стр. 99).

**Первая пара зубчатых колес.** (Передаточное число 1:3).

**Крутящий момент шестеренки первой пары:**

$$M_1 = M_{чк} = 16\,380 \text{ кгсм.}$$

Шаг зацепления находим по формуле

$$t = 4,73 \sqrt[3]{\frac{M}{z\psi k}},$$

где  $z = 18$  — число зубьев шестеренки;

$\psi = \frac{b}{t} = 3,5$  — отношение ширины зуба к шагу;

$k = 600 \text{ кг/см}^2$  — допускаемое напряжение для стального литья.

$$\text{Таким образом } t = 4,73 \sqrt[3]{\frac{16\,380}{18 \times 3,5 \times 600}} = 3,58 = 36 \text{ мм} = 11,4\pi \text{ мм.}$$

Примем  $t = 12\pi \text{ мм} = 37,68 \text{ мм.}$

**Диаметр шестерни первой пары**

$$D_1 = 12 \times 18 = 216 \text{ мм.}$$

**Число зубьев колеса первой пары**

$$Z_1 = 3 \times 18 = 54.$$

**Диаметр колеса первой пары**

$$D'_1 = 54 \times 12 = 648 \text{ мм.}$$

**Ширина зубца колес первой пары**

$$b_1 = 3,5t = 3,5 \times 37,68 = 132 \text{ мм.}$$

**Вторая пара зубчатых колес.** (Передаточное число 1:4).

**Крутящий момент шестеренки второй пары:**

$$M_2 = M_1 \times 3 \times \eta_s = 16\,380 \times 3 \times 0,93 = 45\,700 \text{ кгсм.}$$

Находим шаг зацепления:

$$t = 4,73 \sqrt[3]{\frac{45\,700}{15 \times 2,5 \times 800}} = 4,73 \sqrt[3]{1,52} = 5,45 \text{ см} \cong 55 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t = 17\pi = 53,4 \text{ мм.}$

**Диаметр шестерни второй пары**

$$D_2 = 15 \times 17 = 255 \text{ мм.}$$

**Число зубьев колеса второй пары**

$$z'_2 = 4 \times 15 = 60.$$

Диаметр колеса второй пары (на главном рабочем валу)<sup>1</sup>

$$D'_2 = 60 \times 17 = 1020 \text{ мм.}$$

Ширина зубца колес второй пары

$$b_2 = 2,5 t = 2,5 \times 53,4 = 132 \text{ мм.}$$

Вал второй шестеренки (промежуточный между валом червячного колеса и главным рабочим валом) рассчитываем на кручение.

$$d = \sqrt[3]{\frac{5 \times 45700}{300}} = \sqrt[3]{762} = 9,1 \text{ см.}$$

Принимаем диаметр вала  $d = 10 \text{ см.}$

Диаметр цапф подшипников принимаем равным  $d' = 90 \text{ мм.}$

Длину подшипника  $l = 180 \text{ мм.}$

Нагрузка на подшипник

$$P = \frac{2M}{D_2} = \frac{2 + 145\,000}{76,5} = 3\,790 \text{ кг,}$$

где  $M = 144\,800$  — момент на главном валу;

$D_2$  — диаметр шестеренки главного вала.

Удельное давление на подшипник вала второй шестеренки:

$$\frac{P}{ld} = \frac{3\,790}{18,0 \times 9,0} = 23,4 < 30 \text{ кг/см}^2.$$

Подшипники главного вала:

длина подшипника  $210 \text{ мм.}$

нагрузка на подшипник  $\frac{14\,000}{2} = 7\,000 \text{ кг.}$

удельное давление  $\frac{7\,000}{21 \times 14} = 24 \text{ кг/см}^2 < 30 \text{ кг/см}^2.$

---

<sup>1</sup> В Атласе, лист 14, ошибочно показано  $\alpha'_2 = 45$  и  $D'_2 = 165$  вместо 60 и 1020.

### III. ЖЕЛЕЗО-БЕТОННЫЕ МОСТЫ.

#### 1. МОСТ УПРАВЛЕНИЯ.

Расстояние между осями быков равно

$$10,00 + 3,00 = 13,00 \text{ м.}$$

Башня для мостика управления имеет длину по фасаду водопропускного отверстия — 2,70 м, т. е. башня на

$$3,00 - 2,70 = 0,3 \text{ м}$$

уже быка.

В быке и башне устроены пазы (535×1025 мм) для пропуска опорной части щитов Стонея.

Таким образом пролет в свету мостика управления равен:

$$13,00 - 2,70 = 10,30 \text{ м.}$$

Определив расчетный пролет по формуле

$$l = V + 0,05 V = 10,3 + 0,05 \cdot 10,3 = 10,82 \text{ м,}$$

берем его кругло равным 11,0 м.

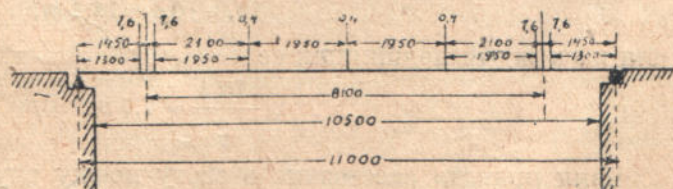
Звездочки подъемного механизма расположены по фасаду водопропускного отверстия на расстоянии 8,10 м. Каждая звездочка имеет с двух

сторон подшипники; опорная плита подшипников имеет размеры 90×270 мм. Считая необходимую ширину щели для пропуска цепей Галля (по фасаду моста) 10 см и ширину

балок 2-го порядка, поддерживающих подшипники (звездочек и промежуточные), равной 24 см, получаем расстояние между осями балок 2-го порядка:

$$0,10 + 0,24 = 0,34 \text{ м}$$

и между осями подшипников 0,3 м.



Черт. 61.

Для поддержания вала, приводящего в движение звездочки, необходимо установить еще три промежуточных подшипника; таким образом, расстояние между осями балок 2-го порядка равно

$$\frac{8,1 - 0,3}{4} = 1,95 \text{ м.}$$

Расстояние же между осями крайних балок 2-го порядка и расчетными точками опор равно

$$1,45 - 0,15 = 1,30 \text{ м.}$$

Как видно из прилагаемого предварительного эскиза (черт. 62) поперечного разреза проектируемого мостика управления, ширина мостика принята равной 3,2 м и ось вала расположена симметрично относительно ширины. При диаметре начальной окружности звездочки 316 мм и диаметрах

начальных окружностей зубчаток щита и противовеса, равных 447 мм, получаем расстояние между точками подвеса

$$316 + 447 + 447 = 1\,210 \text{ мм}$$

причем в точке противовеса сила равна 5,5 т и в точке подвеса щита — 9,5 т.

Давление на звездочку равно

$$5,5 + 9,5 = 15,0 \text{ т.}$$

На подшипники передается еще и вес вала, равный 1,4 т, что дает

на каждый подшипник (считая подшипники звездочек за один)

$$\frac{1,4}{4} = 0,35 \text{ т, принимаем } 0,4 \text{ т.}$$

Полное давление на звездочку равно

$$15,0 + 0,4 = 15,4 \text{ т,}$$

или на каждый подшипник ее

$$\frac{15,4}{2} = 7,7 \text{ т.}$$

Нами принято расстояние в свету между внутренними вертикальными плоскостями главных балок 2,1 м; расстояние в свету между внутренними вертикальными плоскостями балок 2-го порядка равно

$$1,95 - 0,2 = 1,75 \text{ м.}$$

Таким образом, плита мостика должна быть рассматриваема, как плита опертая по периметру; балки 2-го порядка мы рассматриваем, как балки с частичным защемлением концов; главные же балки являются свободно лежащими.

Так как перед порогом водоспуска предполаген шандорный затвор, на случай ремонта щита без опорожнения водохранилища, то в части моста, обращенной к верхнему бьефу, мы проектируем узкоколейку с шириной колеи 600 мм, на расстоянии ее оси от края моста, обращенного к верхнему бьефу, равном 550 мм.

Узкоколейка эта предназначена для пропуска по ней подъемного передвижного крана расчетной грузоподъемности  $\approx 4,0$  т, для обслуживания шандорного затвора. Давление этого крана считаем полностью передающимся на балку, обращенную к верхнему бьефу (см. Атлас, лист 15).

### Расчетные нагрузки.

За расчетные нагрузки принимаем давления звездочек подъемного механизма и подвесов цепей Галля от щита и противовеса. По фасаду мостика расстояние между подвесами равно 8,1 м. Звездочки расположены на таком же расстоянии, но давление их передается подшипниками на расстояниях

$$8,1 + 0,3 = 8,4 \text{ м,}$$

$$8,1 - 0,3 = 7,8 \text{ м.}$$

Однако, в виду сравнительно ничтожной разницы в результирующем моменте, принимаем, что парные подшипники звездочек передают давление (по равнодействующей их) также на расстоянии по фасаду моста, равном 8,1 м.

От звездочек давление на балки (по симметрии) равно

$$\frac{15,4}{2} = 7,7 \text{ т.}$$

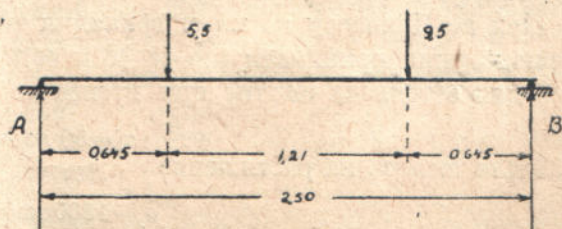
На том же основании от промежуточных подшипников имеем на каждую балку

$$\frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ т.}$$

На балку, обращенную к верхнему бьефу, передается еще давление катучого крана (подвижная нагрузка), равное 4,0 т.

Для определения передающегося на верхнюю и низовую балки части давления от подвесов щита и противовеса, принимаем, что ширина главных балок равна 40 см; тогда расстояние между осями их равно

$$2,1 + 0,4 = 2,5 \text{ м.}$$



Черт. 63.

Обозначаем верхнюю балку „балка А“ и низовую — „балка В“, каковое обозначение принимаем и в дальнейшем.

Составляя уравнение моментов относительно опоры *B*, находим реакцию опоры *A* (черт. 63):

$$2,5 A = 5,5 (1,21 + 0,645) + 9,5 \cdot 0,645;$$

$$A = 6,55 \text{ т};$$

$$B = 5,5 + 9,5 - 6,55 = 8,45 \text{ т}.$$

В виду того, что движение вала весьма медленное (1,23 оборота в мин.), принимаем динамический коэффициент (согласно § 6 „Временных технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных сооружений“ Совета Труда и Оборона СССР, именуемых в дальнейшем для краткости „Врем. условиями“) равным 1,2. При этом коэффициенте получаем окончательные значения нагрузок, приведенные в таблице 71.

ТАБЛИЦА 71

№№	Наименование нагрузок	Б а л к и	
		верховая	низовая
1	Звездочки . . . . .	$7,7 \times 1,2 = 9,24 \text{ т}$	$7,7 \times 1,2 = 9,24 \text{ т}$
2	Промежуточные подшипники .	$0,2 \times 1,2 = 0,24 \text{ т}$	$0,2 \times 1,2 = 0,24 \text{ т}$
3	Подвесы . . . . .	$6,55 \times 1,2 = 7,86 \text{ т}$	$8,45 \times 1,2 = 10,14 \text{ т}$
4	Катучий кран (для которого динамич. коэфф. принят равным 1,3) . . . . .	$4,0 \times 1,3 = 5,2 \text{ т}$	

Постоянную нагрузку (собственный вес железобетонной конструкции) определяем постепенно, по мере расчета.

За расчетную величину временной равномерно распределенной нагрузки, учитывая могущие быть на мосту шандоры, а также отдельные части для ремонта и материал, принимаем нагрузку  $800 \text{ кг/м}^2$ , которую вводим в расчет без всякого коэффициента.

#### Допускаемые напряжения.

Принимая для железобетонных элементов мостика бетон состава 1:2:4, т. е. марку № 2 „Врем. условий“ и считая, что наше сооружение относится ко II классу по классификации тех же „Условий“, за допускаемые напряжения принимаем (по §§ 45 и 46):

для бетона на сжатие при изгибе

$$\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2,$$

для железа на растяжение

$$\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2.$$

#### Расчет средней плиты.

Так как отдельные участки плиты не одинаковы (четыре средних участка имеют размеры в плане  $1,75 \times 2,1 \text{ м}$  и два крайних примерно



... $\times 2,1$  м), то для расчета различаем плиту средней части и плиту опорной части. Первая плита (средней части) является плитой, опертой по ширине, а вторая (опорной части) — балочной.

Задаемся толщиной плиты 10 см.

Собственный вес 1 м<sup>2</sup> такой плиты

$$0,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,4 = 0,24 \text{ т.}$$

Полная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> нашей плиты

$$q = 0,8 + 0,24 = 1,04 \text{ т.}$$

В нашем случае расчетными значениями пролетов, согласно § 22 „Врем. условий“, будут:

$$b = 2,1 + 0,1 = 2,2 \text{ м;}$$

$$a = 1,75 + 0,1 = 1,85 \text{ м;}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{2,2}{1,85} = 1,2.$$

Для определения моментов по двум направлениям нашей плиты, пользуемся таблицами проф. Галеркина (приложение 6 „Врем. условий“); в этих таблицах моменты определяются умножением величины  $p \cdot a^2$  на различные коэффициенты; поэтому подсчитаем прежде всего эту величину

$$p a^2 = 1,04 \cdot (1,85)^2 = 3,56 \text{ т м.}$$

По таблицам находим моменты по пролету  $a$ :

$$\text{в середине пролета } M_a = +0,029 \cdot 3,56 = +0,103 \text{ т м;}$$

$$\text{на опоре } M'_a = -0,061 \cdot 3,56 = -0,217 \text{ т м.}$$

моменты по пролету  $b$ :

$$\text{в середине пролета } M_b = +0,022 \cdot 3,56 = +0,078 \text{ т м.}$$

$$\text{на опоре } M'_b = -0,051 \cdot 3,56 = -0,182 \text{ т м.}$$

Вышеприведенные значения моментов относятся к случаю полной заделки плиты на опорах; у нас же скорей будет частичное защемление концов; поэтому вышеприведенные значения моментов умножаем на коэффициенты перехода к частичному защемлению, которые находим на основании значений расчетных моментов для частичного защемления и полной заделки по § 26 „Врем. условий“.

Для середины пролета:

$$\alpha = \frac{0,1000}{0,0625} = 1,6.$$

Для опоры:

$$\beta = \frac{0,050}{0,083} = 0,6; \text{ принимаем для запаса } 0,8.$$

Таким образом находим окончательные значения расчетных моментов нашей плиты.

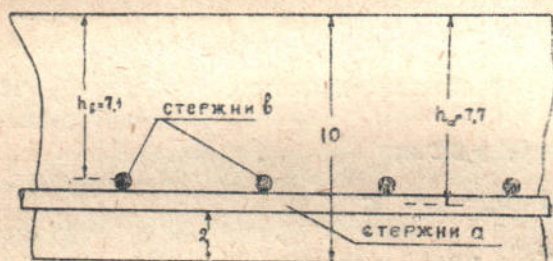
$$M_a = 1,6 \cdot 0,103 = 0,165 \text{ т м.}$$

$$M'_a = 0,8 \cdot 0,217 = -0,174 \text{ т м.}$$

$$M_b = 1,6 \cdot 0,078 = 0,125 \text{ т м.}$$

$$M'_b = 0,8 \cdot 0,182 = -0,145 \text{ т м.}$$

Для нашей плиты выбираем стержни диаметром 6 мм.



Черт. 64.

В этом случае полезная толщина для пролета  $a$ :

$$h_a = 10,0 - 2,0 - \frac{0,6}{2} = 7,7 \text{ см.}$$

для пролета  $b$ :

$$h_b = 10,0 - 2,0 - 0,6 - \frac{0,6}{2} = 7,1 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа по пролету  $a$ :

в середине пролета:

$$f_a = \frac{16\,500}{7,7 \cdot 0,9 \cdot 1200} = 1,99 \text{ см}^2;$$

на опоре

$$f'_a = \frac{17\,400}{7,7 \cdot 0,9 \cdot 1200} = 2,09 \text{ см}^2.$$

Необходимое сечение железа по пролету  $b$ :

в середине пролета:

$$f_b = \frac{12\,500}{7,1 \cdot 0,9 \cdot 1200} = 1,63 \text{ см}^2;$$

на опоре:

$$f'_b = \frac{14\,500}{7,1 \cdot 0,9 \cdot 1200} = 1,89 \text{ см}^2$$

На основании этого делаем следующее распределение железа: по пролету  $a$ :

в середине пролета:  $8 \text{ } \varnothing 6$ ;  $f_a = 2,26 \text{ см}^2$ ;

на опоре:  $8 \text{ } \varnothing 6$ ;  $f'_a = 2,26 \text{ см}^2$ ;

по пролету  $b$ :

в середине пролета:  $8 \text{ } \varnothing 6$ ;  $f_b = 2,26 \text{ см}^2$ ;

на опоре:  $8 \text{ } \varnothing 6$ ;  $f'_b = 2,26 \text{ см}^2$ .

По пролету  $a$  пропускаем в верхнем поясе 4 стержня того же диаметра; тогда из нижнего пояса нужно отогнуть только 4 стержня.

По пролету  $b$  пропускаем в верхнем поясе также 4 стержня того же диаметра; тогда из нижнего пояса нужно отогнуть только 4 стержня.

Проверку напряжения сделаем только на опоре пролета в направлении  $\alpha$ .

$$x = \frac{15 \cdot 2,26}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 7,7}{15 \cdot 2,26}} - 1 \right) = 1,98 \text{ см};$$

$$z = 7,7 - \frac{1,98}{3} = 7,04 \text{ см};$$

$$\tau_s = \frac{2 \cdot 17 \cdot 400}{100 \cdot 1,98 \cdot 7,04} = 25 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_c = \frac{17400}{2,26 \cdot 7,04} = 1093 \text{ кг/см}^2.$$

Хотя материал далеко не использован, все же не считаем возможным уменьшать толщину плиты, считаясь с условиями ее работы (возможность внезапно приложенных сосредоточенных грузов, частичная перегрузка и проч.).

### Расчет крайней плиты.

При расчете крайней плиты необходимо принять во внимание, что пазы в быке имеют размеры

$$535 \times 1025 \text{ мм},$$

иными словами, что в башне глубина паза (при условии, что ширина башни на  $3,0 - 2,7 = 0,3 \text{ м}$  меньше ширины быка), не  $535 \text{ мм}$ , а всего лишь

$$535 - 150 = 385 \text{ мм}.$$

При расчетном пролете главной балки, принятом нами равным  $11,0 \text{ м}$ , получаем длину опорной части балки

$$2 \frac{11,0 - 10,3}{7} = 0,7 \text{ м}.$$

Таким образом свободная ширина между торцами главных балок и крайней плоскостью паза в башне равна

$$700 - 385 = 315 \text{ мм}.$$

Принимая опорную балку шириною  $0,3 \text{ м}$ , имеем расстояние между ее внутренней вертикальной плоскостью и вертикальной плоскостью поперечной балки, поддерживающей подшипник около звездочки

$$\left( \frac{0,7}{2} - 0,3 \right) + \left( 1,3 - \frac{0,2}{2} \right) = 1,25 \text{ м}.$$

Эта величина и будет пролетом в свету крайней плиты.

Крайнюю плиту рассчитываем, как однопролетную, а не как опертую по периметру, ибо отношение сторон

$$\frac{2,1}{1,25} = 1,68$$

превышает величину 1,5, и расчет плиты, как опертой по периметру, не будет целесообразен в смысле экономии.

Расчетный пролет, при конструктивной толщине плиты, равной 10 см, считаем равным

$$1,25 + 0,10 = 1,35 \text{ м.}$$

Наша плита опирается (считая по фасаду мостика) с одной стороны на опорную балку, а с другой стороны на поперечную балку, поддерживающую подшипник у звездочки.

Принимаем нашу плиту, как плиту, имеющую частичную заделку концов; тогда расчетные значения изгибающих моментов для нее будут, согласно § 26/2 „Временных условий“:

Момент по середине пролета

$$M_{cp} = + \frac{ql^2}{10} = + \frac{1,04 (1,35)^2}{10} = + 0,19 \text{ т м};$$

момент на опоре, равный

$$M_{on} = - \frac{ql^2}{20} = - \frac{1,04 (1,35)^2}{20} = - 0,095 \text{ т м};$$

принимаем с запасом (см. стр. 183)

$$M_{on} = - 0,095 \cdot 1,25 = - 0,12 \text{ т м}$$

при  $a = 2,0 + \frac{0,6}{2} = 2,3 \text{ см}$ , получаем теоретически необходимую площадь сечения арматуры в пролете:

$$f = \frac{19\,000}{0,9 \cdot 1200 (10 - 2,3)} = 2,28 \text{ см}^2$$

и на опоре

$$f = \frac{12\,000}{0,9 \cdot 1200 (10 - 2,3)} = 1,44 \text{ см}^2.$$

В середине пролета принимаем  $8 \varnothing 6$ ;  $f = 2,26 \text{ см}^2$ :

на опоре принимаем . . . . .  $6 \varnothing 6$ ;  $f = 1,70 \text{ см}^2$ .

В верхнем поясе пропускаем 2 стержня и отгибаем кверху 4 стержня для получения необходимых 6 опорных стержней.

$$x = \frac{15 \cdot 2,26}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 7,7}{15 \cdot 2,26}} - 1 \right) = 1,98 \text{ см};$$

$$z = 7,7 - \frac{1,98}{3} = 7,04 \text{ см};$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 19000}{100 \cdot 1,98 \cdot 7,04} = 27,4 \text{ кг/см}^2;$$

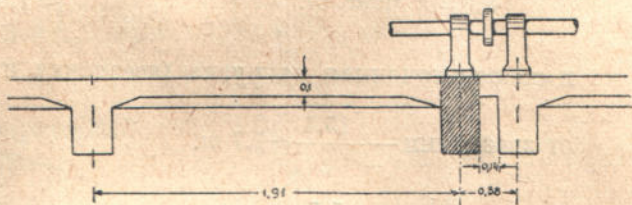
$$\sigma_e = \frac{19600}{2,26 \cdot 7,04} = 1194 \text{ кг/см}^2.$$

На опоре поверку напряжений не делаем, так как они заведомо будут больше допускаемых.

Повторяем здесь то же, что сказано на стр. 183, о недониспользовании материала, а именно, мы не считаем возможным уменьшать толщину плиты по конструктивным соображениям, считаясь со всякими возможностями, могущими быть на рассматриваемом мостике.

### Расчет балки второго порядка.

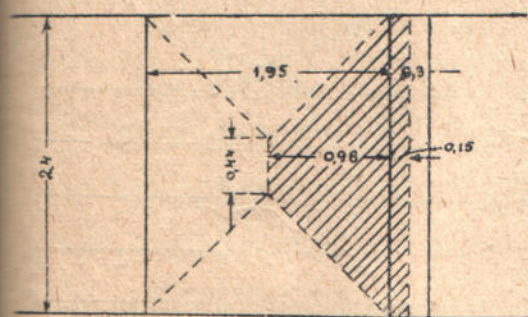
При рассмотрении схемы мостика замечаем, что почти все балки второго порядка находятся в разных условиях работы, причем в самых худших условиях находятся внутренние балки из парных балок, поддерживающих звездочки подъемного механизма; поэтому, для определения размеров сечения бетона и арматуры, остановимся именно на этих балках (черт. 65).



Черт. 65.

Расчетный пролет нашей балки принимаем равным 2,4 м.

Прилагаемая схема части мостика управления показывает более детально, чем в начале настоящей главы (и приблизительно в масштабе) относительное расположение балок второго порядка (на схеме рассчитываемая балка заштрихована). По условиям ее работы мы рассчитывали



Черт. 66.

эту балку, как балку с полной заделкой концов. Для такой балки, согласно § 26/3 „Временных условий“, расчетными моментами будут:

для середины пролета

$$M = \frac{pl^2}{16} \text{ — от сплошной нагрузки}$$

$$M = 0,5 M_0 \text{ — от сосредоточенных грузов;}$$

для опоры:

$$M = \frac{pl^2}{12} \text{ — от сплошной нагрузки;}$$

$$M = -0,7 M_0 \text{ — от сосредоточенных грузов.}$$

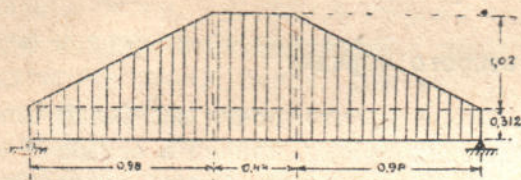
План расположения балок в этой части моста будет такой (черт. 66)

На схеме площадь, с которой передается давление на рассматриваемую балку, вычерченную двумя линиями, заштрихована. Таким образом, мы видим, что наша балка будет нести, кроме равномерно распределенной нагрузки, еще и нагрузку по трапеции.

Нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  нашей плиты (считая и ее собственный вес, который мы берем без веса  $2 \text{ см}$  цементной смазки, как величины весьма малой) равна  $1,04 \text{ т}$  (см. стр. 181).

Поэтому, нагрузка по прямоугольнику будет равна:

$$0,3 \cdot 1,04 = 0,312 \text{ т на } 1 \text{ пог. м балки.}$$



Черт. 67.

Нагрузку по трапеции разбиваем на нагрузку по прямоугольнику и по двум треугольникам на частях пролета; по прямоугольнику нагрузка на  $1 \text{ пог. м}$  будет равна  $1,04 \cdot 0,98 = 1,02 \text{ т}$ .

Кроме того, на балку действует еще и сосредоточенная нагрузка (звездочка и подвесы), которые равны:

$$\text{от звездочки} - \frac{15,4}{2} = 7,7 \text{ т.}$$

$$\text{от противовеса} - \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ т;}$$

$$\text{от щита} - \frac{9,5}{2} = 4,75 \text{ т;}$$

Для определения расчетного изгибающего момента примем высоту балки  $40 \text{ см}$ ; дополнительный вес ребра равен

$$2,4 \cdot 0,24 \cdot 0,25 = 0,144 \text{ т на } 1 \text{ пог. м балки.}$$

Прикладывая эту величину к величине сплошной нагрузки от плиты, получаем:

$$p = 0,312 + 0,144 = 0,456 \text{ т на } 1 \text{ пог. м.}$$

Для определения расчетных величин моментов и перерезывающих сил, расчленим наши нагрузки и окончательные величины находим суммированием.

1. Только сосредоточенные грузы.

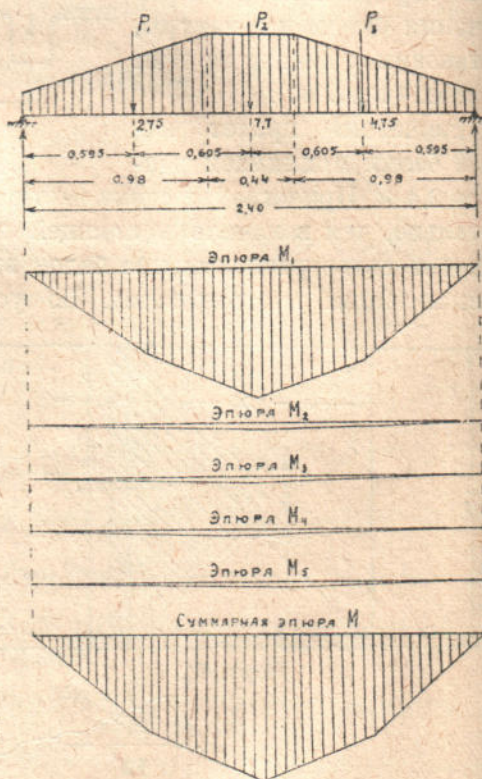
$$A = \frac{2,75 \cdot 1,805 + 7,7 \cdot 1,2 + 4,75 \cdot 0,595}{2,4} = 7,1 \text{ т;}$$

$$B = 2,75 + 7,7 + 4,75 - 7,1 = 8,1 \text{ т;}$$

$$M_1 = 7,1 \cdot 0,595 = 4,22 \text{ т м.}$$

$$M_2 = 7,1 \cdot 1,2 - 2,75 \cdot 0,605 = 6,75 \text{ т м.}$$

$$M_3 = 7,1 \cdot 1,805 - 2,75 \cdot 1,21 - 7,6 \cdot 0,605 = 4,89 \text{ т м.}$$



Черт. 68.

2. Только сплошная нагрузка по всему пролету.

$$A=B=\frac{0,456 \cdot 2,4}{2}=0,547 \text{ т};$$

$$M_{max}=\frac{0,456 \cdot 2,4^2}{8}=0,328 \text{ т м.}$$

3. Только сплошная нагрузка на части пролета.

$$A=B=\frac{0,44 \cdot 1,02}{2}=0,224 \text{ т};$$

$$M_{max}=\frac{qc}{2} \left( \frac{l}{2} - \frac{c}{4} \right) = \frac{1,02 \cdot 0,44}{2} \left( \frac{2,4}{2} - \frac{0,44}{4} \right) = 0,244 \text{ т м}$$

$$M_3=M_1=A \cdot 0,595 = 0,133$$

Моменты в точках сопряжений

$$M_1=M_2=\frac{qca}{2} = \frac{1,02 \cdot 0,44 \cdot 0,98}{2} = 0,22 \text{ т м}$$

4. Нагрузка по треугольнику только слева.

$$P=\frac{qa}{2} = \frac{1,02 \cdot 0,98}{2} = 0,5 \text{ т.}$$

$$B=\frac{2Pa}{3l} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 0,98}{3 \cdot 2,4} = 0,136 \text{ т.}$$

$$A=P-B=0,5-0,136=0,364 \text{ т.}$$

Момент под грузом  $P_1$

$$M_1=P \cdot x \cdot \left( 1 - \frac{2a}{3l} - \frac{Px^2}{3l^2} \right) = 0,5 \times 0,595 \left( 1 - \frac{2 \times 0,98}{3 \times 2,4} - \frac{0,50 \times 0,595^2}{3 \times 2,40^2} \right) = 0,275 \text{ т м.}$$

Момент под грузом  $P_2$  (на расстоянии 0,98 м от опоры А):

$$M_2=\frac{Pa}{3} = \frac{0,50 \times 0,98}{3} = 0,163 \text{ т м}$$

Момент под нагрузкой  $P_3$ :

$$M_3=\frac{2}{3} a \left( 1 - \frac{x}{l} \right) = \frac{2 \times 0,98}{3} \times \left( 1 - \frac{1,805}{2,40} \right) = 0,162 \text{ т м.}$$

5. Нагрузка по треугольнику только справа.

Этот случай дает аналогичные абсолютные значения величин, но отсчет ведется от опоры В.

Полные значения величин опорных реакций:

$$A = 7,1 + 0,547 + 0,224 + 0,364 + 0,136 = 8,37 \text{ т.}$$

$$B = 8,1 + 0,547 + 0,224 + 0,136 + 0,364 = 9,37 \text{ т}$$

моментов под грузом  $P_1$

$$M_1 = 4,22 + 0,325 + 0,133 + 0,275 + 0,162 = 5,115 \text{ тм}$$

моментов под грузом  $P_2$

$$M_2 = M_{\max} = 6,75 + 0,328 + 0,244 + 0,166 + 0,163 = 7,65 \text{ тм}$$

моментов под грузом  $P_2$

$$M_3 = 4,89 + 0,325 + 0,133 + 0,162 + 0,275 = 5,785 \text{ тм}$$

На основании найденного значения наибольшего изгибающего момента для балки, свободно лежащей на двух опорах, находим расчетные величины изгибающих моментов для нашей балки.

$$M_{\text{ср}} = +0,5 \cdot 7,65 = +3,83 \text{ тм}$$

$$M_{\text{оп}} = -0,7 \cdot 7,65 = -5,35 \text{ тм}$$

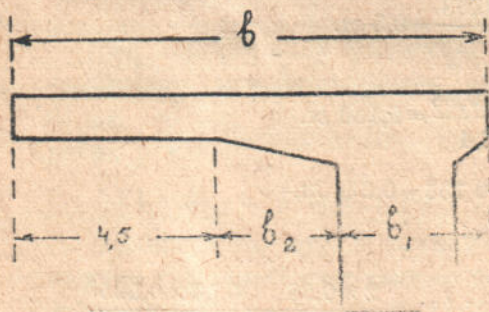
Ширина вводимой в состав таврового сечения части плиты не должна превосходить (черт. 69):

1. С каждой стороны одной шестой пролета, что дает в нашем случае несимметричного сечения

$$b = \frac{2,4}{6} + 0,17 = 0,57 \text{ м}$$

2. По германским нормам (см. Р. Залигер, „Железобетон“):

$$b = b_1 + b_2 + 4,5 d.$$



Черт. 69.

У нас будет:

$$b_1 = 0,24 + \frac{0,1}{2} = 0,29 \text{ м;}$$

$$b_2 = 0,05 \cdot 3 = 0,15 \text{ м;}$$

$$b_3 = 4,5 \cdot 0,1 = 0,45 \text{ м;}$$

$$b = 0,29 + 0,15 + 0,49 = 0,89 \text{ м.}$$

Останавливаемся на меньшей величине и принимаем в расчетах:

$$b = 0,57 \text{ м.}$$

Определяем теперь необходимую полезную высоту балки, имея в виду, что в пролете она будет таврового, а на опоре—прямоугольного сечения.



При допускаемых напряжениях 50 и 1200 имеем

$$a_2 = 0,345; \quad a_3 = 0,277$$

опорная часть:

$$h = a_2 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,345 \sqrt{\frac{5300}{0,24}} = 51,3 \text{ см.}$$

$$f = a_3 \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,277 \cdot 0,24 \sqrt{\frac{5300}{0,24}} = 9,9 \text{ см}^2.$$

По необходимой площади железа видно, что придется брать стержни диаметром 10 — 12 мм, располагая их в два ряда по вертикали, откуда величина  $a$  будет равна, от 4,5 до 5,0 см.

При этом полная высота балки будет  $51,3 + 5,0 = 56,3 \text{ см.}$

Ширину балки принимаем равной 24 см.

Так как расстояние в свету между главными балками у нас принято равным 2,1 м, а расчетный пролет балок второго порядка принят равным 2,4 м, то, принимая уклон вутов 1 : 3 и имея по вертикальной плоскости главной балки размер вута 16 см, получаем увеличение полной высоты балки второго порядка на опоре

$$\frac{(3 \times 16) + 15}{3} = 21 \text{ см.}$$

Полная высота балки второго порядка на опоре равна

$$40 + 21 = 61 \text{ см.}$$

Принимая арматуру из 11-миллиметрового железа, имеем

$$a = 2,5 + \frac{1,1}{2} + 1,5 = 4,5 \text{ см}$$

$$h = 61,0 - 4,5 = 56,5 \text{ см.}$$

Принимая для середины пролета то же значение

$$a = 4,5 \text{ см, имеем } h = 40,0 - 4,5 = 35,5 \text{ см.}$$

Площадь арматуры на опоре:

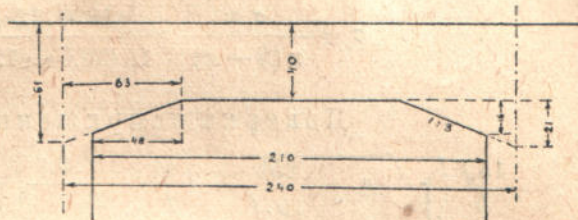
$$f = \frac{M}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_c} = \frac{535000}{0,9 \cdot 56,5 \cdot 1200} = 8,8 \text{ см}^2;$$

то же в пролете

$$f = \sigma_c \left( h - \frac{d}{2} \right) = \frac{383000}{1200 \left( 35,5 - \frac{10}{2} \right)} = 10,45 \text{ см}^2.$$

В пролете ставим 12  $\varnothing$  11;  $f = 11,40 \text{ см}^2$

и на опоре — 10  $\varnothing$  11;  $f = 9,50 \text{ см}^2$ .



Черт. 70.

Проверка напряжений в пролете.

$$x = \frac{15 f h + 0,5 \cdot b \cdot d^2}{15 f + b d} = \frac{15 \cdot 11,4 \cdot 35,5 + 0,5 \cdot 57 \cdot 10^2}{15 \cdot 11,4 + 57 \cdot 10} = 12 \text{ см};$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 12 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12 - 10)} = 8,2 \text{ см};$$

$$z = h + y - x = 35,5 + 8,2 - 12,0 = 31,7 \text{ см};$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{383\,000}{11,4 \cdot 31,7} = 1\,060 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n(h-x)} = \frac{1060 \cdot 12}{15(35,5 - 12)} = 36,0 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка напряжений на опоре:

$$x = \frac{15 f}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{15 \cdot f}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot 9,5}{24} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 24 \cdot 56,5}{15 \cdot 9,5}} - 1 \right) = 20,7 \text{ см};$$



Черт. 71.

$$z = h - \frac{x}{3} = 56,5 - \frac{20,7}{3} = 49,6 \text{ см};$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 535\,000}{24 \cdot 20,7 \cdot 49,6} = 43,4 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{535\,000}{9,5 \cdot 49,6} = 1135 \text{ кг/см}^2.$$

В верхнем поясе пропускаем 5 прямых стержней: из верхней части арматуры нижнего пояса 5 стержней отгибаем кверху (в порядке от середины пролета—один, два и два).

Наибольшее скальвующее напряжение

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{9370}{24 \cdot 49,6} = 7,86 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет хомутов.

На хомуты передаем около одной трети скальвующего напряжения, т. е.

$$\frac{7,85}{3} = 2,82 \text{ кг/см}^2.$$

Ставим двусрезные хомуты из 8-миллиметрового железа ( $f_e = 0,5 \text{ см}^2$ ) на расстоянии  $e = 20 \text{ см}$ ; тогда хомуты могут воспринять:

$$\tau_b = \frac{2 f_e \cdot \sigma_e}{b \cdot e} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1200}{24 \cdot 20} = 2,45 \text{ кг/см}^2.$$

На отогнутые стержни остается:

$$\tau_0 = 7,86 - 2,45 = 5,41 \text{ кг/см}^2.$$

### Расчет отогнутых стержней.

Площадь эпюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни, равна, принимая ее распределенной по треугольнику

$$F_a = \frac{l \cdot \tau_a^2}{4 \tau_0} = \frac{240 (5,41)^2}{4 \cdot 7,85} = 224.$$

Необходимые сечения отогнутых стержней:

$$F = \frac{F_a \cdot b}{\sigma_c \sqrt{2}} = \frac{224 \cdot 24}{1200 \cdot 1,41} = 3,31 \text{ см}^2.$$

У нас же отогнуто 5  $\varnothing$  11;  $f = 4,75 \text{ см}^2$ ;

$$4,75 > 3,31.$$

Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни

$$l = \frac{l \tau_a}{2 \tau_0} = \frac{240 \cdot 5,41}{2 \cdot 7,85} = 83 \text{ см}.$$

Проверка достаточности неотогнутых стержней.

Для определения наибольших изгибающих моментов, которые может еще воспринять балка с оставшимися неотогнутыми стержнями, пользуемся формулой (см. инж. Падлер, „Расчеты по железобетону“, стр. 67):

$$M = f \cdot \sigma_c \left( h - \frac{d}{2} \right).$$

Моменты эти при соответствующих  $f$  таковы (считая от середины пролета) при  $f_{12} = 11,4 \text{ см}^2$ ;

$$M_1 = 11,4 \cdot 1200 \left( 35,5 - \frac{10,0}{2} \right) = \approx 417 000 \text{ кг см};$$

при  $f_{11} = 10,45 \text{ см}^2$ ;

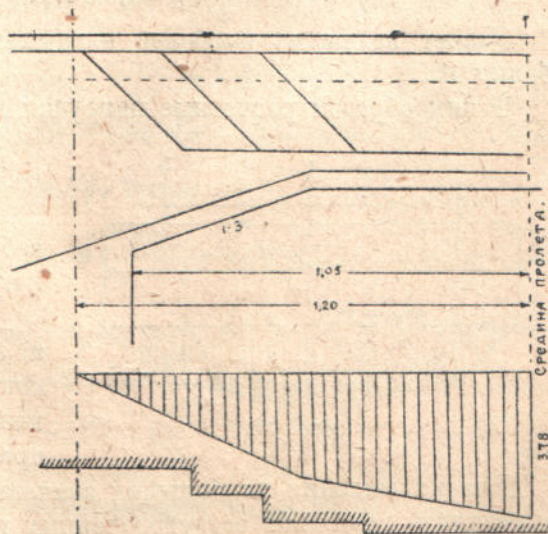
$$M_2 = 10,45 \cdot 1200 \left( 35,5 - \frac{10,0}{2} \right) = \approx 382 000 \text{ кг см};$$

при  $f_9 = 8,55 \text{ см}^2$ ;

$$M_3 = 8,55 \cdot 1200 \left( 35,5 - \frac{10,0}{2} \right) = \approx 313 000 \text{ кг см};$$

при  $f_7 = 6,65 \text{ см}^2$ ;

$$M_4 = 6,65 \cdot 1200 \left( 35,5 - \frac{10,0}{2} \right) = \approx 243 000 \text{ кг см}.$$



Черт. 72.

Проверку напряжений сцепления железа с бетоном не делаем, согласно § 41 „Временных условий“.

Проверку скалывающих напряжений в месте примыкания полки к ребру не делаем, так как у нас расчетная ширина полки меньше шестнадцатикратной толщины плиты ( $16 \times 10 = 160 \text{ см}$ ),  $160 > 57$ .

Балки под промежуточными подшипниками.

Эти балки не имеет смысла армировать так сильно, как парные балки под звездочками; ширина  $24 \text{ см}$  для них также излишня. Поэтому принимаем их ширину, равную  $20 \text{ см}$  и ставим в нижнем поясе  $5 \varnothing 11$ ;  $f = 4,75 \text{ см}$ . В верхнем поясе пропускаем 2 прямых стержня того же диаметра, а у опор отгибаем кверху 3 стержня.

### Расчет главной балки.

Расчетный пролет главной балки принят равным  $11,0 \text{ м}$ .

Ширину вводимой в состав несимметричного таврового сечения части плиты принимаем равной меньшей из двух величин (см. стр. 188).

$$1) b = \frac{11,0}{6} + 0,3 = 2,1 \text{ м};$$

$$2) b = b_1 + b_2 + b_3 = 0,55 + 0,15 + 4,5 \cdot 0,1 = 1,15 \text{ м}.$$

Принимаем  $b = 1,15 \text{ м}$ .

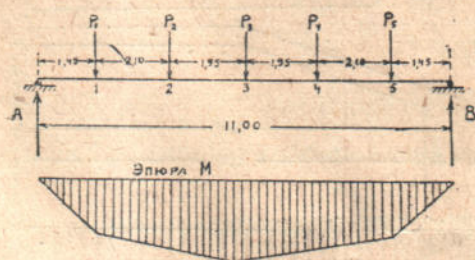
Ширина грузовой площади равна  $\frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ м}$ .

Таким образом величина равномерно распределенной нагрузки на 1 пог. м главной балки равна (учитывая и собственный вес)

$$q = 1,6 \times 1,04 = 1,67 \text{ т}.$$

Расчет ведем на наиболее нагруженную балку (т. е. верхнюю или балку А).

Таким образом расчетные нагрузки нашей балки будут:



Черт. 73.

1) равномерно-распределенная от собственного веса ребра;

2) равномерно-распределенная от собственного веса плиты и временной нагрузки  $800 \text{ кг/м}^2$ ;

3) сосредоточенные нагрузки от:  
а) звездочек, подвесов у подшипников и парных балок; б) промежуточных балок подшипников; в) катучего крана.

Для нахождения наибольших значений расчетных величин необходимо определить величины сосредоточенных грузов

$$P_1, P_2, P_3, P_4 \text{ и } P_5.$$

Нагрузку от плиты и временную считаем в предположении плиты, рассчитанной как опертая не по контуру, а на главные балки.

Расчетные величины изгибающих моментов и перерезывающих сил получим, складывая следующие частные значения их:

1) от сосредоточенных грузов; 2) от сплошной нагрузки (плита и временная нагрузка) и 3) от сплошной нагрузки (вес дополнительной части ребра).

Давление, передаваемое на главные балки от парных балок подшипников, равно (считая давление равнодействующей):

$$\frac{0,144 \cdot 2}{2} = 0,144 \text{ т.}$$

Давление от балок под промежуточными подшипниками

$$\frac{2,4 \cdot 0,2 \cdot 0,25}{2} = 0,06 \text{ т.}$$

Катучий кран устанавливаем в самое опасное положение (над средней пролета).

На основании всего вышеизложенного находим расчетные значения сосредоточенных грузов:

$$P_1 = P_5 = 9,24 + 7,86 + 0,144 = 17,24 \text{ т.};$$

$$P_2 = P_4 = 0,24 + 0,06 = 0,30 \text{ т.};$$

$$P_3 = 5,2 + 0,24 = 5,44 \text{ т.}$$

Реакции опор (равные между собой)

$$A = B = 17,24 + 0,3 + \frac{5,44}{2} = 20,26 \text{ т.};$$

$$M_1 = M_5 = 20,26 \cdot 1,45 = 29,4 \text{ т м.};$$

$$M_2 = M_4 = 20,26 \cdot 3,55 - 17,24 \cdot 2,1 = 36,0 \text{ т м.};$$

$$M_3 = 20,26 \cdot 5,5 - 17,24 \cdot 4,05 - 1,95 \cdot 0,3 = 36,15 \text{ т м.}$$

От сплошной нагрузки (по п. 2-му) имеем:

$$A = B = \frac{ql}{2} = \frac{1,67 \cdot 11,0}{2} = 9,18 \text{ т.}$$

Наибольший момент посередине пролета

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,67 \cdot 11,0^2}{8} = 55,3 \text{ т м.}$$

Принимаем размеры балки  $110 \times 55 \text{ см.}$

Собственный вес 1 пог. м дополнительной части ребра

$$q = 2,4 \cdot 1,0 \cdot 0,55 = 1,32 \text{ т.}$$

Реакции опор

$$A = B = \frac{1,32 \cdot 11,0}{2} = 7,25 \text{ т.}$$

Наибольший момент посередине пролета

$$M_{\max} = \frac{1,32 \cdot 11,0^2}{8} = 20,0 \text{ т м.}$$

Расчетные значения изгибающего момента:

$$M_p = 36,15 + 25,3 + 20,0 = 81,45 \text{ т м.}$$

Перерезывающей силы:

$$Q_p = 20,26 + 9,18 + 7,25 = 36,72 \text{ т.}$$

По конструктивным соображениям принимаем

$$a = 7,5 \text{ см,}$$

тогда полезная высота балки

$$h = 110,0 - 7,5 = 102,5 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа

$$f = \frac{8\,140\,000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 102,5} = 73,5 \text{ см}^2.$$

Ставим 20  $\varnothing$  22;  $f = 76,0 \text{ см}$  (черт. 74).

В верхнем поясе пропускаем 2 прямых стержня такого же диаметра и рассчитываем нашу балку, как балку с двойной арматурой по формулам, учитывающим сжатие в ребре.

Принимаем  $a' = 5,0 \text{ см}$ ;  $f' = 7,6 \text{ см}^2$ ;

$$C = \frac{d(b - b') + n(f + f')}{b'} = \frac{10(115 - 55) + 15(76,0 + 7,6)}{55} = 33,8.$$

Положение нейтральной линии:

$$x = \sqrt{C^2 + \frac{d^2(b - b') + 2n(fh + f'a')}{b'}} - C = \\ = \sqrt{33,8^2 + \frac{10^2(115 - 55) + 2 \cdot 15(76 \times 102,5 + 7,6 \times 5)}{55}} - 33,8 = 40,7 \text{ см}$$

Момент инерции сечения

$$J = \frac{bx^3 - (b - b')(x - d)^3}{3} + nf(h - x)^2 + nf'(x - a')^2 \\ = \frac{115(40,7)^3 - (115 - 55)(40,7 - 10)^3}{3} + 15 \cdot 76(102,5 - 40,7)^2 + \\ + 15 \cdot 7,6(40,7 - 5,0)^2 = 7\,082\,000 \text{ см}^4;$$

$$\sigma_b = \frac{Mx}{J} = \frac{8140000 \cdot 40,7}{7\,082\,000} = 46,8 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{nM(h-x)}{J} = \frac{15.8140000(102,5 - 40,7)}{7082000} = 1065 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение сжатой арматуры не проверяем, так как оно заведомо меньше допускаемого.

Проверка опорного сечения.

Изгибающий момент на опоре равен:

$$M_{\text{оп}} = -0,4 M_{\text{max}} = -0,4.81,4 = -32,5 \text{ т м.}$$

Принимаем  $a = 5,0 \text{ см}$ ; тогда  $h = 110,0 - 5,0 = 105,0 \text{ см}$ .

Необходимое сечение железа на опоре

$$f = \frac{3150000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 105,0} = 27,7 \text{ см}^2.$$

У нас на опоре будет  $10 \varnothing 22$ ;  $f = 38,0 \text{ см}^2$ , так как мы к двум прямым стержням верхнего пояса отгибаем еще восемь стержней нижнего пояса (черт. 74).

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} - 1 \right) = \frac{15.38,0}{55} \left( \sqrt{1 + \frac{2.55.105}{15.38,0}} - 1 \right) = 36,3 \text{ см};$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 105,0 - \frac{36,3}{3} = 92,9 \text{ см};$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2.3150000}{55.36,3.92,9} = 34,8 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_s = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{3150000}{38,0.92,9} = 894 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее скалывающее напряжение

$$\tau_0 = \frac{Q}{b' \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{36720}{55.0,9.102,5} = 7,2 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет хомутов.

Выбираем четырехрезные хомуты из 8 мм железа ( $f_e = 0,5 \text{ см}^2$ ), на расстоянии  $e = 15 \text{ см}$ .

Величина скалывающего напряжения, воспринимаемого хомутами, равна

$$\tau_e = \frac{4f_e \sigma_s}{b \cdot e} = \frac{4.0,5.1200}{55.15} = 2,9 \text{ кг/см}^2$$

На отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 7,2 - 2,9 = 4,3 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет отогнутых стержней.

Площадь эюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни

$$F_a = \frac{l \tau_a^2}{4 \tau_0} = \frac{1100 (4,3)^2}{4.7,2} = 710.$$

Необходимое сечение отогнутых стержней

$$f = \frac{R_a \cdot b'}{\sigma_s \sqrt{2}} = \frac{710 \cdot 55}{1200 \cdot 1,41} = 23,0 \text{ см}^2.$$

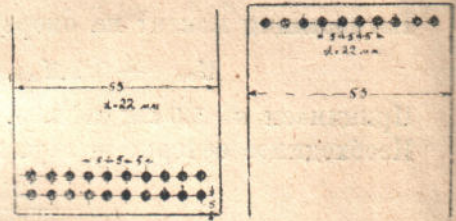
Мы же отгибаем кверху 8  $\varnothing 22$ ;  $f = 30,4 \text{ см}^2$ .

Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни

$$l' = \frac{l \tau_a}{2 \tau_0} = \frac{1100 \cdot 4,3}{2 \cdot 7,2} = 333 \text{ см}.$$

Проверки напряжения сцепления железа с бетоном не производим согласно § 41 „Временных условий“.

Проверку скалывающих напряжений в месте примыкания полки к ребру не делаем, так как у нас расчетная ширина полки меньше шестнадцатикратной толщины плиты ( $16 \times 10 = 160$ );  $115 < 160$ .

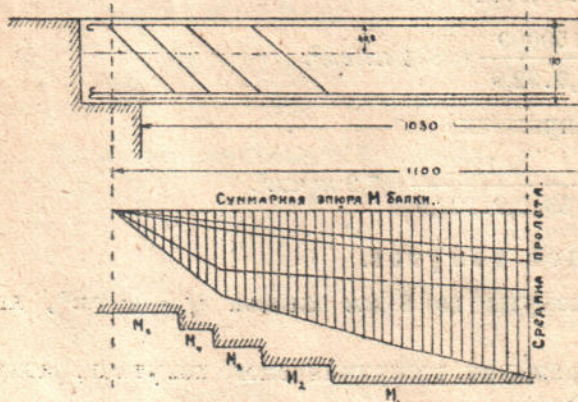


Черт. 74.

Проверка достаточности неотогнутых стержней.

Подсчитаем те изгибающие моменты, которые еще может воспринять наша балка с оставшимися неотогнутыми стержнями, имея в виду, что стержни мы отгибаем попарно.

Моменты эти таковы (считая от середины пролета):



Черт. 75.

при  $f_{20} = 76,0 \text{ см}^2$ :

$$M_1 = 76,0 \cdot 1200 \left( 102,5 - \frac{10}{2} \right) = 8\,880\,000 \text{ кг см};$$

при  $f_{18} = 68,4 \text{ см}^2$ :

$$M_2 = 68,4 \cdot 1200 \left( 102,5 - \frac{10}{2} \right) = 8\,000\,000 \text{ кг см};$$

при  $f_{16} = 60,8 \text{ см}^2$ :

$$M_3 = 60,8 \cdot 1200 \left( 102,5 - \frac{10}{2} \right) = 7\,110\,000 \text{ кг см};$$

при  $f_{14} = 53,2 \text{ см}^2$ :

$$M_4 = 53,2 \cdot 1200 \left( 102,5 - \frac{10}{2} \right) = 6\,220\,000 \text{ кг см};$$

при  $f_{12} = 45,6 \text{ см}^2$ :

$$M_5 = 45,6 \cdot 1200 \left( 102,5 - \frac{10}{2} \right) = 5\,340\,000 \text{ кг см}.$$



На основании вышеприведенных подсчетов построена прилагаемая эпюра моментов, из которой видно, что железа в нижнем поясе оставлено вполне достаточно (черт. 75).

## 2. ПРОЕЗЖИЙ МОСТ.

Мост предположен состоящим из 4-х продольных балок, расположенных на расстоянии 1,5 м между осями и перекрытых плитой. Проезжая часть моста состоит из гранитной мостовой толщиной 17 см и песчаной постели под ней толщиной 13 см (см. Атлас, лист 16).

### Расчетные нагрузки.

Считая, что рассматриваемый мост будет находиться на дороге II класса, за расчетную временную нагрузку для него (приказ от 22 июня 1927 г.) принимаем:

для проезжей части:

- 1) ряд 8-тонных грузовых автомобилей;
- 2) толпу людей  $400 \text{ кг/м}^2$ ;

для тротуаров:

- 1) толпу людей  $400 \text{ кг/м}^2$ .

Согласно § 9 приложения 3-го „Временных технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных сооружений“ Совета Труда и Оборона СССР коэффициенты, учитывающие динамическое действие нагрузки, будут таковы:

- 1) для грузового автомобиля — 1,4;
- 2) для толпы людей — 1,3.

### Допускаемые напряжения.

Принимая наше сооружение отнесенным ко II классу по классификации „Временных условий“, допускаемые напряжения будут:

- для бетона на сжатие при изгибе  $\sigma_b = 50 \text{ кг/см}^2$ ;  
для железа на растяжение  $\sigma_s = 1200 \text{ кг/см}^2$ .

### Расчет плиты тротуара.

Кронштейн тротуара может быть нагружен толпой. Считая ширину главной балки 40 см и ширину тротуара 1,0 м, получаем вынос консоли

$$l = 1,0 - \frac{0,4}{2} = 0,8 \text{ м.}$$

Изгибающий момент от толпы людей

$$M_1 = - \frac{0,4 \cdot 1,3 (0,8)^2}{2} = -0,166 \text{ т м.}$$

Вес перил, приходящийся на 1 пог. м тротуара (из круглого и полосового железа) равен 30 кг.

Изгибающий момент от веса перил

$$M_2 = -0,03 \cdot 0,8 = -0,024 \text{ т м.}$$

Задаемся толщиной цементной смазки 2 см.

Изгибающий момент от веса смазки

$$M_3 = -\frac{0,02 \cdot 2,4 (0,8)^2}{2} = -0,015 \text{ т м.}$$

Сумма моментов (без учета собственного веса плиты):

$$M = -0,166 + (-0,024) + (-0,015) = -0,205 \text{ т м.}$$

Задаемся толщиной плиты 12 см.

Изгибающий момент от собственного веса плиты

$$M = -\frac{0,12 \cdot 2,4 (0,8)^2}{2} = -0,092 \text{ т м.}$$

Расчетный момент

$$M_p = -0,205 + (-0,092) = -0,3 \text{ т м.}$$

Выбираем стержни диаметром 7 мм; тогда по § 60 „Временных условий“ получаем

$$a = 2,0 + \frac{0,7}{2} = 2,35 \text{ см.}$$

$$h = 12,0 - 2,35 = 9,65 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа

$$f = \frac{M}{0,9 h \sigma_e} = \frac{30\,000}{0,9 \cdot 9,65 \cdot 1200} = 2,88 \text{ см}^2$$

Ставим 8  $\varnothing$  7;  $f = 3,08 \text{ см}^2$ ;

$$x = \frac{15f}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{15f}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot 3,08}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 9,65}{15 \cdot 3,08}} - 1 \right) = 2,56 \text{ см.}$$

$$z = 9,65 - \frac{2,56}{3} = 8,8 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 30\,000}{100 \cdot 2,56 \cdot 8,8} = 26,6 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_e = 1130 \text{ кг/см}^2.$$

Хотя напряжение бетона не доведено до допускаемого, все же считаем возможным не уменьшать толщины плиты, считаясь со случайностями, могущими иметь место на мосту через водопропускное отверстие плотины.

### Расчет плиты проезжей части.

Расчетный пролет нашей плиты равен расстоянию между осями продольных балок, т. е.  $l = 1,5 \text{ м}$ .

Считая высоту ребра главной балки 0,9 м и толщину плиты 13 см, получаем отношение толщины к высоте ребра  $\frac{0,13}{0,9} = \frac{1}{7}$ , т. е. согласно § 22/2 „Временных условий“, мы должны рассматривать нашу плиту, как неразрезную.

По § 27а тех же „Временных условий“ расчетными моментами для такой плиты будут:

1) опорные моменты

$$\text{от сплошной нагрузки: } -\frac{(p+q)l^2}{12};$$

$$\text{от сосредоточенных грузов: } -0,7 M_{\max}$$

2) моменты посередине

$$\text{от сплошной нагрузки: } +\frac{(p+q)l^2}{12};$$

$$\text{от сосредоточенных грузов: } +0,7 M_{\max}$$

т. е. моменты равны, но противоположны по знаку.

В этих формулах значение букв следующее:

$l$  — расчетный пролет;  $(p+q)$  — нагрузка на единицу длины выделенной полосы;  $M_{\max}$  — наибольший возможный положительный изгибающий момент для свободнолежащей балки того же пролета от сосредоточенных грузов.

Для определения расчетного изгибающего момента необходимо произвести определение моментов от нагрузок обоих случаев (грузовой автомобиль и толпа людей) и остановиться на большем.

Согласно § 34 „Временных условий“ сосредоточенная нагрузка считается распределенной:

1) по длине пролета на величину

$$a + 2H,$$

где  $a$  размер соответствующей стороны площадки фактического действия сосредоточенной нагрузки и  $H$  — высота заполнения.

2) Поперек пролета на величину

$$b + 2H + \frac{l}{3},$$

где  $b$  — другая сторона площадки действия и  $l$  — расчетный пролет.

1. **Грузовой автомобиль.** В расчет вводим только заднее колесо (с давлением  $\frac{5,6}{2} = 2,8 t$ , так как давление переднего колеса  $\frac{2,4}{2} = 1,2 t$ , даже при вдвое меньшей ширине обода, дает более благоприятный случай).

Если ось автомобиля станет вдоль пролета плиты, т. е. автомобиль станет поперек моста, то стороны площадки фактического действия будут

$$a = 5 \text{ см и } b = 20 \text{ см,}$$

При положении обратном, т. е., когда автомобиль станет вдоль моста (поперек пролета плиты), эти же величины будут

$$a = 20 \text{ см и } b = 5 \text{ см.}$$

Называя через  $l_1$  и  $l_2$  величины  $(a + 2H)$  и  $(b + 2H + \frac{l}{3})$ , имеем для первого случая:

$$l_1 = 5 + 2 \cdot 30 = 65 \text{ см};$$

$$l_2 = 20 + 2 \cdot 30 + \frac{150}{3} = 130 \text{ см}$$

и для второго случая:

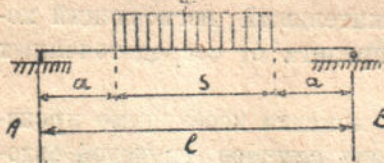
$$l_1 = 20 + 2 \cdot 30 = 80 \text{ см};$$

$$l_2 = 5 + 2 \cdot 30 + \frac{150}{3} = 115 \text{ см}.$$

Давление на колесо (с учетом динамического действия нагрузки коэффициентом 1,4)

$$P = 2,8 \times 1,4 = 3,92 \text{ т}.$$

Тогда на ширину полосы 1,0 м придется в первом случае:



$$Q = \frac{3,92}{1,3} = 3,02 \text{ т}$$

и во втором случае:

$$Q = \frac{3,92}{1,15} = 3,41 \text{ т}.$$

Для случая симметричного нагружения части пролета сплошной нагрузкой (черт. 76) имеем:

$$A = B = \frac{q \cdot s}{2};$$

$$M_{\max} = A \cdot a + \frac{A^2}{2q}.$$

У нас для первого случая

$$q = \frac{3,02}{0,65} = 4,65 \text{ т}$$

и для второго случая

$$q = \frac{3,41}{0,8} = 4,27 \text{ т}.$$

Опорные реакции для первого случая:

$$A = B = \frac{3,02}{2} = 1,51 \text{ т}$$

и для второго случая:

$$A = B = \frac{3,41}{2} = 1,705 \text{ т}.$$

Величина  $a$  для первого случая:

$$a = \frac{150 - 65}{2} = 43 \text{ см}$$

■ для второго случая:

$$a = \frac{150 - 80}{2} = 35 \text{ см.}$$

Наибольший изгибающий момент для первого случая:

$$M_{\max} = 1,51 \cdot 0,43 \cdot \frac{(1,51)^2}{2 \cdot 4,65} = 0,9 \text{ т м}$$

■ для второго случая:

$$M_{\max} = 1,705 \cdot 0,35 + \frac{(1,705)^2}{2 \cdot 4,27} = 0,94 \text{ т м.}$$

Таким образом второй случай дает наибольший момент, который и считаем расчетным

$$M_p = 0,7 \times 0,94 = 0,658 \text{ т м.}$$

**Толпа людей.** Расчетная нагрузка от толпы людей, умноженная на динамический коэффициент 1,3, будет

$$q = 0,4 \times 1,3 = 0,52 \text{ т/м}^2;$$

$$M_{\max} = \frac{0,52 (1,5)^2}{12} = 0,098 \text{ т м.}$$

Из сравнения нагрузки автомобилем и толпой видно, что расчет следует производить по изгибающему моменту для второго случая нагрузки автомобилем, а именно на

$$M = 0,658 \text{ т м.}$$

Постоянная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  плиты:

1. Гранитная мостовая толщиной 17 см

$$0,17 \times 2,8 = 0,476 \text{ т.}$$

2. Песчаная постель толщиной 13 см

$$0,13 \times 1,8 = 0,234 \text{ т.}$$

3. Смазка толщиной 2 см

$$0,02 \times 2,0 = 0,040 \text{ т.}$$

4. Собственный вес железобетонной плиты толщиной 15 см

$$0,15 \times 2,4 = 0,360 \text{ т}$$

$$\text{Всего} \quad 1,110 \text{ т}$$

Абсолютные величины изгибающих моментов от постоянной нагрузки:

$$M = \frac{1,11 (1,5)^2}{12} = 0,208 \text{ т м.}$$

Абсолютные расчетные значения изгибающих моментов:

$$M_p = 0,658 + 0,208 = 0,866 \text{ т м;}$$

$$h = 0,345 \sqrt{\frac{86600}{100}} = 10,2 \text{ см.}$$

Считая, что будут поставлены 10 мм стержни, получаем:

$$a = 2,0 + \frac{1,0}{2} = 2,5 \text{ см}$$

Полная толщина плиты  $d = 13 \text{ см}$ ; тогда действительная

$$h = 13 - 2,5 = 10,5 \text{ см}$$

$$f = \frac{86600}{0,9 \cdot 10,5 \cdot 1200} = 7,65 \text{ см}^2.$$

Ставим 10  $\varnothing$  10 мм;  $f = 7,85 \text{ см}^2$

$$x = \frac{15 \cdot 7,85}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10,5}{15 \cdot 7,85}} - 1 \right) = 3,94 \text{ см};$$

$$z = 10,5 - \frac{3,94}{3} = 9,19 \text{ см};$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 86600}{100 \cdot 3,94 \cdot 9,19} = 48 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_c = \frac{86600}{7,85 \cdot 9,19} = 1200 \text{ кг/см}^2;$$

Так как опорный момент равен по численной величине моменту посредине, пролета, то на опоре нам нужно то же количество стержней, что и в середине пролета.

Кроме того, в верхнем поясе плиты на всем протяжении, по конструктивным соображениям и для восприятия могущих быть отрицательных моментов в пролете (в случае несимметричного нагружения проезжей части), ставим на каждый прогонный метр 5  $\varnothing$  10 мм.

**Проверка на скалывание.** Сделаем теперь проверку на скалывание, так как проверку напряжения сцепления железа с бетоном, в виду наличия крючков Консидера и тонкой арматуры, можно не производить.

Наибольшая перерезывающая сила:  
от временной нагрузки (с учетом неразрезности):

$$Q = 1,705 \times 1,15 = 1,96 \text{ т};$$

от равномерно распределенной нагрузки (с учетом неразрезности):

$$Q = 1,15 \frac{1,5 \cdot 1,11}{2} = 0,96 \text{ т}$$

$$\text{Итого } Q_p = 1,96 + 0,96 = 2,92 \text{ т.}$$

Величина скалывающего напряжения:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{2920}{10,0 \cdot 9,19} = 3,18 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. величина ничтожная, гораздо меньшая допускаемой для принятой марки бетона и класса нагрузки.

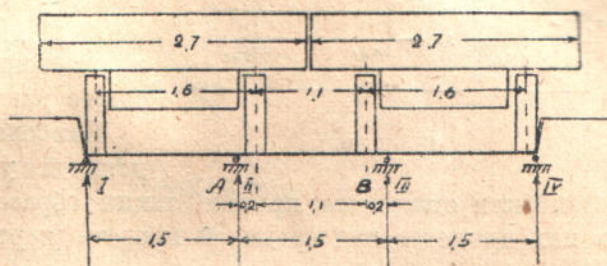
## Расчет продольной балки.

Пролет в свету продольной балки равен 10,0 м, поэтому за расчетный пролет принимаем:

$$l = l' + 0,05l' = 10,0 + 0,05 \cdot 10,0 = 10,5 \text{ м.}$$

Для определения наибольшего изгибающего момента от временной нагрузки (ряд грузовых автомобилей и толпа людей) сравним изгибающие моменты, получившиеся от этих нагрузок, и для расчета остановимся на большем.

**Ряд грузовых автомобилей.** Для определения наиболее невыгодного положения от комбинации двух рядов грузовых автомобилей, устанавливаем их в поперечной установке согласно черт. 77.



При такой установке в наиболее тяжелых условиях оказываются балки II и III.

Исправленные на динамическое действие нагрузки давления колес автомобиля будут:

$$P_1 = 2,8 \times 1,4 = 3,92 \text{ т (заднее колесо);}$$

$$P_2 = 1,2 \times 1,4 = 1,68 \text{ т (переднее колесо).}$$

Реакции опор A и B (или, по нашей схеме, балок II и III) равны:

$$A = B = 3,92 \text{ т,}$$

а для переднего колеса

$$A_1 = B_1 = 1,68 \text{ т.}$$

Увеличивая на 15%, согласно § 29 „Временных условий“, получаем для заднего колеса:

$$A = 3,92 \times 1,15 = 4,51 \text{ т;}$$

для переднего колеса:

$$A_1 = 1,68 \times 1,15 = 1,93 \text{ т.}$$

Кроме того, на те же балки будут приходиться части нагрузок от колес, находящихся на пролетах I—II и III—IV, которые равны:

$$A = \frac{3,92 \cdot 0,1}{1,5} = 0,261 \text{ т,}$$

с исправлением

$$A = 0,261 \times 1,15 = 0,3 \text{ т;}$$

от переднего колеса:

$$A_1 = \frac{1,68 \cdot 0,1}{1,5} = 0,112 \text{ т,}$$

с исправлением:

$$A_1 = 0,112 \times 1,15 = 0,13 \text{ т.}$$

Полные реакции —  
от заднего колеса:

$$A = 4,51 + 0,3 = 4,81 \text{ т.}$$

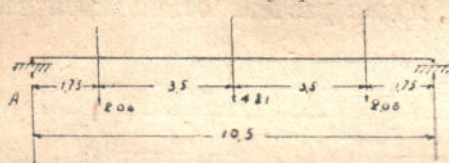
от переднего колеса:

$$A_1 = 1,93 + 0,13 = 2,06 \text{ т.}$$

Согласно приказа от 22 июня 1927 г., промежутков между грузовиками не делается; поэтому расстояние между соседними осями двух смежных грузовиков будет

$$2,1 + 1,4 = 3,5 \text{ м}$$

и расстояние между осями грузовика также равно 3,5 м.



Черт. 78.

Наиболее невыгодным случаем продольной установки будет тот, когда автомобили станут на пролете таким образом, что заднее колесо одного из них придется над серединой пролета (черт. 78).

Установка для  $M_{\max}$ .

В этом случае опорные реакции равны между собой

$$A = B = \frac{2 \cdot 2,06 + 4,81}{2} = 4,465 \text{ т.}$$

Наибольший изгибающий момент (середина пролета) будет:

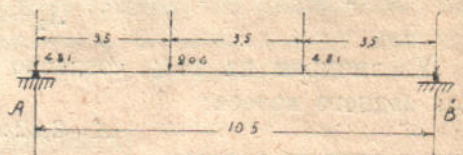
$$M_{\max} = 4,465 \cdot 5,25 - 2,06 \cdot 3,5 = 16,2 \text{ т м.}$$

**Толпа людей.** При расстоянии между осями балок 1,5 м и динамическом коэффициенте 1,3 нагрузка от толпы, приходящаяся на 1 пог. м балки, будет

$$q = 0,4 \times 1,3 \times 1,5 = 0,78 \text{ т.}$$

Наибольший изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{0,78 (10,5)^2}{8} = 10,8 \text{ т м.}$$



Черт. 79.

Таким образом, за расчетный изгибающий момент принимаем величину

$$M_{\max} = 16,2 \text{ т м.}$$

Для определения расчетного значения перерезывающей силы от временной нагрузки делаем только установку автомобилей, т. к. толпа людей дает заведомо меньшую величину.

Ставим автомобили так, чтобы задняя ось одного из них стала почти над самой опорой, а следующий грузовик — вплотную к первому (черт. 79).

В этом случае уравнение моментов относительно опоры  $B$  будет:

$$10,5A = 7,0 \cdot 2,06 + 3,5 \cdot 4,81$$

откуда

$$A = 2,97 \text{ т.}$$



Полная перерезывающая сила

$$Q = 2,97 + 4,81 = 7,78 \text{ т.}$$

**Подбор сечения балки.** Принимаем балку размерами 40 × 90 см.

Собственный вес 1 пог. м балки с приходящейся частью плиты и мостовой составляют:

1. Вес плиты (толщиною 13 см и мостовой)

$$1,11 \times 1,5 = 1,68 \text{ т}$$

2. Вес ребра

$$0,4 \times 0,77 \times 2,4 = 0,74 \text{ т}$$

$$\text{Всего} \dots 2,42 \text{ т.}$$

Момент от собственного веса

$$M = \frac{2,42 (10,5)^2}{8} = -23,4 \text{ т.м.}$$

Перерезывающая сила от собственного веса

$$Q = \frac{2,42 \cdot 10,5}{2} = 12,7 \text{ т.м.}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M_p = 16,2 + 33,4 = 49,6 \text{ т.м.}$$

Расчетная перерезывающая сила:

$$Q_p = 7,78 + 12,7 = 20,48 \text{ т.}$$

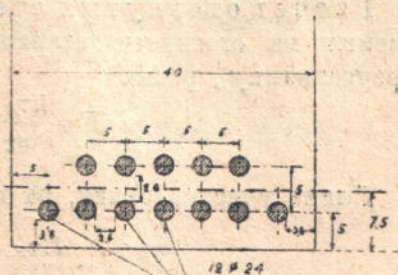
Ширину вводимой в состав таврового сечения части плиты принимаем, согласно § 31 „Временных условий“, равной

$$b = 2 \frac{1,5}{2} = 1,5 \text{ м.}$$

Задаваясь, по конструктивным соображениям, величиною  $a = 7,5$  см, получаем полезную высоту балки

$$h = 90 - 7,5 = 82,5 \text{ см.}$$

$$f = \frac{4960000}{1200 (82,5 - 0,4 \cdot 13)} = 53,8 \text{ см}^2.$$



Черт. 80.

Ставим 12 Ø 24;  $f = 54,25 \text{ см}^2$  (черт. 80).

В верхнем поясе ставим 2 таких же стержня, имеющих конструктивное значение:

$$x = \frac{0,5d^2b + nfh}{db + nf} = \frac{0,5 \cdot 13^2 \cdot 150 + 15 \cdot 54,25 \cdot 82,5}{13 \cdot 150 + 15 \cdot 54,25} = 28,8 \text{ см.}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 28,8 - \frac{13}{2} + \frac{13^2}{6(2 \cdot 28,8 - 13)} = 22,9 \text{ см.}$$

$$z = h + y - x = 82,5 + 22,9 - 28,8 = 76,6 \text{ см.}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{fz} = \frac{4\,960\,000}{54,25 \cdot 76,6} = 1190 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_c \cdot x}{n(h-x)} = \frac{1\,190 \cdot 28,8}{15(82,5 - 28,8)} = 43,0 \text{ кг/см}^2.$$

Опорный момент принимаем равным  $-0,4 M_{\max}$

$$M_{\text{оп}} = -0,4 \cdot 49,6 = -19,84 \text{ т м};$$

$$f = \frac{1\,984\,000}{1200(83,5 - 0,4 \cdot 13)} = 21,4 \text{ см}^2,$$

откуда видно, что для его восприятия необходимо отогнуть только три стержня (учитывая уже имеющих два прямых).

Наибольшее скальвающее напряжение

$$\tau = \frac{Q}{b' \cdot z} = \frac{20\,480}{40 \cdot 76,6} = 6,69 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет хомутов. Ставим двухрезные хомуты из круглого 10 миллиметрового железа на расстоянии  $e = 20 \text{ см}$ ;  $f = 0,79 \text{ см}^2$ .

Наибольшее напряжение, воспринимаемое хомутами

$$\tau_0 = \frac{2 \cdot f \cdot \sigma_c}{b' \cdot e} = \frac{2 \cdot 0,79 \cdot 1200}{40 \cdot 20} = 2,37 \text{ кг/см}^2.$$

На отогнутые стержни остается

$$\tau_A = 6,69 - 2,37 = 4,32 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет отогнутых стержней. Площадь эюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни (считая распределение напряжений по треугольнику), равна

$$F = \frac{l(\tau_A)^2}{4\tau} = \frac{1\,050(4,32)^2}{4 \cdot 6,69} = 734.$$

Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни

$$l' = \frac{l \cdot \tau_A}{2\tau} = \frac{1050 \cdot 4,32}{2 \cdot 6,69} = 330 \text{ см}.$$

Необходимое сечение отогнутых стержней

$$f = \frac{F \cdot b'}{b_c \sqrt{2}} = \frac{734 \cdot 40}{1200 \cdot 1,41} = 17,35 \text{ см}^2.$$

Мы отгибаем кверху 5  $\emptyset 24$ ;  $f = 22,6 \text{ см}^2$ .

Внизу остается 7  $\emptyset 24$ .

Проверку скальвающих напряжений в месте примыкания полки к ребру не делаем, т. к. расчетная ширина полки 150 см, — меньше шестнадцатикратной толщины плиты:  $16 \times 13 = 208 \text{ см}$ .

### Проверка напряжения сцепления железа с бетоном.

На опоре мы имеем  $7 \varnothing 24$ ;  $f = 31,64 \text{ см}$ ;

$$x = \frac{15 \cdot 31,64}{40} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 85}{15 \cdot 31,64}} - 1 \right) = 34,6 \text{ см};$$

$$z = 85 - \frac{34,6}{3} = 73,5 \text{ см};$$

$$u = 7 \times 7,54 = 52,8 \text{ см};$$

$$\tau_1 = \frac{Q}{2uz} = \frac{20480}{2 \cdot 52,8 \cdot 73,5} = 2,64 \text{ кг/см}^2,$$

что вполне допустимо.

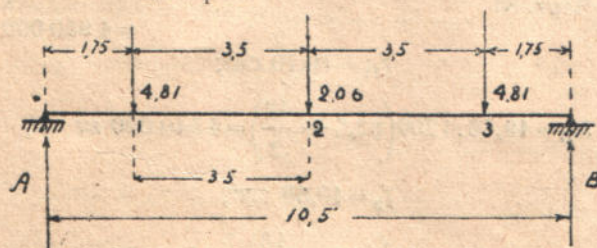
### Проверка достаточности неотогнутых стержней.

Выше было указано, что у опор мы отгибаем вверх 5 стержней (один, два и два), согласно эпюре распределения напряжений, передаваемых на отогнутые стержни; таким образом, с каждым отгибом мы уменьшаем площадь железа, воспринимающего положительный изгибающий момент. Для проверки достаточности остающихся стержней в нижнем поясе балки, строим эпюру тех наибольших суммарных моментов, которые получаются при движении грузов к опоре. Затем подсчитываем те наибольшие моменты, которые может еще воспринять балка с оставшимися неотогнутыми стержнями.

Для определения этих наибольших положительных моментов от временной нагрузки, полагаем, что наша система подвижных грузов движется из своего основного положения, по которому мы находим расчетный изгибающий момент, — влево к опоре, и рассматриваем эти положения через каждые  $\frac{5,25}{3} = 1,75 \text{ м}$ .

Для основного положения (середина пролета) мы уже имеем  $M = 16,2 \text{ т м}$ .

Второе положение.

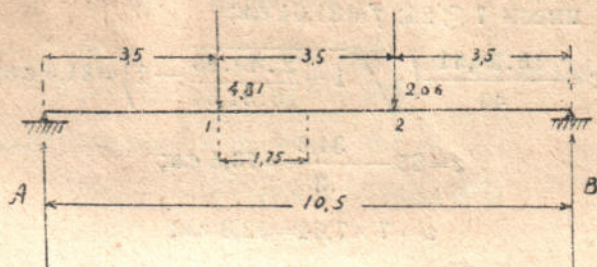


Черт. 81.

$$A = \frac{4,81 \cdot 7,0 + 2,06 \cdot 3,5}{10,5} = 3,88 \text{ т};$$

$$M_1 = 3,5 \cdot 3,88 = 13,6 \text{ т м}.$$

Третье положение.

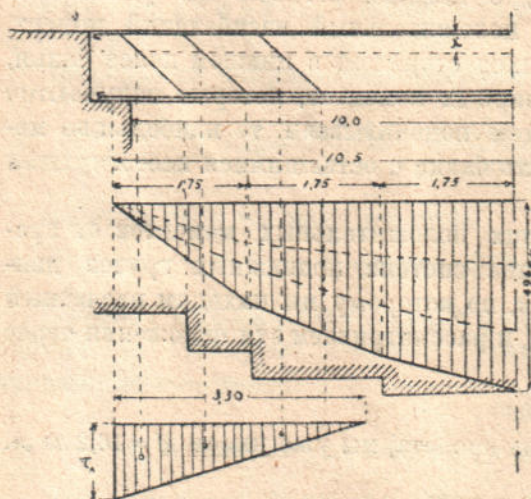


Черт. 82.

$$A = 4,81 + \frac{2,06}{2} = 5,84 \text{ т};$$

$$M_1 = 1,75 \cdot 5,84 = 10,2 \text{ т м}.$$

Складывая эти моменты с моментами от постоянной нагрузки для соответствующего сечения, получаем вышеупомянутую эпюру суммарных



Черт. 83.

положительных моментов (черт. 83).

Для подсчета наибольших моментов, могущих быть еще воспринятыми, оставшейся арматурой применяем приближенную формулу (см. Падлер „Расчеты по железобетону“, стр. 67).

$$M = f \cdot \sigma_s \left( h - \frac{d}{2} \right).$$

Моменты эти таковы (считая от середины пролета).

$$f_{12} = 54,25 \text{ см}^2;$$

$$M_1 = 54,25 \cdot 1200 \left( 82,5 - \frac{13}{2} \right) = 4\,950\,000 \text{ кг см};$$

$$f_{11} = 49,76 \text{ см}^2;$$

$$M_2 = 49,76 \cdot 1200 \left( 82,5 - \frac{13}{2} \right) = 4\,540\,000 \text{ кг см};$$

$$f_9 = 40,68 \text{ см}^2;$$

$$M_3 = 40,68 \cdot 1200 \left( 82,5 - \frac{13}{2} \right) = 3\,710\,000 \text{ кг см};$$

$$f_7 = 31,64 \text{ см}^2;$$

$$M_4 = 31,64 \cdot 1200 \left( 82,5 - \frac{13}{2} \right) = 2\,890\,000 \text{ кг см}.$$

### Напряжение кладки.

По всей длине опоры мы делаем опорную железобетонную балку; таким образом, площадь, на которую передается опорное давление, будет равна

$$\omega = 150 \times 50 = 7500 \text{ см}^2.$$

Напряжение кладки:

$$n = \frac{Q}{\omega} = \frac{20480}{7500} = 2,73 \text{ кг/см}^2$$

— напряжение столь малое, что можно применить даже простую кирпичную кладку.

## IV. БЫКИ И УСТОИ.

### 1. БЫКИ.

Два быка щитового водоспуска по 3-му варианту имеют ширину по 3 м и длину вместе с ледорезом 22,0 м. Основание под быком спроектировано в виде бетонного ростверка по железобетонным сваям квадратного сечения 30 × 30 см, забитым до коренной породы — песчаника, на глубину в среднем 4,20 м.

Под башней мостика управления основание быка расширено и сваи расположены здесь в шесть рядов, а под остальной частью быка в три ряда (см. Атлас, лист 17).

Быки снабжены промывными отверстиями из чугунных труб с затвором типа Джонсона. Диаметр труб (внутри) выше затвора 950 мм, ниже затвора — 850 мм.

Внутри тела быка, в передней его части, спроектирована шахта и камера для осмотра и ремонта затвора. Перед входом в промывное отверстие в бетонном полу сделано углубление в 1,30 м, имеющее в плане криволинейное, а в поперечном разрезе трапециoidalное очертание. Отметка дна углубления — 89,70 м. Отметка низа выходного отверстия — 89,75 м.

До этой отметки может быть спущена вода из водохранилища.

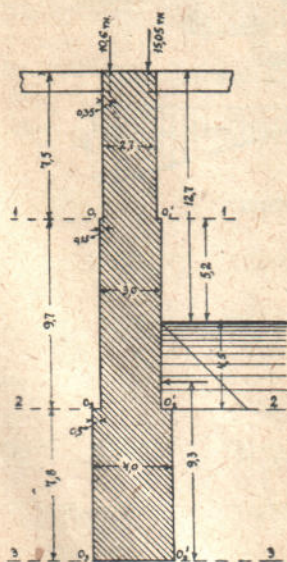
#### Допускаемые напряжения.

При статическом расчете быка допущены следующие напряжения:

Каменная кладка на цементном растворе на сжатие . . . . . 10 кг/см<sup>2</sup>.  
Железобетонные сваи на сжатие . . . . . 45 кг/см<sup>2</sup>.  
Допускаемое напряжение на грунт . . . . . 2 кг/см<sup>2</sup>.  
Вес каменной кладки принят . . . . . 2,5 т/м<sup>3</sup>.

#### Расчет ширины быка.

Расчет ширины быка делаем в двух сечениях:  
а) по башне управления ниже (по течению) плоскости щитовых затворов;  
б) по оси проезжего моста.



Черт. 84.

**Расчет в сечении по башне.** Наиболее невыгодным будет случай опорожнения водохранилища через один из щитов. Вода со стороны открытого щита, на чертеже 84 справа, понижаясь по кривой спада, производит на основание башни управление неуравновешенное давление. Высота слоя воды над уровнем порога водослива принята 4,50 м. Кроме того, со стороны поднятого щита введена ветровая нагрузка интенсивностью 0,18 т на кв. м. Служебный мостик со стороны закрытого щита нагружен временной нагрузкой равной 4 т (кран для подъема шандор).

**Определение собственного веса мостика управления.**

Плита . . . . .	$(10 + 0,70 \times 2) \times 0,10 \times 3,20 \times 2,40 = 8,76 \text{ т}$ ,
продольные балки . . . . .	$11,40 (1,10 - 0,10) \times 0,55 \times 2,40 \times 2 = 30,10 \text{ т}$ ,
вуты балок . . . . .	$2 \times \frac{0,15 \times 0,05}{2} \times 11,40 \times 2,40 = 0,21 \text{ т}$ ,
поперечные балки . . . . .	$3 \times 0,20 \times 0,30 \times 2,10 \times 2,40 +$
	$+ 4 \times 0,24 \times 0,30 \times 2,10 \times 2,40 = 3,36 \text{ т}$ ,
вуты поперечных балок . . . . .	$14 \times \frac{0,15 \times 0,05}{2} \times 1,80 \times 2,40 = 2,32 \text{ т}$ ,
опорные балки . . . . .	$0,30 \times 1,00 \times 3,20 \times 2 \times 2,40 = 4,80 \text{ т}$ ,
смазка . . . . .	$3,20 \times 0,01 \times 11,40 \times 2,20 = 0,80 \text{ т}$ .
	<u>Всего . . . . . 49,35 т.</u>

**Вертикальные нагрузки.**

**А) Со стороны поднятого щита (справа):**

1) собственный вес мостика . . . . .	49,35 т
2) вес подъемных механизмов . . . . .	4,00 т
3) вес щита и противовеса . . . . .	55,00 т
	<u>Итого . . 108,35 т</u>

**В) Со стороны опущенного щита (слева):**

1) собственный вес мостика . . . . .	49,35 т
2) вес подъемных механизмов . . . . .	4,00 т
3) вес противовеса . . . . .	19,00 т
4) кран для подъема шандор . . . . .	4,00 т
	<u>Итого . . 76,35 т</u>

На один погонный метр ширины башни передается давление:

А) со стороны поднятого щита . . . . .	$\frac{108,35}{2 \times 3,60} = 15,05 \text{ т}$
В) со стороны опущенного щита . . . . .	$\frac{76,35}{2 \times 3,60} = 10,60 \text{ т}$

Расчет производим в трех горизонтальных сечениях:

на уровне обреза башни . . . . .	1 — 1
на уровне порога водоспуска . . . . .	2 — 2
на уровне основания быка . . . . .	3 — 3

## Расчет в сечении 1—1.

Собственный вес 1 погонного м башни равен  $2,7 \times 1,0 \times 7,5 \times 2,5 = 50,63 \text{ т}$ .  
Сумма удерживающих моментов относительно точки  $O_1$  складывается из моментов:

1) давления мостика слева

$$M_1 = 10,60 \times 0,35 \dots\dots\dots 3,71 \text{ т м}$$

2) давления мостика справа

$$M_2 = 15,05 (2,70 - 0,35) \dots\dots\dots 35,37 \text{ т м}$$

3) собственного веса башни

$$M_3 = 50,63 \times 1,35 \dots\dots\dots 68,35 \text{ т м}$$

$$\Sigma M_{уд} = M_1 + M_2 + M_3 \dots\dots 107,43 \text{ т м}$$

Опрокидывающий момент от ветра при давлении справа, равно

$$0,18 \times 7,5 \times 1,0 = 1,35 \text{ т},$$

будет  $M'_{опр} = 1,35 \times 3,75 = 5,06 \text{ т м}$ .

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\eta = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{107,43}{5,06} = 21,23.$$

Расстояние от точки  $O_1$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 1—1 будет:

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{107,43 - 5,06}{10,6 + 15,05 + 50,63} = \frac{102,37}{76,28} = 1,34 \text{ м}.$$

$\frac{1}{3}$  ширины основания башни:

$$\frac{2,7}{3} = 0,90 \text{ м} < x = 1,34 \text{ м}.$$



Следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.  
Эксцентриситет равнодействующей:

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{2,7}{2} - 1,34 = 0,01 \text{ м}.$$

Напряжение в точке  $O_1$ :

$$\sigma_{o_1} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{76,28}{2,7} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,01}{2,7} \right) = 28,87 \text{ т/м}^2 = 2,89 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O_1'$ :

$$\sigma_{o_1'} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{76,28}{2,7} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,01}{2,7} \right) = 27,62 \text{ т/м}^2 = 2,76 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

## Расчет в сечении 2—2.

Собственный вес пог. м башни и быка равен:

$$50,63 + 3,0 \times 1,0 \times 9,7 \times 2,5 = 50,63 + 72,75 = 123,38 \text{ т}.$$



Сумма удерживающих моментов относительно точки  $O_2$  складывается из моментов:

- 1) давления мостика слева  
 $M_1 = 10,60 (0,35 + 0,15) \dots \dots \dots 5,3 \text{ т м}$
  - 2) давления мостика справа  
 $M_2 = 15,05 (2,35 + 0,15) \dots \dots \dots 37,63 \text{ т м}$
  - 3) Собственного веса башни и быка  
 $M_3 = 123,38 \times 1,50 \dots \dots \dots 185,07 \text{ т м}$
- $$\Sigma M_{уд} = M_1 + M_2 + M_3 \dots \dots \dots 228,00 \text{ т м.}$$

Сумма опрокидывающих моментов относительно точки  $O_2$  складывается из моментов:

- 1) давления ветра  
 $M'_1 = 0,18 \times 12,7 \times 1,0 \times \left( \frac{12,7}{2} + 4,5 \right) = 24,80 \text{ т м}$
  - 2) давления воды  
 $M'_2 = \frac{4,5^2}{2} \times 1,0 \times \frac{4,5}{3} \dots \dots \dots 15,19 \text{ т м}$
- $$\Sigma M'_{опр} = M'_1 + M'_2 \dots \dots \dots 39,99 \text{ т м}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\eta = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{228,00}{39,99} = 5,70.$$

Расстояние от точки  $O_2$  до пересечения равнодействующей с плоскостью 2—2

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{228,00 - 39,99}{10,6 + 15,05 + 123,38} = \frac{188,01}{149,03} = 1,26 \text{ м;}$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины основания быка } \frac{3,0}{3} = 1,0 \text{ м} < x = 1,26 \text{ м,}$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{3,0}{2} - 1,26 = 0,24 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_2$  будет:

$$\sigma_{o_2} = \frac{N}{b} \left\{ 1 + \frac{6e}{b} \right\} = \frac{149,03}{3} \left\{ 1 + \frac{6 \times 0,24}{3} \right\} = 73,52 \text{ т/м}^2 = 7,35 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O'_2$

$$\sigma_{o'_2} = \frac{N}{b} \left\{ 1 - \frac{6e}{b} \right\} = \frac{149,03}{2} \left\{ 1 - \frac{6 \times 0,24}{3} \right\} = 25,83 \text{ т/м}^2 = 2,58 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет в сечении 3—3.

Собственный вес 1 пог. м башни и быка равен

$$123,38 + 4,0 \times 1,0 \times 7,8 \times 2,5 = 201,38 \text{ т.}$$

Сумма удерживающих моментов относительно точки  $O_3$  складывается из моментов:

1) давления мостика слева

$$M_1 = 10,60 (0,35 + 0,15 + 0,50) \dots \dots \dots 10,6 \text{ т м}$$

2) давления мостика справа

$$M_2 = 15,05 (2,35 + 0,15 + 0,50) \dots \dots \dots 45,15 \text{ т м}$$

3) собственного веса башни и быка

$$M_3 = 201,38 \times 2 \dots \dots \dots 402,76 \text{ т м}$$

$$\Sigma M_{уд} = M_1 + M_2 + M_3 \dots \dots 458,51 \text{ т м.}$$

Сумма опрокидывающих моментов относительно той же точки складывается из моментов:

1) давления ветра

$$M_1' = 0,18 \times 12,7 \times 1,0 \times \left( \frac{12,7}{2} + 4,5 + 7,8 \right) \dots \dots \dots 42,63 \text{ т м}$$

2) давление воды

$$M_2' = \frac{4,5^2}{2} \times 1,0 \times \left( \frac{4,5}{3} + 7,8 \right) \dots \dots \dots 94,16 \text{ т м}$$

$$\Sigma M'_{опр} = M_1' + M_2' \dots \dots \dots 136,79 \text{ т м.}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\gamma = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{458,51}{136,79} = 3,35 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_3$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 3—3 будет

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{458,51 - 136,79}{10,6 + 15,05 + 201,38} = \frac{321,72}{227,03} = 1,42 \text{ м;}$$

$\frac{1}{3}$  ширины основания равна  $\frac{4,0}{3} = 1,33 \text{ м} < x = 1,42 \text{ м}$ , следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{4,0}{2} - 1,42 = 0,58 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_3$  будет

$$\sigma_{o_3} = \frac{N}{b} \left\{ 1 + \frac{6e}{b} \right\} = \frac{227,03}{4} \left\{ 1 + \frac{6 \times 0,58}{4} \right\} = 106,14 \text{ т/м}^2 = 10,6 \text{ кг/см}^2$$

что близко к допускаемому напряжению.

Напряжение в точке  $O'_3$

$$\sigma_{o'_3} = \frac{N}{b} \left\{ 1 - \frac{6e}{b} \right\} = \frac{227,03}{4} \left\{ 1 - \frac{6 \times 0,58}{4} \right\} = 7,38 \text{ т/м}^2 = 0,74 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

При загрузке мостика управления в противоположном порядке напряжения у основания быка переменяются местами.

Расчет в сечении по оси проезжего моста. Расчетная опорная реакция от постоянной и временной нагрузки на один метр по ширине моста согласно проекта проезжего моста, равна

$$Q_1 = \frac{20,48}{1,50} = 13,66 \text{ т.}$$

Расчетная реакция от одной постоянной нагрузки

$$Q_2 = \frac{12,70}{1,50} = 8,47 \text{ т.}$$

Расчет ведем для того случая, когда временной нагрузкой загружен лишь один пролет моста, а со стороны постоянной нагрузки действует вода  $H = 3,60 \text{ м}$  (черт. 85).

Проверку напряжений ведем в двух горизонтальных сечениях:

на уровне порога водоспуска . . . . . 1—1

на уровне основания быка . . . . . 2—2.

Расчет в сечении 1—1.

Собственный вес быка равен:

$$3,0 \times 1,0 \times 11,1 \times 2,50 = 83,25 \text{ т.}$$

Опрокидывающий момент относительно точки  $O_1$  от давления воды равен

$$\frac{3,6^2}{2} \times 1,0 = 6,48 \text{ т.}$$

$$M'_{опр} = 6,48 \times 1,50 = 7,78 \text{ т.м.}$$

Удерживающий момент относительно той же точки:

1) от давления моста слева с временной нагрузкой

$$M_1 = 13,66 \times 0,25 = 3,42 \text{ т.м.}$$

2) от давления моста справа (собственный вес моста)

$$M_2 = 8,47 \times (3,0 - 0,25) = 23,30 \text{ т.м.}$$

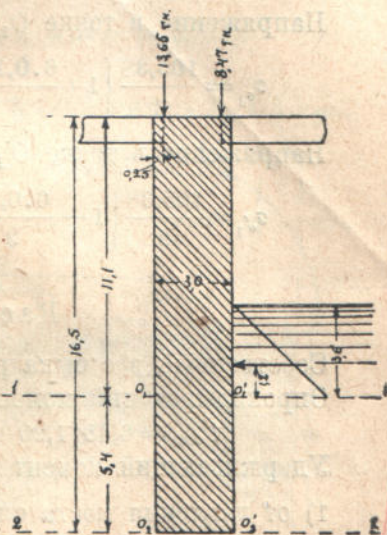
3) от собственного веса быка

$$M_3 = 83,25 \times 1,50 = 124,88 \text{ т.м.}$$

$$\Sigma M_{уд} = 151,60 \text{ т.м.}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\gamma_1 = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{151,60}{7,78} = 19,5.$$



Черт. 85.

Расстояние от точки  $O_1$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 1—1

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{151,60 - 7,78}{13,66 + 8,47 + 83,25} = \frac{143,82}{105,38} = 1,36 \text{ м}$$

$\frac{1}{3}$  ширины основания равна

$$\frac{3,0}{3} = 1,0 \text{ м} < x = 1,36 \text{ м}$$

Следовательно, равнодействующая не выходит из ядра сечения.  
Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{3,0}{2} - 1,36 = 0,14 \text{ м}$$

Напряжение в точке  $O_1$

$$\sigma_{o_1} = \frac{105,38}{3} \left\{ 1 + \frac{6 \cdot 0,14}{3} \right\} = 44,95 \text{ т/м}^2 = 4,5 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2$$

Напряжение в точке  $O'_1$

$$\sigma_{o'_1} = \frac{105,38}{3} \left\{ 1 - \frac{6 \cdot 0,14}{3} \right\} = 25,29 \text{ т/м}^2 = 2,53 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2$$

#### Расчет в сечении 2—2.

Собственный вес быка равен  $3,0 \times 1,0 \times 16,50 \times 2,50 = 123,75 \text{ т}$ .

Опрокидывающий момент относительно точки  $O_2$  от давления воды

$$M'_{опр} = 6,48 (1,20 + 5,40) \dots \dots \dots 42,77 \text{ т м}$$

Удерживающий момент относительно той же точки:

1) от давления моста слева с временной нагрузкой

$$M_1 = 13,66 \times 0,25 \dots \dots \dots 3,42 \text{ т м}$$

2) от давления моста справа (собственный вес моста)

$$M_2 = 8,47 \times 2,75 \dots \dots \dots 23,30 \text{ т м}$$

3) от собственного веса быка

$$M_3 = 123,75 \times 1,50 \dots \dots \dots 185,63 \text{ т м}$$

$$\Sigma M_{уд} \dots \dots \dots 212,35 \text{ т м}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\eta = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{212,35}{42,77} = 4,97 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_2$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 2—2

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{212,35 - 42,77}{13,66 + 8,47 \times 123,75} = \frac{169,58}{145,88} = 1,16 \text{ м}$$

$\frac{1}{3}$  ширины основания равна

$$\frac{3,0}{3} = 1,0 \text{ м} < x = 1,16 \text{ м}.$$

Следовательно, равнодействующая не выходит из ядра сечения. Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{3,0}{2} - 1,16 = 0,34 \text{ м}.$$

Напряжение в точке  $O_2$  будет

$$\sigma_{o_2} = \frac{145,88}{3} \left\{ 1 + \frac{6 \cdot 0,34}{3} \right\} = 81,68 \text{ т/м}^2 = 8,17 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O'_2$

$$\sigma_{o'_2} = \frac{145,88}{3} \left\{ 1 - \frac{6 \cdot 0,34}{3} \right\} = 15,56 \text{ т/м}^2 = 1,56 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

При противоположном положении внешних (действующих на бык и проезжий мост) сил напряжения у основания быка поменяются местами.

#### Расчет свай под основанием быка.

В обоих рассчитанных сечениях максимальное напряжение у основания быка превышает допустимое напряжение на грунт; поэтому для укрепления основания проектируем железобетонные сваи квадратного сечения  $30 \times 30 \text{ см}$ . При допустимом напряжении на железобетонные сваи  $45 \text{ кг/см}^2$  допустимое давление на одну сваю равно

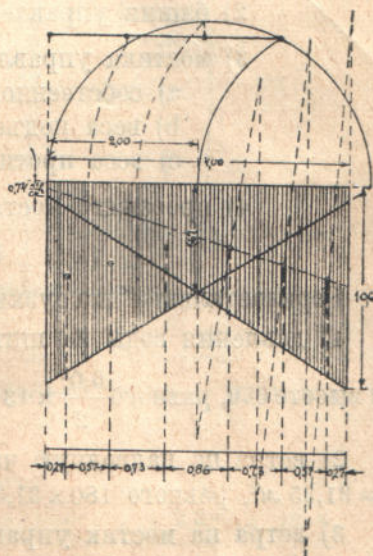
$$p = 30 \times 30 \times 45 = 40500 \text{ кг} = 40,5 \text{ т}.$$

Так как внешние силы, действующие на башню, переменны по направлению, то эпюра напряжений на уровне основания башни изобразится в виде двух перекрывающихся трапеций, образующих фигуру, симметричную относительно оси быка (черт. 86). По этой эпюре определяем напряжение на грунт по оси быка, равное

$$\frac{10,60 + 0,74}{2} = 5,67 \text{ кг/см}^2 = 56,7 \text{ т/м}^2.$$

Давление на площадь основания башни

$$P = 3,8 \cdot \frac{106,0 + 56,7 \cdot 4}{2} = 1237 \text{ т}.$$



Черт. 86.

Считаем, что давление полностью передается на сваи, количество которых будет

$$n = \frac{P}{p} = \frac{1\,237}{40,5} \cong 30 \text{ шт.}$$

Принимаем 30 штук и располагаем в 6 рядов по 5 свай в каждом ряду.

Определяем расстояние между рядами графически (черт. 86).

Расположение свай в плане показано на чертеже (см. Атлас, лист 17).

### Проверка устойчивости вдоль быка.

Расчет ведем для наиболее неблагоприятного случая, когда щиты закрыты и со стороны водохранилища дует ветер интенсивностью  $180 \text{ кг/м}^2$ .

Вертикальные нагрузки слагаются из веса

1) быка . . . . .	$683,18 \times 2,5 = 1707,95 \text{ т}$
ледореза . . . . .	$80,85 \times 2,5 = 202,13 \text{ т}$
	<hr/>
	$1910,08 \text{ т}$
2) башни управления . . . . .	$75,25 \times 2,5 = 188,13 \text{ т}$
3) мостика управления	
а) собственного веса мостика . . . . .	$49,35 \text{ т}$
б) веса подъемных механизмов . . . . .	$4,00 \text{ т}$
в) веса противовеса . . . . .	$19,00 \text{ т}$
4) проезжего моста . . . . .	$12,7 \times 4 = 50,80 \text{ т}$

Сумма вертикальных сил  $\Sigma N = 2\,221,36 \text{ т}$ .

Горизонтальные нагрузки слагаются из:

1) давления воды на щит и бык при расчетной ширине  $10 + 3 = 13 \text{ м}$  и высоте  $6 \text{ м}$ , равного  $\frac{6,0^2}{2} \times 13 \times 1,0 = 234,0 \text{ т}$ ;

2) ветра на надводную часть быка на площади  $(3,0 \times 3,70) + (2,7 \times 7,5) = 31,35 \text{ м}^2$ , равного  $180 \times 31,35 = 5643 \text{ кг} = 5,64 \text{ т}$ ;

3) ветра на мостик управления длиной  $10,30 \text{ м}$ , высотой  $1,10 \text{ м}$ , равного  $180 \times 10,30 \times 1,10 = 2\,039 \text{ кг} = 2,04 \text{ т}$ ;

4) ветра на проезжий мост длиной  $10,0 \text{ м}$ , высотой  $1,38 \text{ м}$ , равного  $180 \times 10,0 \times 1,38 = 2\,484 \text{ кг} = 2,48 \text{ т}$ .

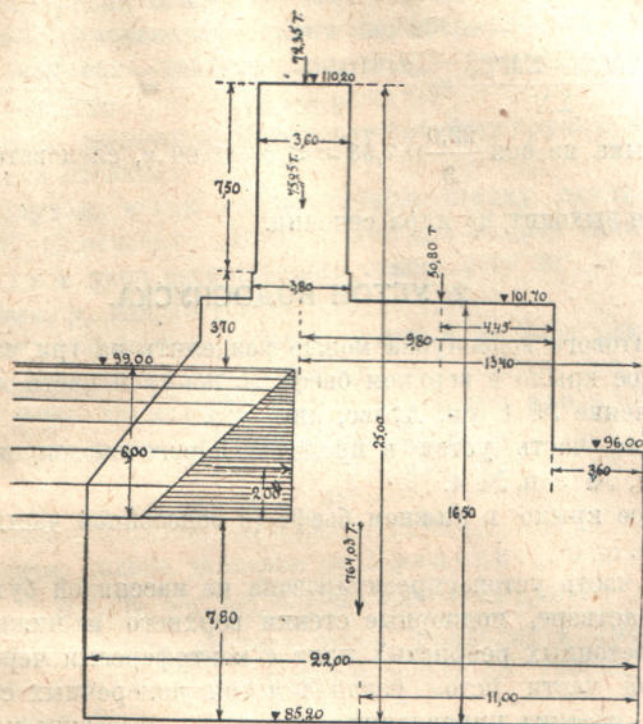
Сумма удерживающих моментов относительно точки  $O$  складывается из моментов

1) веса быка и ледореза	
$M_1 = 1910,08 \times 11,0$ . . . . .	$21\,010,88 \text{ т м}$
2) веса башни управления	
$M_2 = 188,13 \times 13,4$ . . . . .	$2\,520,94 \text{ т м}$
3) веса мостика управления	
$M_3 = 72,35 \times 13,4$ . . . . .	$969,49 \text{ т м}$

4) веса проезжего моста

$$M_4 = 50,80 \times \left( \frac{6,5}{2} + 1,2 + 3,6 \right) = 50,80 \times 8,05 \dots 408,94 \text{ т м}$$

$$\Sigma M_{уд} \dots 24910,25 \text{ т м.}$$



Черт. 87.

Сумма опрокидывающих моментов относительно точки *O* складывается из моментов:

1) давления воды на щит и бык

$$M_1' = 234,0 \left( \frac{6,0}{3} + 7,80 \right) = 234,0 \times 9,80 \dots 2292,2 \text{ т м}$$

2) давления ветра на надводную часть быка

$$M_2' = 5,64 \left( \frac{7,5 + 3,8}{2} + 6,0 + 7,8 \right) = 5,64 \times 19,40 \dots 109,42 \text{ т м}$$

3) давления ветра на мостик управления

$$M_3' = 2,04 \left( 25,0 - \frac{1,10}{2} \right) = 2,04 \times 24,45 \dots 50,12 \text{ т м}$$

4) давления ветра на проезжий мост

$$M_4' = 2,48 \left( 16,50 - \frac{1,38}{2} \right) = 2,48 \times 17,19 \dots 42,62 \text{ т м}$$

$$\Sigma M'_{опр} \dots 2495,36 \text{ т м.}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\gamma_1 = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M'_{опр}} = \frac{24\,910,25}{2\,495,36} = 9,98 > 2.$$

Расстояние от крайней точки  $O$  до пересечения равнодействующей с основанием быка

$$x = \frac{\Sigma M_{уд} - \Sigma M'_{опр}}{\Sigma N} = \frac{24\,910,25 - 2\,495,36}{2\,221,36} = \frac{22\,414,89}{2\,221,36} = 10,09 \text{ м};$$

$\frac{1}{3}$  длины быка по оси  $\frac{22,0}{3} = 7,33 \text{ м} < x = 10,09 \text{ м}$ , следовательно, равнодействующая не выходит из ядра сечения.

## 2. УСТОИ ВОДОСПУСКА.

Устой щитового водоспуска можно разделить на три части:

1. Откосное крыло в верхнем бьефе (в понурой части водоспуска) поперечное сечение № 1 (см. Атлас, лист 18).
2. Основная часть устоя в пределах порога водоспуска — поперечное сечение № 2, № 3 и № 4.
3. Откосное крыло в нижнем бьефе (в водобойной части) — поперечное сечение № 5.

Основная часть устоя спроектирована из массивной бутовой кладки на цементном растворе, подпорные стенки верхнего и нижнего бьефов — в виде железобетонных ребристых плит с контрфорсами через 2,50 м.

В основной части устоя различаем три поперечных сечения: № 2 — под башней мостика управления, № 3 — под проезжим мостом и № 4 — ниже моста. Основание устоя во всех сечениях — бетонный или железобетонный ростверк толщиной 0,80 м на железобетонных сваях квадратного сечения  $30 \times 30 \text{ см}$  (см. Атлас, лист 18).

Отметка верха подпорной стенки в сечении № 1—100,00 м; верха устоя в сечении № 2 и № 3—101,70 м, что соответствует отметке тротуаров проезжего моста, в сечении № 4—100,00 м и верха стенки в сечении № 5—95,50 м.

Отметка подошвы ростверка в сечении № 1—87,20 м, в сечении № 2—85,20, № 3 и № 4—86,00 и № 5—87,00 м.

### Предварительные замечания к вопросу об определении давления грунта на подпорные стенки в гидротехнических сооружениях.

При определении расчетных нагрузок на устой приходится считаться с недостаточной изученностью вопросов об определении давления пропитанного водою грунта на подпорные стенки.

По Колумбу и Ренкину давление сыпучего тела на вертикальную стенку выражается формулой:

$$E = \frac{1}{2} H^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ \mp \frac{\varphi}{2} \right)$$



Верхний знак (—) относится к активному давлению, нижний (+) к пассивному.

Такой же формулой обычно пользуются для определения горизонтального давления грунта на подпорные стены, пренебрегая при этом в запас прочности углом трения между грунтом и стенкой.

Франциус<sup>1</sup> рекомендует писать эту формулу в таком виде  $E_a = \mu_a W$  и  $E_p = \mu_p W$ , где —  $E_a$  — активное и  $E_p$  — пассивное давление сыну-чего тела;

$\mu = \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \varphi)$  зависит от физических свойств грунта, а  $W = \frac{1}{2} H^2$  от высоты подпорной стенки.

Для того случая, когда на подпорную стенку давит только вода,  $\mu = 1$ , а  $E = W$ . Справочник „Hütte“ дает для мокрой глины следующие величины:  $\gamma = 1,9$  и угол естественного откоса  $\varphi$  от  $20^\circ$  до  $25^\circ$ .

Таким образом,  $\mu_a$  изменяется от 0,93 до 0,77.

Бреннеке<sup>2</sup> при расчете стенок доков и шлюзов рекомендует для водопроницаемых грунтов учитывать в отдельности давление от воды, заполняющей поры грунта ( $\mu_a = 1,00$ ) и от грунта при  $\varphi = 24^\circ$  и  $\gamma$  уменьшенном, согласно закона Архимеда на единицу, т. е.

$$\mu_a = [1,90 - 1] \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2}\right) = 0,38.$$

Таким образом, полное давление по Бреннеке равно

$$E_a = (\mu_a + \mu'_a) W = (1,0 + 0,38) W = 1,38 W.$$

В нашем случае, при расчете устоя, приходится иметь дело с глинисто-песчаным грунтом, пропитанным водою до уровня депрессионной кривой (отм. около 99,0).

Над мокрым грунтом лежит влажный грунт с меньшим объемным весом ( $\gamma' = 1,70$ ).

Развивая метод Бреннеке для этого случая, рассматриваем вес влажного грунта, лежащего выше уровня грунтовой воды, как нагрузку на нижележащий грунт и приводим его к объемному весу последнего, уменьшенному на единицу.

При этом эпюра давления грунта на стенку на уровне грунтовых вод, как известно, возрастает скачком.

В применении к данному случаю метод Бреннеке дает явно преувеличенные результаты, что Франциус на основании опытов, произведенных им в лаборатории Высшей технической школы в Ганновере, объясняет неприменимостью этого метода для мелкозернистых грунтов.

Действительно, в мелкозернистых грунтах вода находится в несвободном состоянии, т. е. частицы ее связаны с частицами грунта силами капиллярного сцепления. Для крупнозернистых пород, как то гравия, щебня, камня, принцип, предложенный Бреннеке, применим полностью, и при

<sup>1</sup> Francius. Wasserbau I B. Grundbau 1927 S. 29 — 38; ко времени сдачи настоящей книги в печать появился русский перевод.

<sup>2</sup> Л. Бреннеке. Устройство оснований и фундаментов. СПб 1901 г, стр. 1'9.

учете давления необходимо суммировать давление, производимое водою и грунтом в отдельности.

Диаметр зерен грунта должен быть при этом, по Франциусу, в среднем не менее 1 см, и между зернами грунта должны быть свободные промежутки с соответствующим поперечным сечением.

В прилагаемой таблице, взятой у Франциуса, приведены полученные из опытов величины, характеризующие различные грунты.

ТАБЛИЦА 72.

Предельные величины горизонтального давления грунта на вертикальную гладкую стенку при горизонтальной поверхности засыпки (по Франциусу).

Род грунта	Объемный вес грунта $\gamma$	Угол естественного откоса $\varphi$	$\frac{\varphi}{2}$ $\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\frac{\varphi}{2}$ $\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$	$\mu_a$	$\mu_p$	Уклон поверхности скольжения при	
							активном давлении земли	пассивном давлении земли
Песчаная глина сухая	1,4	40°	0,22	4,60	0,31	6,4	0,47	2,15
Песчаная глина мокрая <sup>1</sup> . . . . .	1,65	30°	0,33	3,00	0,54	5,0	0,58	1,74
Сухая глина . . . . .	1,6	40°	0,22	4,60	0,35	7,4	0,47	2,15
Мокрая глина . . . . .	2,0	20°	0,49	2,04	0,98	4,1	0,70	1,42
Сухой песок . . . . .	1,6	31°	0,32	3,12	0,51	5,0	0,56	1,78
Влажный песок . . . . .	1,8	40°	0,22	4,60	0,40	8,3	0,47	2,15
Мокрый песок . . . . .	2,1	29°	0,35	2,88	0,74	6,0	0,59	1,70
Мокрый гравий . . . . .	1,86	25°	0,41	2,46	0,76	4,6	0,64	1,58
Галька округленная . . . . .	1,8	30°	0,33	3,00	0,60	5,4	0,58	1,74
Галька сухая угловатая . . . . .	1,8	45°	0,17	5,83	0,31	10,5	0,42	2,41
Крупный песок, гравий, щебень, расположенный ниже уровня грунтовых вод	от 2,1 — 1 = 1,1	25°	0,41	2,46	0,45	2,7	0,64	1,58
	до 1,86 — 1 = 0,86	25°	0,41	2,46	0,35	2,1	0,64	1,58

<sup>1</sup> У Франциуса — „Dammerde“, т. е. грунт, служащий материалом для тела земляных плотин.

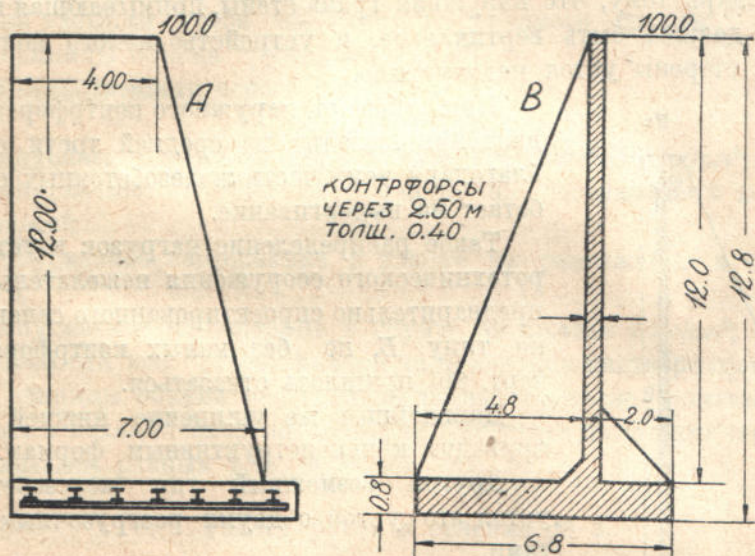
На основании таблицы Франциуса можно заключить, что наиболее подходящими расчетными цифрами для нашего случая были бы  $\gamma = 1,65$  и  $\varphi = 30^\circ$ , что дает  $E = 0,53 W$ .

Однако, считаясь с возможностью, в целях уменьшения фильтрации, применения в качестве материала для засыпки устоев глины с незначительным содержанием песка, принимаем  $\gamma = 1,90$ ,  $\varphi = 27^\circ$ , при которых  $E = 0,71 W$ .

### Выбор конструкции для различных сечений устоя.

Основными типами подпорных стенок в отношении материала являются массивная стенка из бутовой кладки и железобетонная стенка с контрфорсами (см. чертеж 88).

Сравнивая эти два типа, видим, что применение железобетонной конструкции дает значительную экономию.



Черт. 88.

На чертеже—приведены сравнительные данные для сечения устоя № 1 (в понурой части водоспуска) в двух вариантах:

- А) массивная стенка из бутовой кладки,
- В) железобетонная стенка толщиной 0,15 м с контрфорсами через 2,50 м и толщиной 0,40 м.

При сравнении вариантов вес единицы объема бутовой кладки принят равным 2,50, железобетона — 2,40, мокрого грунта 1,90, угол естественного откоса грунта  $\varphi = 27^\circ$ .

В прилагаемой таблице приведены величины стоимости подпорной стенки по двум вариантам, отнесенные к 1 пог. м стенки. Ростверки из армированного бетона в обоих вариантах исключены из сравнения.

Объем по варианту А =  $(4,7 + 7,0) : 2 \times 12,0 = 66 \text{ м}^3$

Объем по варианту В =  $8,41 \text{ м}^3$

Т. е. стоимость железобетонной стенки составляет 62% стоимости массивной каменной.

ТАБЛИЦА 73.

Вариант	Род материала	Объем 1 п. м стенки в куб. м	Стоимость 1 куб. м в руб.	Стоимость 1 пог. м стенки	Стоимость выражения в %
A	Бутовая кладка . . .	66,0	28,50	1 881	100%
B	Железобетон 1:2:4 .	8,41	174,00	1 463	62%

В поперечном сечении № 5 запроектирована железобетонная стенка по типу „B“, но меньшей высоты.

Применение железобетона в сечениях № 2, 3 и 4 встретило затруднения благодаря тому, что наружная грань стены, примыкающая к порогу водоспуска должна быть вертикальна, и устройство малого контрфорса с наружной стороны устоя недопустимо.

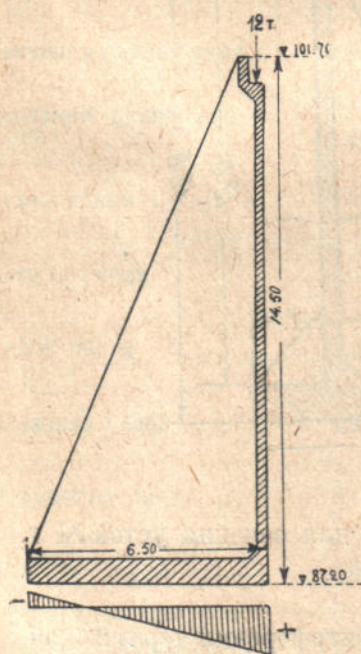
При отказе от наружного контрфорса, линия давления выходит из средней трети сечения, благодаря чему часть железобетонных свай работает на выдергивание.

Такое распределение нагрузок в устье гидротехнического сооружения нежелательно, и от предварительно спроектированного сечения № 3 по типу B, но без малых контрфорсов (см. черт. 89) пришлось отказаться.

Дальнейшее же уширение нижней плиты приводит к неконструктивным формам.

Другой возможный тип железобетонного устоя это устой с двумя разгрузочными плитами.

При статическом расчете стенки такого типа, через крайние точки разгрузочных плит проводят линию под углом естественного откоса грунта и считают, что ниже разгрузочной плиты до точки пересечения линии естественного откоса с вертикальной плитой на последнюю давит только грунт — лежащий ниже разгрузочной плиты<sup>1</sup>. Вследствие этого эпюра



Черт. 89.

давления грунта из треугольника превращается в фигуру, состоящую из ряда треугольников и трапеций.

Однако, отсутствие данных о работе этого типа стенки в условиях разжиженных грунтов заставило нас отказаться от применения его в настоящем проекте.

<sup>1</sup>) Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. III.

Таким образом, пришлось остановиться на типе массивных устоев, работа которых в статическом отношении не вызывает никаких сомнений.

В сечении № 2 (по оси башни управления) устой примыкает к порогу водоспуска ниже отметки 93,00 м, а в сечении № 3 (по оси проезжего моста) ниже отметки 88,00 м.

В сечении № 3 лицевая грань устоя скошена ниже отметки 92,5 м на высоту 6,5 м с выносом в 2,5 м. В сечении № 2 на расстоянии 2,5 м от устоя в теле порога сделан сплошной вертикальный шов, залитый гудроном.

Такое очертание профиля устоя выгодно в отношении распределения в нем напряжений.

### Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения.

При расчете устоя приняты такие постоянные величины:

1) для засыпки устоя из глинисто-песчаного грунта

вес единицы объема грунта =  $1,9 \text{ т/м}^3$ ;

угол естественного откоса  $\varphi = 27^\circ$

$$\mu_a = 0,71;$$

2) допускаемое напряжение в кладке на сжатие  $10 \text{ кг/см}^2$ ;

3) допускаемое напряжение в кладке на растяжение в верхнем сечении  $2 \text{ кг/см}^2$ ;

4) допускаемое напряжение в кладке на растяжение в нижних сечениях — 0;

5) допускаемое напряжение в грунте на сжатие  $2 \text{ кг/см}^2$ ;

6) объемный вес бутовой кладки на цементном растворе принят  $2,5 \text{ т/м}^3$ .

Вес единицы объема местного песчаника согласно испытаниям, произведенным в механической лаборатории Киевского политехнического института, оказался равным  $2,76 \text{ т/м}^3$  (см. стр. 62).

### Расчет устоя в сечении № 2.

(По оси башни управления)

Отметка верха устоя . . . . . 101,70 м

Отметка верха башни управления . . . . . 110,20 „

Отметка подошвы устоя . . . . . 86,00 „

Отметка низа бетонного основания . . . . . 85,20 „

Треугольник давления грунта построен от отметки 101,70 до отметки 92,50; высота треугольника равна  $101,7 - 92,5 = 9,2 \text{ м}$ .

Предполагается, что ниже отметки 92,50 (см. черт. 90) устой связан с кладкой порога и передает ему горизонтальное давление.

Таким образом, давление на два противоположные устоя от грунта, лежащего ниже отметки 92,50, взаимно уравнивается и в расчет не принимается.

Для уменьшения веса в башне под мостиком управления сделана галерея, перекрытая железобетонной перемычкой.

Расчет ведем на 1 м длины устоя.

Давление грунта на устой

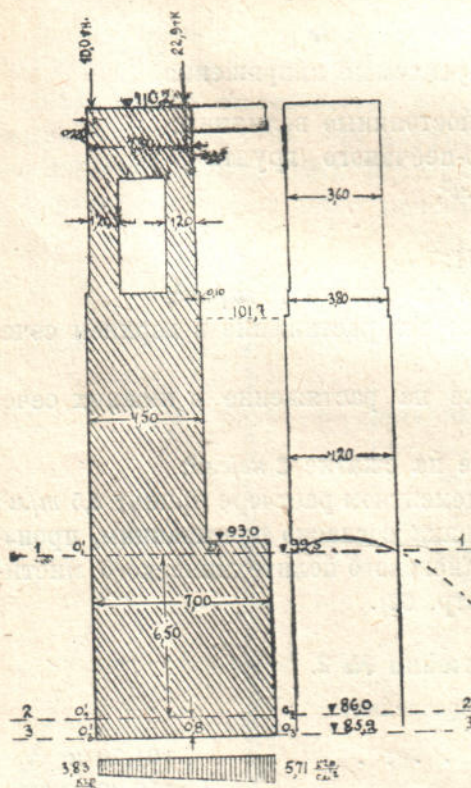
$$E = \mu_a W = \mu_a \frac{H^2}{2} = 0,71 \times \frac{9,2^2}{2} = 30,03 \text{ т.}$$

Основание треугольника давления

$$C = \frac{E \cdot 2}{\gamma \cdot H} = \frac{30,03 \times 2}{1,9 \times 9,2} = 3,44 \text{ м.}$$

Проверку напряжений производим в трех горизонтальных сечениях:

- 1) на уровне отметки 92,50 сеч. 1—1;
- 2) на уровне основания устоя (отм. 86,0) сеч. 2—2 и
- 3) на уровне основания бетонного ростверка (отм. 85,2) сеч. 3—3.



Черт. 90.

Сечение 1—1.

Вес кладки башни управления и устоя до сечения 1—1 равен:

$$q_1 = (2 \times 1,2 \times 4,70 + 4,30 \times 2,8 + 10,2 \times 4,5) \times 2,5 = 69,22 \times 2,5 = 173 \text{ т.}$$

Расчетная опорная реакция одной балки мостика управления (см. проект мостика управления) равна 36,5 т.

При ширине мостика 3,20 м опорная реакция мостика на 1 пог. м ширины его, или, что то же, на 1 пог. м длины башни или устоя, равна

$$q_2 = \frac{36,6 \times 2}{3,20} = 22,9 \text{ т.}$$

Опорная реакция лестницы равна  $q_3 \cong 10 \text{ т.}$

Сумма вертикальных сил  $N = \Sigma q = 173 + 22,9 + 10 = 205,9 \text{ т.}$

Удерживающий момент относительно точки O складывается из:

$$M_1 = 173 \times 2,25 \dots \dots \dots 382,25 \text{ тм}$$

$$M_2 = 22,9 \times (0,10 + 0,35) \dots \dots \dots 10,31 \text{ тм}$$

$$M_3 = 10 \times (0,10 + 4,3 - 0,25) \dots \dots \dots 41,50 \text{ тм}$$

Суммарный удерж. момент  $M_{уд} \dots \dots 441,06 \text{ тм}$

Опрокидывающий момент относительно точки O<sub>1</sub>

$$M_{опр} = E \cdot \frac{H}{3} = 30,03 \times \frac{9,2}{3} = 92,19 \text{ тм.}$$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{y\partial}}{M_{опр}} = \frac{441,06}{92,18} = 4,78 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_1$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 1—1

$$x = \frac{\Sigma M}{N} = \frac{441,06 - 92,19}{205,9} = \frac{348,93}{205,9} = 1,70 \text{ м};$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины сечения равна } = \frac{4,5}{3} = 1,5 \text{ м} < x = 1,70 \text{ м},$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{4,5}{2} - 1,70 = 0,55 \text{ м}.$$

Напряжение в точке  $O_1$

$$\sigma_{o_1} = \frac{N}{b} \cdot \left\{ 1 + \frac{6e}{b} \right\} = \frac{205,9}{4,5} \left( 1 + \frac{6 \times 0,55}{4,5} \right) = 79,4 \text{ т/м}^2 = 7,9 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O'_1$

$$\sigma_{o'_1} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{205,9}{4,5} \left( 1 - \frac{6 \times 0,55}{4,5} \right) = 12,4 \text{ т/м}^2 = 1,24 \text{ кг/см}^2.$$

### Сечение 2—2.

Собственный вес башни и устоя до сечения 2—2 складывается из:

$$q_1 = (1,2 \times 2 \times 4,7 + 4,30 \times 2,8 + 10,2 \times 4,5) 2,5 = 173 \text{ т};$$

$$q_2 = 6,5 \times 7 \times 2,5 = 113,8 \text{ т}.$$

Нагрузка от мостика управления  $q_3 = 22,9 \text{ т}$ ;

Нагрузка от лестницы  $q_4 = 10 \text{ т}$ ;

Сумма вертикальных сил  $N = \Sigma q = 173 + 113,8 + 22,9 + 10 = 319,7 \text{ т}$ .

Удерживающий момент относительно точки  $O$  складывается из:

$$M_1 = 173 \times (2,25 + 2,5) \dots \dots \dots = 822,0 \text{ т м}$$

$$M_2 = 113,8 \times 3,50 \dots \dots \dots = 398,0 \text{ т м}$$

$$M_3 = 22,9 \times (2,5 + 0,10 + 0,35) \dots \dots \dots = 67,5 \text{ т м}$$

$$M_4 = 10 \times (2,5 + 0,10 + 4,3 - 0,25) \dots \dots \dots = 66,5 \text{ т м}$$

Суммарный удерживающий момент  $M_{y\partial} = \Sigma M = 1354,0 \text{ т м}$

Опрокидывающий момент относительно той же точки

$$M_{опр} = 30,03 \times \left( \frac{9,20}{3} + 6,5 \right) = 287 \text{ т м}$$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{y\partial}}{M_{опр}} = \frac{1354}{287} = 4,72 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_2$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 2—2

$$x = \frac{M_{y\partial} - M_{опр}}{N} = \frac{1354 - 287}{319,7} = \frac{1067}{319,7} = 3,34 \text{ м};$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины основания равна } \frac{7,0}{3} = 2,33 \text{ м} < x = 3,34 \text{ м},$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{7,0}{2} - 3,34 = 0,16 \text{ м}.$$

Напряжение в точке  $O_2$

$$\sigma_{o_2} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{319,7}{7,0} \left( 1 + \frac{6 \times 0,16}{7,0} \right) = 51,9 \text{ т/м}^2 = 5,19 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O'_2$

$$\sigma_{o'_2} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{319,7}{7,0} \left( 1 - \frac{6 \times 0,16}{7,0} \right) = 39,4 \text{ т/м}^2 = 3,94 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2.$$

### Сечение 3—3.

Собственный вес башни и устоя до сечения 3—3 складывается из:

$$q_1 = (2 \times 1,2 \times 4,7 + 4,30 \times 2,8 + 10,2 \times 4,5) \times 2,5 = 173 \text{ т};$$

$$q_2 = 7,3 \times 7 \times 2,5 = 127,8 \text{ т}.$$

Нагрузка от мостика управления  $q_3 = 22,9 \text{ т}$ .

Нагрузка от лестницы  $q_4 = 10 \text{ т}$ .

Сумма вертикальных сил  $N = \Sigma q = 173 + 127,8 + 22,9 + 10 = 333,7 \text{ т}$ .

Удерживающий момент относительно точки  $O_3$  складывается из:

$$M_1 = 173 \times (2,5 + 2,25) = 822,0 \text{ т м}$$

$$M_2 = 127,8 \times 3,5 = 447,0 \text{ т м}$$

$$M_3 = 22,9 \times (2,5 + 0,10 + 0,35) = 67,5 \text{ т м}$$

$$M_4 = 10 \times (2,5 + 0,10 + 4,30 - 0,25) = 66,5 \text{ т м}$$

$$\text{Суммарный удерживающий момент } M_{y\partial} = \Sigma M = 1403,0 \text{ т м}.$$

Опрокидывающий момент относительно той же точки

$$M_{опр} = 30,03 \cdot \left( \frac{9,2}{3} + 7,3 \right) = 311 \text{ т м}.$$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{y\partial}}{M_{опр}} = \frac{1403}{311} = 4,51 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_3$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 3—3

$$x = \frac{M_{y\partial} - M_{опр}}{N} = \frac{1403 - 311}{333,7} = \frac{1092}{333,7} = 3,27 \text{ м};$$



$\frac{1}{3}$  ширины основания равна  $\frac{b}{3} = \frac{7}{3} = 2,33 \text{ м} < x = 3,27 \text{ м}$ ,

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{7}{2} - 3,27 = 0,23 \text{ м},$$

т. е. со стороны засыпки получается напряжение больше, чем со стороны порога водоспуска, однако размер уступа опорного массива башни со стороны порога водоспуска оставляем при принятых в расчете значениях, ввиду того, что в сечении № 3 величина этого уступа полезна для распределения напряжений по основанию устоя.

Напряжение в точке  $O_3$

$$\sigma_{O_3} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{333,7}{7} \left( 1 + \frac{6 \times 0,23}{7} \right) = 57,1 \text{ т/м}^2 = 5,71 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в точке  $O'_3$

$$\sigma_{O'_3} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{333,7}{7} \left( 1 - \frac{6 \times 0,23}{7} \right) = 38,3 \text{ т/м}^2 = 3,83 \text{ кг/см}^2.$$

Так как полученное максимальное напряжение  $5,71 \text{ кг/см}^2$  превосходит допускаемое напряжение на грунт, то проектируем укрепление основания железобетонными сваями квадратного сечения  $30 \times 30 \text{ см}$ .

При допускаемом напряжении в железобетонных сваях на сжатие  $\sigma_{жб} = 45 \text{ кг/см}^2$ , допускаемое давление на одну свая будет

$$p = \omega \sigma_{жб} = 30 \times 30 \times 45 = 40500 \text{ кг} = 40,5 \text{ т}.$$

Длина опорного массива равна  $4,20 \text{ м}$ ; давление, передающееся на основание опорного массива, равно

$$P = \frac{57,1 + 38,3}{2} \times 7 \times 4,20 = 140,1 \text{ т}.$$

Считая, что все давление передается на сваи, необходимое количество свай равно

$$n = \frac{P}{p} = \frac{1401}{40,5} = 35 \text{ шт.}$$

Располагаем сваи 8 рядов по длине устоя по 5 шт. в ряду.

Расстояние между рядами свай принимаем одинаковым по всей ширине основания, так как напряжения в крайних точках основания близки по величине.

Расположение свай в плане показано на чертеже (Атлас, лист 18).

### Расчет устоя в сечении № 3.

(По оси проезжего моста).

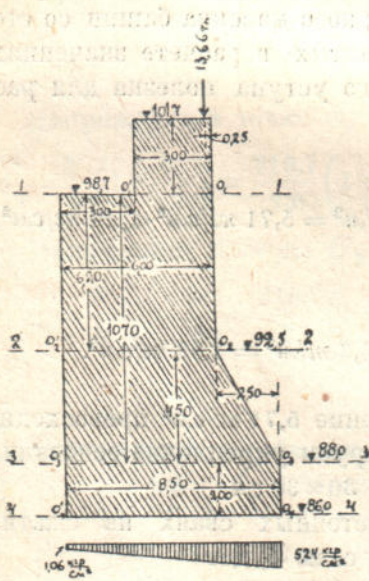
Отметка верха устоя  $101,70 \text{ м}$ . Отметка подошвы устоя  $86,00 \text{ м}$ . Высота устоя  $15,70 \text{ м}$ .

Расчетная высота треугольника давления грунта = 13,7 м. Ниже отметки 88,00 устой примыкает к кладке порога водоспуска или к водобойной плите.

Таким образом давление на два противоположные устоя от грунта, лежащего ниже отм. 88,00; взаимно уравнивается и в расчет не принимается.

На устой давит сосредоточенная нагрузка от веса проезжего моста равная 13,66 т на 1 пог. м длины устоя (см. черт. 91)

Временной нагрузкой на грунт, равной 400 кг/м<sup>2</sup>, ввиду ее незначительной величины по отношению к давлению грунта, пренебрегаем.



Черт. 91.

Расчет ведем на пог. м длины устоя. Проверку напряжений делаем в четырех горизонтальных сечениях:

- 1) на уровне уступа устья (отм. 98,70 м) . . . . . 1—1
- 2) на уровне отметки 92,50 м . . . . . 2—2
- 3) на уровне отметки 88,00 м . . . . . 3—3
- 4) на уровне основания устоя (отм. 86,0 м) . . . . . 4—4

Сечение 1—1.

Давление земли

$$E = \mu_a W = \mu_a \frac{H^2}{2} = 0,71 \times \frac{3^2}{2} = 3,20 \text{ т.}$$

Опрокидывающий момент от давления земли относительно точки O<sub>1</sub>

$$M_{опр} = E \frac{H}{3} = 3,20 \times \frac{3}{3} = 3,20 \text{ т.м.}$$

Вес кладки устоя до сечения 1—1 равен

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 = 22,5 \text{ т.}$$

Нагрузка от проезжего моста равна:

$$q_2 = \frac{20,48}{1,50} = 13,66 \text{ т.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = \Sigma q = 22,5 + 13,66 = 36,16 \text{ т.}$$

Удерживающий момент относительно точки O складывается из моментов:

$$M_1 = 22,5 \times 1,50 = 33,75 \text{ т.м.}$$

$$M_2 = 13,66 \times 0,25 = 3,42 \text{ т.м.}$$

Суммарный удерживающий момент  $M_{уд} = \Sigma M = 37,17 \text{ т.м}$

Коэффициент устойчивости

$$\gamma_1 = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{37,17}{3,20} = 11,6 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_1$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 1—1

$$x = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{37,17 - 3,20}{36,16} = \frac{33,97}{36,16} = 0,94 \text{ м.}$$

$\frac{1}{4}$  ширины сечения равна

$$\frac{3,0}{4} = 0,75 < x = 0,94 \text{ м.}$$

следовательно равнодействующая не выходит из  $\frac{1}{4}$  сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{3}{2} - 0,94 = 0,56 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_1$

$$\sigma_{o_1} = \frac{N}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{36,16}{3} \left( 1 + \frac{6 \times 0,56}{3} \right) = 25,55 \text{ т/м}^2 = 2,56 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2$$

и напряжение в точке  $O'_1$

$$\sigma_{o'_1} = \frac{N}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{36,16}{3} \left( 1 - \frac{6 \times 0,56}{3} \right) = -1,45 \text{ т/м}^2 = -0,15 \text{ кг/см}^2 < (2 \text{ кг/см}^2$$

допускаемое растяжение для верхнего сечения).

### Сечение 2—2.

$$\text{Давление земли } E = 0,71 \times \frac{9,2^2}{2} = 30,03 \text{ т.}$$

Опрокидывающий момент относительно точки  $O_2$

$$M_{опр} = 30,03 \times \frac{9,20}{3} = 92,19 \text{ т м.}$$

Собственный вес устоя до сечения 2—2 складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 = 22,5 \text{ т.}$$

$$q_2 = 6,2 \times 6 \times 2,5 = 93,0 \text{ т.}$$

Вес столба земли на уступе устоя  $q_3 = 3 \times 3 \times 1,9 = 17,1 \text{ т.}$

Нагрузка от моста  $q_4 = 13,66 \text{ т.}$

Сумма вертикальных сил  $N = \Sigma q = 22,5 + 93 + 17,1 + 13,66 = 146,26 \text{ т.}$

Удерживающий момент относительно точки  $O$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times 1,5 \dots \dots \dots 33,75 \text{ т м}$$

$$M_2 = 93 \times 3 \dots \dots \dots 279,00 \text{ т м}$$

$$M_3 = 17,1 \times (3 + 1,5) \dots \dots \dots 76,95 \text{ т м}$$

$$M_4 = 13,66 \times 0,25 \dots \dots \dots 3,42 \text{ т м}$$

$$\text{Суммарный удерживающий момент } M_{уд} \dots \dots \dots 393,12 \text{ т м}$$

### Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{393,12}{92,12} = 4,27 > 2.$$

Расстояние от точки  $O$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 2—2

$$x = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{393,12 - 92,19}{146,26} = \frac{300,93}{146,26} = 2,06 \text{ м.}$$

$\frac{1}{3}$  ширины сечения равна  $\frac{6}{3} = 2 \text{ м} < x = 2,06 \text{ м}$ ; следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{6}{2} - 2,06 = 0,94 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_2$

$$\sigma_{o_2} = \frac{146,26}{6} \left( 1 + \frac{6 \times 0,94}{6} \right) = 47,3 \text{ т/м}^2 = 4,73 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в точке  $O'_2$

$$\sigma_{o'_2} = \frac{146,26}{6} \left( 1 - \frac{6 \times 0,94}{6} \right) = 1,45 \text{ т/м}^2 = 0,15 \text{ кг/см}^2.$$

### Сечение 3—3.

Давление грунта на устой

$$E = 0,71 \times \frac{13,7^2}{2} = 66,6 \text{ т};$$

опрокидывающий момент относительно точки  $O_3$

$$M_{опр} = E \frac{H}{3} = 66,6 \times \frac{13,7}{3} = 304,2 \text{ т м.}$$

Вес кладки до устоя сечения 3—3 складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,50 \dots\dots\dots 22,50 \text{ т}$$

$$q_2 = 6 \times 10,7 \times 2,5 \dots\dots\dots 160,50 \text{ т}$$

$$q_3 = \frac{4,5 \times 2,5}{2} \times 2,5 \dots\dots\dots 14,06 \text{ т}$$

Вес столба земли на уступе устоя

$$q_4 = 3 \times 3 \times 1,90 \dots\dots\dots 17,10 \text{ т}$$

$$\text{Нагрузка от моста } q_5 \dots\dots\dots 13,66 \text{ т}$$

Сумма вертикальных сил  $N = 22,5 + 160,5 + 14,06 + 17,1 + 13,66 = 227,82 \text{ т}$ .

Удерживающий момент относительно точки  $O_3$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times (2,5 + 1,5) \dots\dots\dots 90,0 \text{ т м}$$

$$M_2 = 160,5 \times (2,5 + 3) \dots\dots\dots 882,8 \text{ т м}$$

$$M_3 = 14,06 \times \frac{2,5 \times 2}{3} \dots \dots \dots 23,4 \text{ т.м}$$

$$M_4 = 17,1 \times (2,5 + 3 + 1,5) \dots \dots \dots 119,7 \text{ т.м}$$

$$M_5 = 13,66 \times (2,5 + 0,25) \dots \dots \dots 37,6 \text{ т.м}$$

Суммарный удерживающий момент  $M_{уд} = \Sigma M = 1153,5 \text{ т.м}$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{1153,5}{304,2} = 3,79 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_3$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 3—3

$$x = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{1153,5 - 304,2}{227,82} = \frac{849,3}{227,82} = 3,73 \text{ м};$$

$\frac{1}{3}$  ширины сечения равна  $\frac{b}{3} = \frac{8,5}{3} = 2,83 \text{ м} < x = 3,73 \text{ м}$ ; следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

$$\text{Эксцентриситет равнодействующей } e = \frac{b}{2} - x = \frac{8,5}{2} - 3,73 = 0,52 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_3$

$$\sigma_{сз} = \frac{227,82}{8,5} \left( 1 + \frac{6 \times 0,52}{8,5} \right) = 36,64 \text{ т/м}^2 = 3,66 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в точке  $O'_3$

$$\sigma'_{сз} = \frac{227,82}{8,5} \left( 1 - \frac{6 \times 0,52}{8,5} \right) = 16,96 \text{ т/м}^2 = 1,70 \text{ кг/см}^2.$$

#### Сечение 4—4

$$\text{Давление грунта } E = 0,71 \times \frac{13,7^2}{2} = 66,6 \text{ т.}$$

Опрокидывающий момент от давления земли относительно точки  $O_4$

$$M_{опр} = E \left( \frac{H}{3} + K \right) = 66,6 \times \left( \frac{13,7}{3} + 2,0 \right) = 437,6 \text{ т.м.}$$

Собственный вес устоя до сечения 4—4 складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 \dots \dots \dots = 22,5 \text{ т}$$

$$q_2 = 10,7 \times 6 \times 2,5 \dots \dots \dots = 160,5 \text{ т}$$

$$q_3 = \frac{4,5 \times 2,5}{2} \times 2,5 \dots \dots \dots = 14,06 \text{ т}$$

$$q_4 = 2 \times 8 \times 2,5 \dots \dots \dots = 40,0 \text{ т}$$

Вес столба земли на уступе устоя

$$q_5 = 3 \times 3 \times 1,9 \dots \dots \dots = 17,1 \text{ т}$$

Нагрузка от моста  $q_6 = 13,66 \text{ т}$ .

Сумма вертикальных сил

$$N = \Sigma q = 22,5 + 160,5 + 14,06 + 40 + 17,1 + 13,66 = 267,82 \text{ т}.$$

Удерживающий момент относительно точки  $O_4$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times (2,5 + 1,5) \dots \dots \dots = 90,0 \text{ т м}$$

$$M_2 = 160,5 \times (2,5 + 3) \dots \dots \dots = 882,8 \text{ т м}$$

$$M_3 = 14,06 \times \frac{2,5 \times 2}{3} \dots \dots \dots = 23,4 \text{ т м}$$

$$M_4 = 40 \times 4,25 \dots \dots \dots = 170,0 \text{ т м}$$

$$M_5 = 17,1 \times (2,5 + 3 + 1,5) \dots \dots \dots = 119,7 \text{ т м}$$

$$M_6 = 13,66 \times (2,5 + 0,25) \dots \dots \dots = 37,6 \text{ т м}$$

Суммарный удерживающий момент  $M_{уд} = \Sigma M \dots = 1323,5 \text{ т м}$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{1323,5}{437,6} = 3,02 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_4$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 4—4

$$x = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{1323,5 - 437,6}{267,82} = \frac{885,9}{267,82} = 3,31 \text{ м};$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины сечения равна } \frac{b}{3} = \frac{8,5}{3} = 2,83 \text{ м} < x = 3,31 \text{ м};$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{8,5}{2} - 3,31 = 0,94 \text{ м}.$$

Напряжение в точке  $O_4$

$$\sigma_{o_4} = \frac{267,82}{8,5} \left( 1 + \frac{6 \times 0,94}{8,5} \right) = 52,42 \text{ т/м}^2 = 5,24 \text{ кг/см}^2 > 2 \text{ кг/см}^2$$

и напряжение в точке  $O'_4$

$$\sigma_{o'_4} = \frac{267,82}{8,5} \left( 1 - \frac{6 \times 0,94}{8,5} \right) = 10,58 \text{ т/м}^2 = 1,06 \text{ кг/см}^2.$$

### Расчет свайного основания в сечении № 3.

Так как полученное максимальное напряжение  $5,24 \text{ кг/см}^2$  превосходит допускаемое напряжение на грунт равное  $2 \text{ кг/см}^2$ , то проектируется укрепление основания железобетонными сваями квадратного сечения  $30 \times 30 \text{ см}$ .

Принимая допускаемое напряжение для железобетонных свай на сжатие  $\sigma_{жб} = 45 \text{ кг/см}^2$ , получим нагрузку на одну сваю:

$$30 \times 30 \times 45 = 40500 \text{ кг} = 40,5 \text{ т}.$$

Длина устоя параллельно оси водоспуска 7,40 м, давление, передающееся на основание устоя:

$$P = \frac{52,4 + 10,58}{2} \times 8,5 \times 7,4 = 1980,7 \text{ т.}$$

Необходимое количество свай:

$$n = \frac{P}{p} = \frac{1980,7}{40,5} = 49 \text{ шт.}$$

Принимаем 49 шт. свай и располагаем их в 7 рядов по 7 свай в каждом ряду.

Расстояние между рядами свай определяем графически (см. черт. 92).

### Расчет устоя в сечении № 4.

(Ниже проезжего моста).

Отметка верха устоя 100,00 м. (см. черт. 93)

Отметка верха водобойной плиты, 88,00 м.

Отметка подошвы устоев 86,00 м.

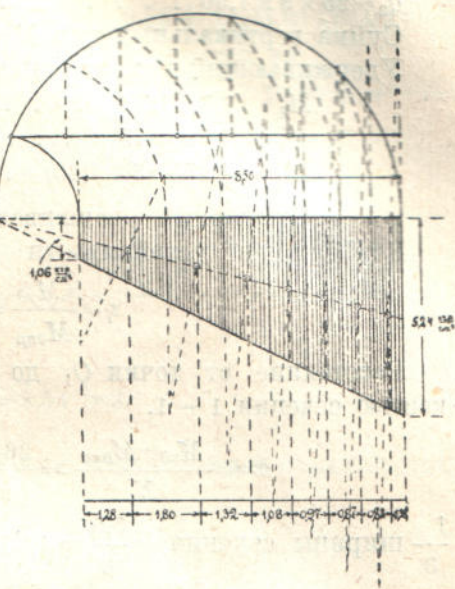
Высота устоя 14,00 м.

Расчетная высота треугольника давления земли  $H = 12,00 \text{ м.}$

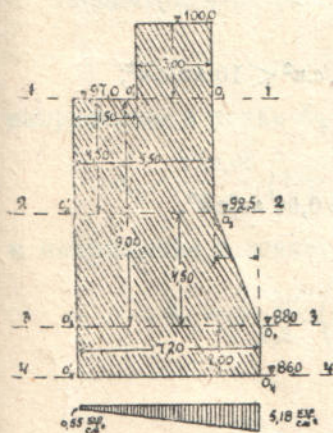
Ниже отметки 88,0, так же, как и в предыдущих двух сечениях профиля устоя, последний примыкает к кладке плиты и давление грунта ниже отметки 88,00 в расчет не принимается.

Расчет ведем на 1 пог. м. длины устоя в трех горизонтальных сечениях:

- 1) на уровне отметки 92,5 . . . . . 2—2
- 2) на уровне отметки 88,0 . . . . . 3—3
- 3) на уровне подошвы бетонного ростверка под устоем, отм. 86,0 . . . . . 4—4



Черт. 92.



Черт. 98.

### Сечение 2—2.

Давление грунта на устой

$$E = 0,71 \times \frac{7,5^2}{2} = 19,77 \text{ т;}$$

опрокидывающий момент от давления земли относительно точки  $O_1$

$$M_{опр} = E \cdot \left( \frac{H}{3} + K \right) = 19,97 \times \left( \frac{7,5}{3} + 0 \right) = 49,93 \text{ т м.}$$

Вес кладки устоя до сечения 2—2 складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 \dots \dots \dots = 22,5 \text{ т}$$

$$q_2 = 4,5 \times 5,5 \times 2,5 \dots \dots \dots = 61,9 \text{ т}$$

Вес земли на уступе устоя

$$q_3 = 25 \times 3 \times 1,90 \dots \dots \dots = 14,25 \text{ т.}$$

$$\text{Сумма вертикальных сил } N = \Sigma q = 22,5 + 61,9 + 14,25 \dots \dots = 98,65 \text{ т.}$$

Удерживающий момент относительно точки  $O$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times 1,5 \dots \dots \dots = 33,75 \text{ т м}$$

$$M_2 = 61,9 \times 2,75 \dots \dots \dots = 170,23 \text{ т м}$$

$$M_3 = 14,25 \times (3 + 1,25) \dots \dots \dots = 60,56 \text{ т м}$$

$$\text{Суммарный удерживающий момент } M_{уд} = \Sigma M = 264,54 \text{ т м}$$

Коэффициент устойчивости

$$\gamma_1 = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{264,54}{49,93} = 5,3 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_1$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 1—1.

$$x = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{264,54 - 49,93}{98,65} = \frac{214,61}{98,65} = 2,18 \text{ м};$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины сечения} = \frac{5,5}{3} = 1,83 \text{ м} < x = 2,18 \text{ м};$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{5,5}{2} - 2,18 = 0,57 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_2$

$$\sigma_{o_2} = \frac{98,65}{5,5} \left( 1 + \frac{6 \times 0,57}{5,5} \right) = 29,1 \text{ т/м}^2 = 2,91 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2;$$

напряжение в точке  $O'_2$

$$\sigma_{o'_2} = \frac{98,65}{5,5} \left( 1 - \frac{6 \times 0,57}{5,5} \right) = 6,78 \text{ т/м}^2 = 0,66 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение 3—3.

Давление грунта на устой

$$E = 0,71 \times \frac{12^2}{2} = 51,1 \text{ т};$$

опрокидывающий момент относительно точки  $O_2$

$$M_{опр} = 51,1 \times \frac{12}{3} = 204,4 \text{ т м.}$$

Вес кладки устоя до сечения 3—3 складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 \dots \dots \dots = 22,5 \text{ т}$$

$$q_2 = 5,5 \times 9 \times 2,5 \dots \dots \dots = 123,75 \text{ т}$$

$$q_3 = \frac{1,7 \times 4,5}{2} \times 2,5 \dots \dots \dots = 9,56 \text{ т}$$



Вес грунта на уступе устоя

$$q_4 = 2,5 \times 3 \times 1,90 \dots \dots \dots = 14,25 \text{ т}$$

$$\text{сумма вертикальных сил } N = \Sigma q = 22,5 + 123,75 + 9,56 + 14,25 = 170,06 \text{ т}$$

Удерживающий момент относительно точки  $O_2$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times (1,7 + 1,5) \dots \dots \dots = 72,00 \text{ т.м}$$

$$M_2 = 123,75 + (1,70 + 2,75) \dots \dots \dots = 550,69 \text{ т.м}$$

$$M_3 = 9,56 \times \frac{1,7 \times 2}{3} \dots \dots \dots = 10,84 \text{ т.м}$$

$$M_4 = 14,25 \times (1,7 + 3 + 1,25) \dots \dots \dots = 84,79 \text{ т.м}$$

$$\text{Суммарный удерживающий момент } M_{уд} = \Sigma M = 718,32 \text{ т.м.}$$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{718,32}{204,4} = 3,51 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_3$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 3—3.

$$X = \frac{M_{уд} - M_{опр}}{N} = \frac{718,32 - 204,4}{107,06} = \frac{513,92}{170,06} = 3,02 \text{ м;}$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины сечения равна } \frac{b}{3} = \frac{7,2}{3} = 2,4 \text{ м} < x = 3,02 \text{ м;}$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{7,2}{2} - 3,02 = 0,58 \text{ м;}$$

напряжение в точке  $O_3$

$$\sigma_{o_2} = \frac{170,06}{7,2} \left( 1 + \frac{6 \times 0,58}{7,20} \right) = 35,0 \text{ т/м}^2 = 3,7 \text{ кг/см}^2 < 10 \text{ кг/см}^2$$

и напряжение в точке  $O'_3$

$$\sigma_{o'_3} = \frac{170,06}{7,2} \left( 1 - \frac{6 \times 0,58}{7,2} \right) = 1,22 \text{ т/м}^2 = 0,122 \text{ кг/см}^2$$

Сечение 4—4.

Давление грунта на устой

$$E = 0,71 \times \frac{12^2}{2} = 51,1 \text{ т.}$$

Опрокидывающий момент от давления грунта относительно точки  $O_4$

$$M_{опр} = 51,1 \left( \frac{12}{3} + 2,0 \right) = 306,6 \text{ т.м.}$$

Вес кладки складывается из:

$$q_1 = 3 \times 3 \times 2,5 \dots \dots \dots = 22,5 \text{ т}$$

$$q_2 = 9 \times 5,5 \times 2,5 \dots \dots \dots = 123,75 \text{ т}$$

$$q_3 = \frac{1,70 \times 4,5}{2} \times 2,5 \dots \dots \dots = 9,56 \text{ т}$$

$$q_4 = 7,2 \times 2 \times 2,5 \dots \dots \dots = 36,0 \text{ т}$$

Вес столба земли на уступе устоя:

$$q_5 = 3 \times 2,5 \times 1,90 \dots \dots \dots = 14,25 \text{ т}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = \Sigma q = 22,5 + 123,75 + 9,56 + 36,0 + 14,25 = 207,06 \text{ т.}$$

Удерживающий момент относительно точки  $O$  складывается из:

$$M_1 = 22,5 \times (1,7 + 1,5) \dots \dots \dots = 72,00 \text{ т м}$$

$$M_2 = 123,75 \times (1,7 + 2,75) \dots \dots \dots = 550,69 \text{ т м}$$

$$M_3 = 9,56 \times \frac{(1,7 \times 2)}{3} \dots \dots \dots = 10,95 \text{ т м}$$

$$M_4 = 36 \times 3,6 \dots \dots \dots = 129,60 \text{ т м}$$

$$M_5 = 14,25 \times (1,7 + 3 + 1,25) \dots \dots \dots = 84,79 \text{ т м}$$

$$\text{Суммарный удерживающий момент } M_{уд} = \Sigma M = 848,03 \text{ т м}$$

Коэффициент устойчивости

$$\eta = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{848,03}{306,6} = 2,77 > 2.$$

Расстояние от точки  $O_3$  до пересечения равнодействующей с плоскостью сечения 4—4.

$$x = \frac{848,03 - 306,6}{206,06} = \frac{541,43}{206,06} = 2,63 \text{ м;}$$

$$\frac{1}{3} \text{ ширины сечения } \frac{b}{3} = \frac{7,2}{3} = 2,40 \text{ м} < x = 2,63 \text{ м;}$$

следовательно равнодействующая не выходит из ядра сечения.

Эксцентриситет равнодействующей

$$e = \frac{b}{2} - x = \frac{7,2}{2} - 2,63 = 0,97 \text{ м.}$$

Напряжение в точке  $O_4$

$$\frac{206,06}{7,2} \left( 1 + \frac{6 \times 0,97}{7,20} \right) = 51,8 \text{ т/м}^2 = 5,18 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в точке  $O'_4$

$$\frac{206,06}{7,2} = \left( 1 - \frac{6 \times 0,97}{7,20} \right) = 5,46 \text{ т/м}^2 = 0,55 \text{ кг/см}^2.$$

Ввиду того, что полученное максимальное напряжение  $5,18 \text{ кг/см}^2$  у подошвы устоя превосходит допускаемое напряжение на грунт  $2 \text{ кг/см}^2$ ,

проектируем укрепление основания устоя железобетонными сваями квадратного сечения  $30 \times 30$  см.

Так как напряжения в крайних точках сечения № 4 мало разнятся от тех же напряжений в сечении № 3 и меньше последних, то количество и расположение свай под основанием устоя ниже проезжего моста (расчетное сечение № 4) принимаем без расчета — тоже, что и в сечении № 3.

Профиля устоя в рассчитанных сечениях и план расположения свай по площади основания устоя показаны на чертеже (Атлас, лист 18).

### 3. ОТКОСНЫЕ КРЫЛЬЯ ВЕРХНЕГО БЬЕФА.

Проектируемые откосные крылья расположены перед средней массивной частью устоя и отделены от нее железобетонной диафрагмой, опущенной в грунт до скалы. Эти откосные крылья служат, во-первых, струна-правляющими конструкциями, обеспечивающими плавное изменение скорости движения в ды при проходе ее через водопропускное отверстие, во-вторых — защищают сооружение от ударов льда во время ледохода и в третьих, — поддерживают уширенную часть земляной плотины.

Откосные крылья проектируем в целях экономии из железобетона.

Условия работы крыльев, как подпорной стенки, будут зависеть от работы всего водохранилища; причем могут быть следующие случаи.

1. Нормальные условия работы. Горизонт воды в водохранилище имеет среднюю рабочую отметку (+99,00 м). Нижний бьеф имеет также свою нормальную отметку, соответствующую некоторому среднему расходу реки Крынки. Плотина насыщена водою по кривой депрессии, которая вполне определяется разностью верхнего и нижнего бьефа; иными словами, наибольшая отметка насыщенного водою слоя земли (пренебрегая капиллярностью грунта) достигает +99,00 м, постепенно понижаясь в сторону нижнего бьефа.

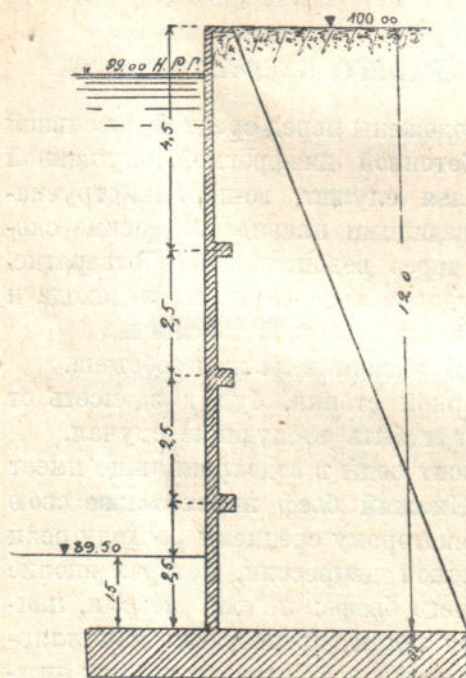
2. Через водопропускное отверстие проходит расчетный паводочный расход. Все щиты подняты. Горизонт воды в нижнем бьефе значительно повысился по сравнению с первым случаем работы. Насыщение водою тела плотины идет также по кривой депрессии, но уже более пологой.

3. Опорожнение водохранилища. Воды в верхнем бьефе совершенно нет. Крылья выдерживают полное давление земли.

Из вышеприведенных трех основных случаев работы крыльев первые два являются, по существу, одинаковыми, так как в обоих этих случаях давлению земли (насыщенного водою грунта) противодействует давление воды. Наиболее опасным является, безусловно, третий случай, особенно в том предположении, что опорожнение водохранилища произошло немедленно после прохода паводка, да еще и с повышением его горизонта до +100,00 м (отметка верхней плоскости крыльев устоя). Этот случай мы и будем считать расчетным.

## Выбор типа конструкции откосных крыльев.

На стр. 224 настоящей работы говорилось, что материалом для откосных крыльев выбран железобетон, дающий наиболее экономическое решение задачи. Такой выбор объясняется тем, что мы останавливаемся на типе так называемой „угловой стенки“, устойчивость которой зависит не от ее собственного веса, что имеет место в массивных подпорных стенах, а от давления земли на нижнюю полку угла, являющуюся той силой, которая создает уравнивающий момент, противодействующий моменту опрокидывающему.



Черт. 94.

Сечение устоя № 1.

Для связи нижней плиты углового профиля с вертикальной плитой применяются контрфорсы, располагаемые на расстоянии 1,5—3,0 м между осями; мы останавливаемся на величине 2,5 м.

Из самой схемы „угловой стенки“ понятно, что значительная масса материала приходится на самую подпорную вертикальную стенку; поэтому ее необходимо всемерно облегчить. Для этой цели мы применяем разгрузочные балочки, расположенные горизонтально и опирающиеся на контрфорсы. Такая конструкция дает возможность, во-первых, свободно менять толщину плиты на участках между отдельными горизонтальными балочками, во-вторых, рассчитывать плиту, как опертую по контуру, что также выгодно экономически по сравнению с балочной плитой.

Прилагаемая предварительная схема нашей угловой стенки показывает основные размеры и принятую разбивку горизонтальных балок (черт. 94).

Основными размерами задания будут:

1. Отметка верхней плоскости крыла . . . . . + 100,00 м
2. Отметка грунта в понурой части . . . . . + 89,50 м
3. Принятая отметка верхней плоскости горизонтальной плиты углового профиля . . . . . + 88,00 м

Исходя из этого, полная расчетная высота подпорной стены равна:

$$100,00 - 88,00 = 12,00 \text{ м.}$$

Горизонтальные балочки располагаем на расстоянии между осями, равном 2,5 м, что позволяет рассчитывать нашу плиту (т. е. отдельные элементы подпорной стенки) как квадратную. Таких промежуточных балочек мы проектируем три; при этом верхний участок плиты будет

иметь размеры  $4,5 \times 2,5$ , т. е. отношение сторон прямоугольной плиты равно

$$\frac{4,5}{2,5} = 1,8.$$

Как известно, при отношении сторон большем 1,5 и согласно § 23 „Временных технических условий Госплана“, таковая плита может рассматриваться как балочная, так как выгодность плиты, опертой по периметру, при этих отношениях ничтожна; однако, это обстоятельство при той ничтожной нагрузке, каковая имеет место в верхнем участке подпорной стенки, не имеет значения, так как плиту тоньше 16 см мы все равно бы не спроектировали.

### Расчетные нагрузки.

В качестве расчетной нагрузки мы принимаем смоченный водою грунт, образующий тело плотины; данные для этого грунта

$$\varphi = 25^\circ \text{ (угол трения)}$$

$$\gamma = 1,9 \text{ (удельный вес).}$$

Временную нагрузку (толпа людей) на поверхности насыпи не принимаем во внимание ввиду ее сравнительно ничтожной величины.

Для удобства дальнейшего производства расчета определим нагрузки, испытываемые отдельными по высоте участками плиты и контрфорса.

Полное давление земли на всю стенку высотой 12,0 м на 1 пог. м равно

$$E = \gamma \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$\gamma = 1,9;$$

$$H = 12,0 \text{ м};$$

$$\gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 1,9 \cdot 0,406 = 0,772$$

$$E = \mu_a W = 0,772 \cdot 72 = 55,5 \text{ т.}$$

Площадь треугольника распределения давления

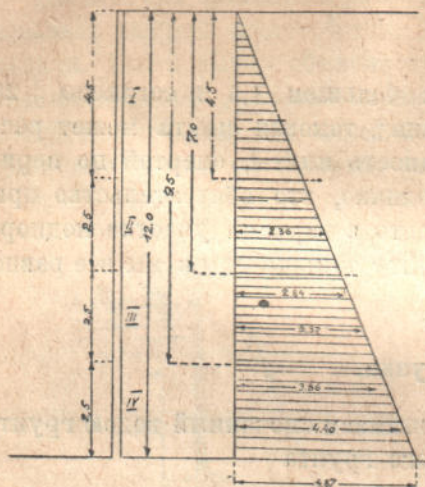
$$\omega = \frac{55,5}{1,9} = 29,2 \text{ м}^2.$$

Основание треугольника распределения давления

$$C = \frac{2 \cdot \omega}{H} = \frac{2 \cdot 29,2}{12,0} = 4,87 \text{ м.}$$

На каждый участок давление распределено или по трапеции (для трех нижних участков) или по треугольнику (для верхнего участка).

Основания этих трапеций равны (считая сверху):



Черт. 95.

$$a_1 = \frac{4,5 \cdot 4,87}{12,0} = 1,83 \text{ м};$$

$$a_2 = \frac{7,0 \cdot 4,87}{12,0} = 2,84 \text{ м};$$

$$a_3 = \frac{9,5 \cdot 4,87}{12,0} = 3,86 \text{ м};$$

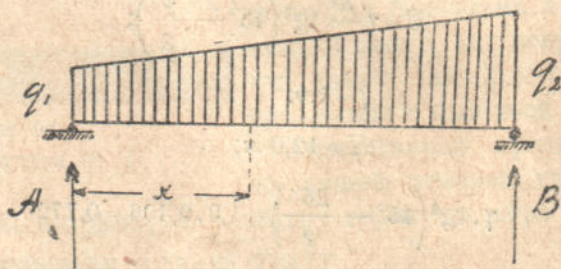
$$a_4 = 4,87 \text{ м}.$$

Так как нам при расчете плит, опертых по периметру, неудобно иметь дело с нагрузкой, распределенной по трапеции, то определим эквивалентные нагрузки для этих участков (т. е. для трех нижних участков).

Для этого будем поступать следующим образом: определив наибольший изгибающий момент от трапециoidalной нагрузки и исходя из него, найдем величину равномерно-распределенной нагрузки, дающей такой же момент.

Наибольший изгибающий момент будет в сечении, на расстоянии  $x$  от левой опоры

$$x = \frac{l}{q_2 - q_1} \left[ \sqrt{\frac{1}{3} (q_1^2 + q_1 \cdot q_2 + q_2^2)} - q_1 \right]$$



Черт. 96.

Интенсивность нагрузки по участкам:  
участок II:

$$q_1 = 1,9 \cdot 1,83 = 3,48 \text{ м};$$

$$q_2 = 1,9 \cdot 2,84 = 5,4 \text{ м};$$

участок III:

$$q_1 = 1,9 \cdot 2,84 = 5,4 \text{ м};$$

$$q_2 = 1,9 \cdot 3,86 = 7,34 \text{ м};$$

участок IV:

$$q_1 = 1,9 \cdot 3,86 = 7,34 \text{ м};$$

$$q_2 = 1,9 \cdot 4,87 = 9,25 \text{ м}.$$

Расстояние наиболее опасного сечения от левой опоры по участкам:

участок II

$$x = \frac{2,5}{5,4 - 3,48} \left( \sqrt{\frac{(3,48)^2 + 3,48 \cdot 5,4 + (5,4)^2}{3}} - 3,48 \right) = 1,3 \text{ м};$$

участок III

$$x = \frac{2,5}{7,34 - 5,4} \left( \sqrt{\frac{(5,4)^2 + 5,4 \cdot 7,34 + (7,34)^2}{3}} - 5,4 \right) = 1,3 \text{ м};$$

участок IV

$$x = \frac{2,5}{9,25 - 7,34} \left( \sqrt{\frac{(7,34)^2 + 7,34 \cdot 9,25 + (9,25)^2}{3}} - 7,34 \right) = 1,3 \text{ м};$$

Наибольшие изгибающие моменты, определяем по формуле (при заданном  $x$ ):

$$M = \frac{(2q_1 + q_2)lx}{6} - \frac{q \cdot x^2}{2} - \frac{(q_2 - q_1)x^3}{6.l};$$

участок II

$$M_2 = \frac{(2 \cdot 3,48 + 5,4) 2,5 \cdot 1,3}{6} - \frac{3,48 (1,3)^2}{2} - \frac{(5,4 - 3,48) (1,3)^3}{6 \cdot 2,5} = 3,51 \text{ т м};$$

участок III

$$M_3 = \frac{(2 \cdot 5,4 + 7,34) 2,5 \cdot 1,3}{6} - \frac{5,4 (1,3)^2}{2} - \frac{(7,34 - 5,4) (1,3)^3}{6 \cdot 2,5} = 5,01 \text{ т м};$$

участок IV

$$M_4 = \frac{(2 \cdot 7,34 + 9,25) 2,5 \cdot 1,3}{6} - \frac{7,34 (1,3)^2}{2} - \frac{(9,25 - 7,34) (1,3)^3}{6 \cdot 2,5} = 6,52 \text{ т м};$$

Эквивалентные нагрузки на этом основании будут:

для II участка:

$$q_2 = \frac{8 \cdot 3,51}{2,5^2} = 4,5 \text{ т};$$

для III участка:

$$q_3 = \frac{8 \cdot 5,01}{2,5^2} = 6,4 \text{ т};$$

для IV участка

$$q_4 = \frac{8 \cdot 6,52}{2,5^2} = 8,35 \text{ т}.$$

Откуда основания прямоугольников распределения давления по участкам таковы:

$$b_2 = \frac{4,5}{1,9} = 2,36 \text{ м};$$

$$b_3 = \frac{6,4}{1,9} = 3,37 \text{ м};$$

$$b_4 = \frac{8,35}{1,9} = 4,4 \text{ м}.$$

Поступая таким же образом для I участка (нагрузка по треугольнику) находим:

полная нагрузка на весь пролет

$$P = \frac{ql}{2} = \frac{3,48 \cdot 2,5}{2} = 4,35 \text{ т}.$$

$$M_{max} = 0,128 \cdot P \cdot l = 0,128 \cdot 4,35 \cdot 2,5 = 1,4 \text{ т м}.$$

Эквивалентная равномерно-распределенная нагрузка

$$q_1 = \frac{8 \cdot 1,4}{2,5^2} = 1,79 \text{ т}.$$

т. е. мы замечаем, что при нашем допущении в этом участке нагрузка весьма резко падает по сравнению с падением нагрузки на остальных участках; в запас прочности поэтому принимаем для I участка

$$q_1 = 2,6 \text{ т}.$$

Тогда основание прямоугольника распределения давления

$$b_1 = \frac{2,6}{1,9} = 1,37 \text{ м},$$

что вполне соответствует общему падению интенсивности эквивалентных нагрузок.

#### Допускаемые напряжения.

Для всех элементов проектируемых крыльев принимаем бетон состава 1:2:4, т. е. марку № 2 по классификации „Временных условий“. Сооружение наше относится ко II классу по классификации тех же „условий“.

При этом (согласно § 45), получаем допускаемое напряжение бетона на сжатие при изгибе

$$\sigma_s = 50 \text{ кг/см}^2.$$

Для железа принимаем (согласно § 46) допускаемое напряжение на растяжение

$$\sigma_s = 1\,200 \text{ кг/см}^2.$$



Эти напряжения принимаем без изменения для расчета контрфорсов и по поперечных горизонтальных балочек; для плиты же, как весьма ответственной и, кроме того, сравнительно тонкой части конструкции, допускаемые напряжения необходимо несколько понизить по следующим соображениям:

1. Плита находится в условиях работы гидротехнических сооружений, для которых по нормам Народного комиссариата путей сообщения допускаемое напряжение железа вообще значительно понижается.

2. В плите ни в каком случае нельзя допустить образование даже волосяных трещин, так как застаивающаяся в них вода при замерзании будет разрушать и без того сравнительно тонкий защитный слой бетона и может обнажить железо, что, вообще говоря, ведет к быстрому изнашиванию всего сооружения.

3. Германские правительственные нормы, более детально разработанные, чем существующие русские нормы, в § 19 „Допускаемые напряжения“ прямо указывают, что даже для частей гражданских сооружений, подверженных сильным сотрясениям (в нашем случае—удары льда), не говоря о гидротехнических сооружениях, допускаемое напряжение для бетона на сжатие при изгибе должно принимать, для нормального цемента равным  $35 \text{ кг/см}^2$  и для железа —  $1\,000 \text{ кг/см}^2$ .

4. Русская строительная практика последних лет также дает указания, что допускаемые напряжения в подобных случаях принимаются равными:

для бетона  $35 - 40 \text{ кг/см}^2$ ,  
для железа  $1\,000 \text{ кг/см}^2$ .

Все это заставляет нас принять допускаемые напряжения в плите равными:

для бетона на сжатие при изгибе

$$\sigma_b = 40 \text{ кг/см}^2;$$

для железа на растяжение

$$\sigma_e = 1\,000 \text{ кг/см}^2$$

Допускаемое напряжение грунта принимаем  $2 \text{ кг/см}^2$ .

### Ориентировочное определение размеров контрфорсов.

Принимаем ориентировочно следующие размеры контрфорса:

верхнее основание . . . . . 0,5 м;  
нижнее основание . . . . . 5,2 м;  
толщина . . . . . 0,4 м;

толщину железобетонной плиты под контрфорсом полагаем равной 0,8 м.

Собственный вес контрфорса

$$P_1 = 2,4 \cdot 12,0 \cdot 0,4 \cdot 0,5 (0,5 + 5,2) = 32,8 \text{ т.}$$

Весом плиты и горизонтальных балочек пренебрегаем.

Собственный вес 2,5 пог. м железобетонной плиты толщиной 0,8 м и длиной 5,2 м

$$P_2 = 2,4 \cdot 0,8 \cdot 5,2 \cdot 2,5 = 25,0 \text{ т.}$$

Вес столба смоченного грунта (при  $\gamma = 1,9$ ) высотой 12,0 м и размерами в плане 2,5 × 5,2 м

$$P_3 = 1,9 \cdot 2,5 \cdot 5,2 \cdot 12,0 = 296,4 \text{ т.}$$

$P_3$  — вес земли, давящей на горизонтальную стенку углового профиля подпорной стены.

Полное горизонтальное давление земли на стену высотой 12,8 м, т. е. на полную высоту самой стены и плиты на ширину 2,5 м.

$$E = 2,5 \cdot 1,9 \cdot 0,5 \cdot 12,8^2 \cdot 0,406 = 158,5 \text{ т.}$$

Сила  $P_1$  приложена на расстоянии 1,7 м от точки могущего быть вращения „а“; силы же  $P_2$  и  $P_3$ , совпадающие по направлению, приложены на расстоянии

$$\frac{5,2}{2} = 2,6 \text{ м от той же точки (черт. 97).}$$

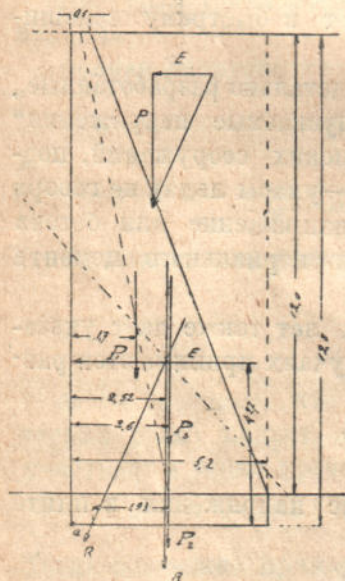
Равнодействующая всех вертикальных сил разделит расстояние между силами обратно пропорционально их величинам, каковые равны:

$$P_1 = 32,8 \text{ т;}$$

$$P_c = P_2 + P_3 = 25,0 + 296,4 = 321,4 \text{ т.}$$

Расстояние между силами равно

$$2,6 - 1,7 = 0,9 \text{ м.}$$



Черт. 97.

Расстояние равнодействующей от точки вращения

$$1,7 + \frac{321,4 \cdot 0,9}{32,8 + 321,4} = 2,52 \text{ м.}$$

Распор земли будет приложен на расстоянии от нижней плоскости горизонтальной плиты

$$\frac{12,8}{3} = 4,27 \text{ м.}$$

Величина опрокидывающего момента

$$M_{опр} = 4,27 \times 158,4 = 675 \text{ т м.}$$

Величина уравнивающего момента

$$M_{ур} = 2,52 \times (32,8 + 321,4) = 895 \text{ т м.}$$

## Коэффициент устойчивости системы

$$\gamma = \frac{895}{675} = 1,32.$$

Из построения треугольника сил и определения положения равнодействующей видно, что эта последняя выходит из пределов средней трети ( $1,93 > \frac{5,2}{2,3} = 0,87$ ), что показывает на появление растягивающих напряжений в противоположной точке „а“ стороне основания; нам же желательно всемерно избежать этого обстоятельства, а также увеличить коэффициент устойчивости системы хотя бы до 1,8—2,0.

Поэтому уширяем основание (т. е. горизонтальную плиту) на 2 м вперед, так чтобы вся величина его была бы равна 7,2 м (черт. 98).

В этом случае силы  $P_1$  и  $P_3$  сохраняют свое значение; сила же  $P_2$  увеличится и будет равна

$$P_2 = 2,4 \cdot 0,8 \cdot 7,2 \cdot 2,5 = 34,5 \text{ т.}$$

Расстояние между силами  $P_2$  и  $P_3$  равно

$$\frac{7,2}{2} - \frac{5,2}{2} = 1,0 \text{ м.}$$

Из чертежа видим; что силы  $P_1$  и  $P_2$  совпадают; поэтому их можно заменить равнодействующей

$$P = P_1 + P_2 = 32,8 + 34,5 = 67,3 \text{ т.}$$

Имея величину силы  $P$ , находим положение равнодействующей всех вертикальных сил.

Расстояние этой равнодействующей от силы  $P$  равно:

$$\frac{296,4 \cdot 1,0}{67,3 + 296,4} = 0,82 \text{ м.}$$

Расстояние этой равнодействующей от точки вращения равно:

$$2,0 + 1,7 + 0,82 = 4,52 \text{ м.}$$

Величина равнодействующей

$$R = 67,3 + 296,4 = 363,7 \text{ т.}$$

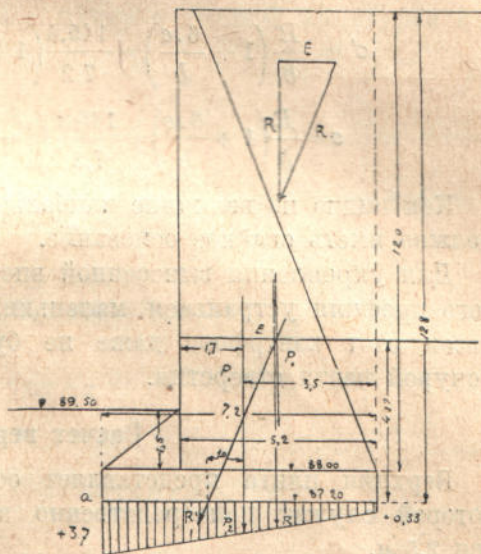
Из построения находим эксцентриситет

$$e = 1,0 \text{ м,}$$

что указывает, что при этом не будет растягивающих напряжений, так как

$$e < \frac{b}{6}; \quad 1,0 < \frac{7,2}{6};$$

$$1,0 < 1,2.$$



Черт. 98.

Опрокидывающий момент остается тем же

$$M_{опр} = 675 \text{ т.м.}$$

Уравновешивающий же момент значительно увеличился

$$M_{ур} = 3,7 \cdot 67,3 + 4,6 \cdot 296,4 = 1610 \text{ т.м.}$$

Коэффициент устойчивости системы

$$\eta = \frac{1610}{675} = 2,39.$$

Напряжения грунта определим по формулам неравномерного сжатия, приведя все к 1 пог. м:

$$R = \frac{363,7}{2,5} = 145,4 \text{ т};$$

$$\sigma' = \frac{R}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{145,4}{7,2} \left( 1 + \frac{6 \cdot 1,0}{7,2} \right) = 37,1 \text{ т/м}^2 = 3,7 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{R}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{145,4}{7,2} \left( 1 - \frac{6 \cdot 1,0}{7,2} \right) = 3,34 \text{ т/м}^2 = 0,33 \text{ кг/см}^2.$$

Как видно по величине наибольшего напряжения грунта, сооружение должно иметь свайное основание.

Для укрепления вынесенной вперед части горизонтальной плиты углового профиля устраиваем маленький контрфорс высотой 1,5 м; таким образом этот контрфорс даже не будет выдаваться над отметкой грунта понурой части отверстия.

#### Расчет верхней плиты.

Верхняя плита представляет собою многопролетную плиту, опорами которой служат непосредственно контрфорсы. Расчетный пролет ее равен 2,5 м.

Согласно § 22/2 „Временных условий“, эту плиту следует рассматривать, как однопролетную с частичной заделкой концов.

Расчетными моментами для такой плиты, согласно § 26/2 „Временных условий“, будут:

$$M_{он} = -0,05 q \cdot l^2;$$

$$M_{ср} = +0,1 q \cdot l^2.$$

Здесь же отмечаем, что в этой плите, а также в остальных плитах, горизонтальных балочках, контрфорсе (основном и дополнительном), собственный вес не влияет на величину расчетного изгибающего момента, почему и не учитывается.

По изложенному на стр. 244 эквивалентная нагрузка нашей плиты равна

$$q = 2,6 \text{ т.}$$

Расчетный момент в середине пролета

$$M_{ср} = 0,1 \cdot 2,6 (2,5)^2 = 1,625 \text{ т.м.}$$

Расчетный момент на опоре

$$M_{оп} = -0,5 \cdot 2,6 (2,5)^2 = -0,813 \text{ т.м.}$$

При принятых допускаемых напряжениях 40 и 1000 имеем коэффициенты

$$a_2 = 0,39;$$

$$a_3 = 0,293;$$

$$\sqrt{M} = \sqrt{1625} = 40,3.$$

Необходимая полезная высота

$$h = 0,39 \cdot 40,3 = 15,7 \text{ см.}$$

Так как нам все равно необходима сжатая арматура (вернее, арматура, могущая работать на растяжение в случае бокового удара льда о стенку), то применяем в данном случае плиту с двойной арматурой и полагаем

$$d = 16 \text{ см.};$$

$$a = 2,6 \text{ см.};$$

$$h = 16,0 - 2,6 = 13,4 \text{ см.}$$

Для определения необходимого сечения арматуры пользуемся таблицами<sup>1</sup>, из которых находим:

$$C_1 = 0,375;$$

$$C_3 = 2,5;$$

$$C_2 = 0,00114;$$

$$C_4 = 0,0187.$$

Положение нейтральной оси

$$x = C_1 \cdot h = 0,375 \cdot 13,4 = 5,02 \text{ см.}$$

Сечение растянутой арматуры

$$f = \frac{M \cdot C_2}{h} = \frac{162500 \cdot 0,00114}{13,4} = 13,8 \text{ см}^2.$$

Сечение сжатой арматуры

$$f' = (f \cdot C_3 - bhC_4) \frac{2x}{3(x - a_1)} =$$
$$= (13,8 \cdot 2,5 - 100 \cdot 13,4 \cdot 0,0187) \frac{2 \cdot 5,02}{3(5,02 - 2,6)} = 13,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $a_1 = a = 2,6 \text{ см.}$

Ставим в верхнем и в нижнем поясе по 12  $\varnothing 12$

$$f = f' = 13,56 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f + f')}{b} = \frac{15 \cdot 2 \cdot 13,56}{100} = 4,06;$$

$$p = \frac{2n}{b} (hf + a_1 \cdot f') = \frac{2 \cdot 15 \cdot 13,56}{100} (13,4 + 2,6) = 65;$$

<sup>1</sup> Проф. А. Жарский—Расчет междуэтажного перекрытия, стр. 218.

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{4,06^2 + 65} - 4,06 = 5,0 \text{ см};$$

$$C = h - a_1 = 13,4 - 2,6 = 10,8 \text{ см}.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx}{6} (3h - x) + \frac{15 \cdot Cf'}{x} (x - a_1) = \frac{100 \times 5,0}{6} (3 \cdot 13,4 - 5,0) + \\ + \frac{15 \cdot 10,8 \cdot 13,56}{5,0} (5,0 - 2,6) = 4030 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{162500}{4030} = 40,3 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_e = \frac{n \sigma_b (h - x)}{x} = \frac{15 \cdot 40,3 (13,4 - 5,0)}{5} = 1015 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения сжатой арматуры не проверяем, так как они заведомо меньше напряжений растянутой арматуры.

В виду значительного уменьшения величины изгибающего момента по мере убывания ординат треугольника распределения давления, можно и содержание арматуры уменьшать кверху, доведя его до наименьшего возможного, т. е. до 0,4%.

### Расчет плит, опертых по периметру.

Рассматривая наши плиты, замечаем, что они представляют собою неразрывные системы, которые, согласно § 22/2 „Временных условий“, рассчитывались бы как плиты с частично защемленными концами, если бы они не были оперты по четырем сторонам.

К сожалению, имеющиеся в приложении № 6 к „Временным условиям“ таблицы проф. Галеркина дают значение коэффициентов только для полной заделки концов; поэтому эти коэффициенты придется несколько изменить, а именно увеличить значение момента по середине пролета и уменьшить его на опорах. Эти новые коэффициенты найдем, сравнивая значения изгибающих моментов по § 26 „Временных условий“ для плит с полной и частичной заделкой концов.

Для середины пролета получаем

$$K_c = \frac{0,1}{0,0625} = 1,6$$

и для опоры

$$K_o = \frac{0,05}{0,083} = 0,6.$$

Для осторожности принимаем

$$K_c = 1,5;$$

$$K_o = 0,8.$$

Из таблиц проф. Галеркина находим коэффициенты для случая квадратной плиты

для середины пролета

$$a_1 = 0,022;$$

для опоры

$$b_1 = 0,0052.$$

Вводя нашу поправку, находим

$$a = 1,5 \cdot 0,022 = 0,033;$$

$$b = 0,8 \cdot 0,0052 = 0,042.$$

Таким образом имея эти коэффициенты, можно определить расчетные значения изгибающих моментов.

Имея в виду, что формулы для определения величин изгибающих моментов имеют вид

$$M = K \cdot p \cdot a^2,$$

где  $K$  — коэффициент;

$p$  — величина нагрузки в  $\text{кг/см}^2$ ;

$a$  — пролет в  $\text{см}$ ;

$M$  — изгибающий момент, отнесенный к ширине полоски, равной 1  $\text{см}$ , необходимо перевести полученные выше значения эквивалентных нагрузок в принятые формулой меры; тогда получаем

для II участка

$$q_2 = 4,5 \text{ т/м}^2 = 0,45 \text{ кг/см}^2;$$

для III участка

$$q_3 = 6,4 \text{ т/м}^2 = 0,64 \text{ кг/см}^2;$$

для IV участка

$$q_4 = 8,35 \text{ т/м}^2 = 0,835 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетные значения изгибающих моментов

для II участка:

$$M_{cp} = 100 \cdot 0,033 \cdot 0,45 \cdot 250^2 = 92\,800 \text{ кг см};$$

$$M_{op} = -100 \cdot 0,042 \cdot 0,45 \cdot 250^2 = -118\,000 \text{ кг см};$$

для III участка

$$M_{cp} = 100 \cdot 0,033 \cdot 0,64 \cdot 250^2 = 132\,000 \text{ кг см};$$

$$M_{op} = -100 \cdot 0,042 \cdot 0,64 \cdot 250^2 = -168\,000 \text{ кг см};$$

для IV участка

$$M_{cp} = 100 \cdot 0,033 \cdot 0,835 \cdot 250^2 = 172\,000 \text{ кг см};$$

$$M_{op} = -100 \cdot 0,042 \cdot 0,835 \cdot 250^2 = -219\,000 \text{ кг см}.$$

Теперь можно найти необходимую полезную высоту плит каждого участка, определяемую по величине изгибающего момента на опоре (вуты в расчет не вводим) и сечение арматуры

для участка II:

$$h_2 = 0,39 \sqrt{1\,180} = 13,4 \text{ см};$$

$$f_2 = 0,293 \sqrt{1\,180} = 10,1 \text{ см}^2;$$

для участка III:

$$h_3 = 0,39\sqrt{1680} = 16,0 \text{ см};$$

$$f_3 = 0,293\sqrt{1680} = 12,0 \text{ см}^2;$$

для участка IV:

$$h_4 = 0,39\sqrt{2190} = 18,25 \text{ см};$$

$$f_4 = 0,293\sqrt{2190} = 13,7 \text{ см}^2.$$

Основным пролетом считаем пролет между контрфорсами, для которого и определяем полезную высоту.

Принятые толщины плит (полные):

для участка II:

$$d_2 = 16 \text{ см};$$

для участка III:

$$d_3 = 19 \text{ см};$$

для участка IV:

$$d_4 = 22 \text{ см}.$$

Выбираем 12-миллиметровое железо. Тогда получаем полезные высоты

для участка II:

по главному пролету

$$h_a = 16,0 - 2,0 - \frac{1,2}{2} = 13,4 \text{ см};$$

по другому пролету

$$h_b = 16,0 - 2,0 - 1,2 - \frac{1,2}{2} = 12,2 \text{ см};$$

для участка III:

по главному пролету

$$h_a = 19,0 - 2,0 - \frac{1,2}{2} = 16,4 \text{ см};$$

по другому пролету

$$h_b = 19,0 - 2,0 - 1,2 - \frac{1,2}{2} = 15,2 \text{ см};$$

для участка IV:

по главному пролету

$$h_a = 22,0 - 2,0 - \frac{1,2}{2} = 19,4 \text{ см};$$

по другому пролету

$$h_b = 22,0 - 2,0 - 1,2 - \frac{1,2}{2} = 18,2 \text{ см}.$$



Имея эти действительные полезные высоты, определяем более точно площадь арматуры

для II участка:

середина пролета

$$f_a = \frac{92\,800}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 13,4} = 7,70 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{92\,800}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 12,2} = 8,45 \text{ см}^2;$$

опора

$$f_a = \frac{118\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 13,4} = 9,78 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{118\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 12,2} = 10,75 \text{ см}^2;$$

для III участка:

середина пролета

$$f_a = \frac{132\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 16,4} = 8,95 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{132\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 15,2} = 9,65 \text{ см}^2;$$

опора

$$f_a = \frac{168\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 16,4} = 11,4 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{168\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 15,2} = 12,30 \text{ см}^2;$$

для IV участка:

середина пролета

$$f_a = \frac{172\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 19,4} = 9,85 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{172\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 18,2} = 10,50 \text{ см}^2;$$

опора

$$f_a = \frac{219\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 19,4} = 12,54 \text{ см}^2;$$

$$f_b = \frac{219\,000}{1\,000 \cdot 0,9 \cdot 18,2} = 13,37 \text{ см}^2.$$

Принимаем следующее армирование (равная арматура по обоим пролетам):

Для участка II: по середине пролета пропускаем  $8 \varnothing 12$  и в верхнем поясе  $5 \varnothing 12$ ; на опоре к имеющимся уже  $5 \varnothing 12$  отгибаем еще  $5 \varnothing 12$ ; всего на опоре должно быть  $10 \varnothing 12$ .

Для участка III: по середине пролета пропускаем 9 Ø 12 и в верхнем поясе 5 Ø 12; на опоре к имеющимся уже 5 Ø 12 отгибаем еще 6 Ø 12; всего на опоре должно быть 11 Ø 12.

Для участка IV: по середине пролета пропускаем 10 Ø 12 и в верхнем поясе 6 Ø 12; на опоре к имеющимся уже 6 Ø 12 отгибаем еще 6 Ø 12; всего на опоре должно быть 12 Ø 12.

Таким образом окончательно имеем сечение арматуры по участкам и по пролетам, считая плиты армированными и в сжатой зоне, а именно:

для II участка:

середина пролета

опора

$$f_a = f_b = 9,04 \text{ см}^2 \text{ (8 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 5,65 \text{ см}^2 \text{ (5 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 13,4 \text{ см};$$

$$h_b = 12,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см};$$

$$f_a = f_b = 11,30 \text{ см}^2 \text{ (10 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 3,39 \text{ см}^2 \text{ (3 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 13,4 \text{ см};$$

$$h_b = 12,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см}.$$

для III участка:

середина пролета

опора

$$f_a = f_b = 10,17 \text{ см}^2 \text{ (9 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 5,66 \text{ см}^2 \text{ (5 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 16,4 \text{ см};$$

$$h_b = 15,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см};$$

$$f_a = f_b = 12,43 \text{ см}^2 \text{ (11 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 3,39 \text{ см}^2 \text{ (3 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 16,4 \text{ см};$$

$$h_b = 15,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см}.$$

для IV участка:

середина пролета

опора

$$f_a = f_b = 11,30 \text{ см}^2 \text{ (10 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 6,78 \text{ см}^2 \text{ (6 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 19,4 \text{ см};$$

$$h_b = 18,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см};$$

$$f_a = f_b = 13,56 \text{ см}^2 \text{ (12 } \varnothing 12);$$

$$f'_a = f'_b = 3,39 \text{ см}^2 \text{ (3 } \varnothing 12);$$

$$h_a = 19,4 \text{ см};$$

$$h_b = 18,2 \text{ см};$$

$$a_a = a'_a = 2,6 \text{ см};$$

$$a_b = a'_b = 3,8 \text{ см};$$

Проверка напряжений.

При проверке напряжений достаточно определить их только для пролетов „b“, так как по этим пролетам, при равных величинах изгибающих моментов, полезная высота меньше полезной высоты по пролетам „a“, следовательно, напряжения материалов (бетона и железа) по пролетам „b“ будут наибольшими.

Участок II.

а) Проверка напряжений по середине пролета

$$M = 92\,800 \text{ кг см};$$

$$h = 12,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 9,04 \text{ см}^2;$$

$$f' = 5,65 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(9,04+5,65)}{100} = 2,21;$$

$$p = \frac{2n(h \cdot f + a' \cdot f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(12,2 \cdot 9,04 + 3,8 \cdot 5,65)}{100} = 39,4.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{2,21^2 + 39,4} - 2,21 = 4,45 \text{ см};$$

$$C = h - a' = 12,2 - 3,8 = 8,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 \cdot C \cdot f' (x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 4,45(3 \cdot 12,2 - 4,45)}{6} + \frac{15 \cdot 8,4 \cdot 5,65(4,45 - 3,8)}{4,45} = 2\,484 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{92\,800}{2\,484} = 37,3 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot \sigma_b \cdot (h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 37,3(12,2 - 4,45)}{4,45} = 975 \text{ кг/см}^2.$$

б) Проверка напряжений на опоре

$$M = 118\,000 \text{ кг см};$$

$$h = 12,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 11,30 \text{ см}^2;$$

$$f' = 3,39 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(11,3+3,39)}{100} = 2,21;$$

$$p = \frac{2n(hf+a' \cdot f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(12,2 \cdot 11,3 + 3,8 \cdot 3,39)}{100} = 45,9.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{2,21^2 + 45,9} - 2,21 = 4,92 \text{ см};$$

$$C = h - a' = 12,2 - 3,8 = 8,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 C \cdot f \cdot (x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 4,92 (3 \cdot 12,2 - 4,92)}{6} + \frac{15 \cdot 8,4 \cdot 3,39 (4,92 - 3,8)}{4,92} = 2698 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{118000}{2698} = 43,7 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 43,7 (12,2 - 4,92)}{4,92} = 975 \text{ кг/см}^2$$

Участок III.

а) Проверка напряжений по середине пролета

$$M = 132000 \text{ кг см};$$

$$h = 15,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 10,17 \text{ см}^2;$$

$$f' = 5,65 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(10,17 + 5,65)}{100} = 2,38;$$

$$p = \frac{2n(hf+a'f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(15,2 \cdot 10,17 + 3,8 \cdot 5,65)}{100} = 52,8.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{(2,38)^2 + 52,8} - 2,38 = 5,28;$$

$$C = h - a' = 15,2 - 3,8 = 11,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 C f' (x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 5,28 (3 \cdot 15,2 - 5,28)}{6} + \frac{15 \cdot 11,4 \cdot 5,65 (5,28 - 3,8)}{5,28} = 3598 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{132000}{3590} = 36,7 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 36,7 (15,2 - 5,28)}{5,28} = 1030 \text{ кг/см}^2.$$

б) Проверка напряжений на опоре.

$$M = 168\,000 \text{ кг см};$$

$$h = 15,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 12,43 \text{ см}^2;$$

$$f' = 3,39 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(12,43 + 3,39)}{100} = 2,38;$$

$$p = \frac{2n(hf + a' \cdot f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(15,2 \cdot 12,43 + 3,8 \cdot 3,39)}{100} = 60,7.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{2,38^2 + 60,7} - 2,38 = -5,8 \text{ см};$$

$$C = h - a' = 15,2 - 3,8 = 11,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 \cdot C \cdot f \cdot (x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 5,8(3 \cdot 15,2 - 5,8)}{6} + \frac{15 \cdot 11,4 \cdot 3,39(5,8 - 3,8)}{5,8} = 4\,050 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{168\,000}{4\,050} = 41,5 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 41,5(15,2 - 5,8)}{5,8} = 1\,010 \text{ кг/см}^2.$$

Участок IV.

а) Проверка напряжений по середине пролета

$$M = 172\,000 \text{ кг см};$$

$$h = 18,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 11,3 \text{ см}^2;$$

$$f' = 6,78 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(11,3 + 6,78)}{100} = 2,72;$$

$$p = \frac{2n(hf + a' \cdot f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(18,2 \cdot 11,3 + 3,8 \cdot 6,78)}{100} = 69,5.$$

Положение нейтральной оси.

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{2,72^2 + 69,5} - 2,72 = 6,05 \text{ см};$$

$$C = h - a' = 18,2 - 3,8 = 14,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 \cdot C \cdot f'(x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 6,05(3 \cdot 18,2 - 6,05)}{6} + \frac{15 \cdot 14,4 \cdot 6,78(6,05 - 3,8)}{6,05} = 5230 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{172000}{5230} = 33,0 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 33,0(18,2 - 6,05)}{6,05} = 995 \text{ кг/см}^2.$$

б) Проверка напряжений на опоре

$$M = 219000 \text{ кг см};$$

$$h = 18,2 \text{ см};$$

$$a = a' = 3,8 \text{ см};$$

$$f = 13,56 \text{ см}^2;$$

$$f' = 3,39 \text{ см}^2;$$

$$m = \frac{n(f+f')}{b} = \frac{15(13,56 + 3,39)}{100} = 2,55;$$

$$p = \frac{2n(hf + a' \cdot f')}{b} = \frac{2 \cdot 15(18,2 \cdot 13,56 + 3,8 \cdot 3,39)}{100} = 78,6.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \sqrt{m^2 + p} - m = \sqrt{2,55^2 + 78,6} - 2,55 = 6,7;$$

$$C = h - a' = 18,2 - 3,8 = 14,4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bx(3h-x)}{6} + \frac{15 \cdot C \cdot f'(x-a')}{x} = \frac{100 \cdot 6,7(3 \cdot 18,2 - 6,7)}{6} + \frac{15 \cdot 14,4 \cdot 3,39(6,7 - 3,8)}{6,7} = 5520 \text{ см}^3.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{219000}{5520} = 39,6 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растянутой арматуры

$$\sigma_s = \frac{n\sigma_b(h-x)}{x} = \frac{15 \cdot 39,6(18,2 - 6,7)}{6,7} = 1020 \text{ кг/см}^2.$$

Некоторое перенапряжение бетона в опорном сечении во II и III участках считаем неопасным, так как в действительности (благодаря влиянию неучитываемых нами вут) эти перенапряжения или будут весьма малыми, или совершенно исчезнут.

## Расчет горизонтальных балочек

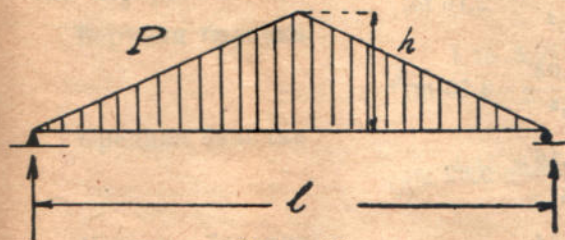
Горизонтальные балочки служат опорами четырехсторонних плит, поэтому, согласно § 34 „Временных условий“, для определения того, как распределяется между четырьмя окружающими плитку ребрами сплошная нагрузка плиты, из углов ее проводят биссектрисы, которые и отделяют площади, нагрузка коих относится к соответственной стороне. В нашем случае это дает ряд равнобедренных треугольников, которые мы заменяем (согласно § 34/2 „Временных условий“) эквивалентною равномерно-распределенною нагрузкою.

Балочки II и III (см. черт. 99) с каждой стороны имеют треугольную нагрузку; балочка I же имеет такую нагрузку только со стороны участка II, так как плита участка I рассчитана как балочная, а не как опертая по периметру. Несмотря на это, все же считаем, что балка I несет нагрузку и со стороны участка I с распределением по тому же закону (по треугольнику).

Из схемы видно, что высоты треугольников, с которых нагрузка распределяется на каждое, поддерживающее четырехстороннюю плитку ребро, равны

$$\frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ м}$$

и все равны между собой (так как наша плита квадратная).



Черт. 100.

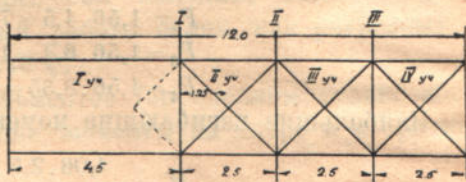
Наибольший изгибающий момент, при нашем случае нагрузки по равнобедренному треугольнику, занимающему весь пролет, будет равен

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{6}$$

где  $P$  — полная нагрузка и  
 $l$  — расчетный пролет.

В свою очередь  $P = 0,5h \cdot l \cdot q = \omega \cdot q$

где  $q$  — интенсивность нагрузки, которую мы берем со стр. 243 и 244, где эти величины уже определены.



Черт. 99.

Интенсивность нагрузки по участкам

$$q_1 = 2,6 \text{ т}$$

$$q_3 = 6,4 \text{ т}$$

$$q_2 = 4,5 \text{ т}$$

$$q_4 = 8,35 \text{ т}$$

При наших размерах

$$h = 1,25 \text{ м}$$

$$l = 2,5 \text{ м}$$

Грузовая площадь равная для всех участков:

$$\omega = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 2,5 = 1,56 \text{ м}^2$$

Полная нагрузка по участкам:

$$P_1 = 1,56 \cdot 2,6 = 4,06 \text{ т}$$

$$P_2 = 1,56 \cdot 4,5 = 7,04 \text{ т}$$

$$P_3 = 1,56 \cdot 6,4 = 10,0 \text{ т}$$

$$P_4 = 1,56 \cdot 8,35 = 13,05 \text{ т}$$

Наибольшие изгибающие моменты

$$M_1 = \frac{4,06 \cdot 2,5}{6} = 1,69 \text{ т м}$$

$$M_2 = \frac{7,04 \cdot 2,5}{6} = 2,93 \text{ т м}$$

$$M_3 = \frac{10,0 \cdot 2,5}{6} = 4,16 \text{ т м}$$

$$M_4 = \frac{13,05 \cdot 2,5}{6} = 5,44 \text{ т м}$$

На этом основании эквивалентные нагрузки по участкам будут иметь следующие значения:

$$P_1 = \frac{8 \cdot 1,69}{2,5^2} = 2,16 \text{ т};$$

$$P_2 = \frac{8 \cdot 2,93}{2,5^2} = 3,75 \text{ т};$$

$$P_3 = \frac{8 \cdot 4,16}{2,5^2} = 5,32 \text{ т};$$

$$P_4 = \frac{8 \cdot 5,44}{2,5^2} = 6,95 \text{ т}.$$

Исходя из этого, находим расчетные значения эквивалентной равномерно-распределенной нагрузки на 1 пог. метр каждой горизонтальной балочки.

Верхняя балочка

$$q = 2,16 + 3,75 = 5,91 \text{ т}$$

Средняя балочка

$$q = 3,75 + 5,32 = 9,07 \text{ т}$$

Нижняя балочка

$$q = 5,32 + 6,95 = 12,27 \text{ т}$$



Имея расчетные значения эквивалентной равномерно-распределенной нагрузки, можно найти значения расчетных величин для каждой балки, принимая нашу систему горизонтальных балочек как неразрезную балку с равными пролетами, причем крайние частично защемлены, а число пролетов более трех. При этом условии, согласно § 27-а „Временных условий“, имеем следующие выражения для определения расчетных изгибающих моментов, равных по абсолютной величине и противоположных по знаку.

Для середины пролета

$$M_{cp} = + \frac{ql^2}{12}$$

для опоры

$$M_{он} = - \frac{ql^2}{12}$$

Расчетные значения перерезывающих сил находим, согласно § 29 „Временных условий“, в предположении работы балок, как разрезных, с увеличением полученной величины на 15 %.

Расчетные значения изгибающих моментов (определяем только абсолютную величину, так как изгибающие моменты на опоре и в середине пролета равны между собой):

Верхняя балочка

$$M_p = \frac{5,91 \cdot 2,5^2}{12} = 3,08 \text{ т.м.}$$

Средняя балочка

$$M_p = \frac{9,07 \cdot 2,5^2}{12} = 4,72 \text{ т.м.}$$

Нижняя балочка

$$M_p = \frac{12,27 \cdot 2,5^2}{12} = 6,40 \text{ т.м.}$$

Расчетные значения перерезывающих сил, увеличенные на 15 % против перерезывающей силы для разрезной балки равного пролета:

Верхняя балочка

$$Q_p = \frac{1,15 \cdot 5,91 \cdot 2,5}{2} = 8,5 \text{ т}$$

Средняя балочка

$$Q_p = \frac{1,15 \cdot 9,07 \cdot 2,5}{2} = 13,05 \text{ т}$$

Нижняя балочка

$$Q_p = \frac{1,15 \cdot 12,27 \cdot 2,5}{2} = 17,65 \text{ т.}$$

Так как нагрузка (давление земли) в нашем случае действует со стороны „главных балок“ системы (контрфорсов), то на опоре балочка будет иметь тавровое сечение, а в середине пролета — прямоугольное; так как в середине пролета мы не можем увеличить высоту балки, то определение

необходимой и достаточной полезной высоты следует вести из расчета сечения в середине пролета.

При допускаемых напряжениях 50 и 1200 имеем значения коэффициентов

$$a_2 = 0,345$$

$$a_3 = 0,277$$

Предварительно задаемся шириной балочек

$$\text{для верхней } b = 0,20 \text{ м}$$

$$\text{для средней } b = 0,25 \text{ м}$$

$$\text{для нижней } b = 0,30 \text{ м}$$

Далее определяем полезную высоту и необходимую площадь железа.

Верхняя балочка

$$h = 0,345 \sqrt{\frac{3080}{0,2}} = 42,8 \text{ см};$$

$$f = 0,277 \sqrt{3080 \cdot 0,2} = 6,87 \text{ см}^2.$$

Средняя балочка

$$h = 0,345 \sqrt{\frac{4720}{0,25}} = 47,5 \text{ см};$$

$$f = 0,277 \sqrt{4720 \cdot 0,25} = 8,85 \text{ см}^2.$$

Нижняя балочка

$$h = 0,345 \sqrt{\frac{6400}{0,3}} = 50,2 \text{ см};$$

$$f = 0,277 \sqrt{6400 \cdot 0,3} = 12,14 \text{ см}^2.$$

По ориентировочным размерам необходимой полезной высоты и площади железа принимаем следующие размеры горизонтальных балочек:

Верхняя балочка  $20 \times 50 \text{ см}$ .

Средняя балочка  $25 \times 55 \text{ см}$ .

Нижняя балочка  $30 \times 60 \text{ см}$ .

Принимаем величину „ $a$ “ по конструктивным соображениям равной

$$a = 6,0 \text{ см}.$$

Тогда действительные полезные высоты будут:

для верхней балочки

$$h = 50,0 - 6,0 = 44,0 \text{ см};$$

для средней балочки

$$h = 55,0 - 6,0 = 49,0 \text{ см};$$

для нижней балочки

$$h = 60,0 - 6,0 = 54,0 \text{ см}.$$

Более точно площади необходимого сечения арматуры для середины пролета получим, имея значение действительных полезных высот.

Верхняя балочка

$$f = \frac{308000}{1200 \cdot 0,9 \cdot 44,0} = 6,5 \text{ см}^2;$$

средняя балочка

$$f = \frac{472\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 49,0} = 8,9 \text{ см}^2;$$

нижняя балочка

$$f = \frac{640\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 54,0} = 11,0 \text{ см}^2$$

Так как плиты, примыкающие к горизонтальным балочкам, не одинаковы по толщине, то в состав таврового сечения на опоре вводим меньшую толщину плиты, а именно:

для верхней балочки

$$d = 16 \text{ см},$$

для средней балочки

$$d = 16 \text{ см},$$

для нижней балочки

$$d = 19 \text{ см}.$$

Согласно § 31 „Временных условий“ ширина вводимой в состав таврового сечения части плиты не должна превышать с каждой стороны ребра:

- 1) половины расстояния между осями ребер,
- 2)  $\frac{1}{6}$  расчетного пролета самой тавровой балки.

При наших размерах это дает значения для каждой стороны:

$$\text{по первому условию: } \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ м}.$$

$$\text{по второму условию: } \frac{2,5}{6} = 0,4 \text{ м}.$$

Вводимую ширину определяем из второго условия

$$b = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ м}.$$

Принимаем следующую арматуру в пролетах:

верхняя балочка

$$8 \text{ } \varnothing 11; f = 7,60 \text{ см}^2$$

средняя балочка

$$10 \text{ } \varnothing 11; f = 9,50 \text{ см}^2$$

нижняя балочка

$$12 \text{ } \varnothing 11; f = 11,40 \text{ см}^2$$

Все стержни арматуры располагаем в два ряда соответственно по четыре, пять и шесть стержней в ряду; расстояние между осями стержней и в вертикальном и в горизонтальном направлении принимаем равным 4,0 см; расстояние в свету между наружной плоскостью балочки и стержнями в худшем случае (верхняя балочка) равно

$$4,0 - \frac{1,1}{2} = 3,45 \text{ см}.$$

при наибольшем значении (нижняя балочка) равном

$$5,0 - \frac{1,1}{2} = 4,45 \text{ см.}$$

Расстояние оси стержней от наружной плоскости балочки (для наиболее близкого к этой плоскости ряда) равно 4,0 см.

Расстояние между стержнями в свету и в вертикальном и в горизонтальном направлении равно

$$40 - 11 = 29 \text{ мм.}$$

Таким образом мы видим, что все нормы, даваемые в § 61 „Временных условий“, нами соблюдены.

Проверка нормальных напряжений в пролетах.

1. Верхняя балочка.

$$M = 308\,000 \text{ кг см}$$

$$h = 44,0 \text{ см}$$

$$f = 7,6 \text{ см}^2$$

$$b = 20,0 \text{ см.}$$

Положение нейтральной оси:

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh'}{nf}} - 1 \right) = \frac{15,7,6}{20} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 20 \cdot 44}{15,7,6}} - 1 \right) = 17,4 \text{ см.}$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 44,0 - \frac{17,4}{3} = 38,2 \text{ см.}$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 308\,000}{20 \cdot 17,4 \cdot 38,2} = 46,4 \text{ кг/см}^2$$

Напряжение железа

$$\sigma_s = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{308\,000}{7,6 \cdot 38,2} = 1060 \text{ кг/см}^2$$

2. Средняя балочка

$$M = 472\,000 \text{ кг см}$$

$$h = 49,0 \text{ см}$$

$$f = 9,5 \text{ см}^2$$

$$b = 25,0 \text{ см.}$$

Положение нейтральной оси:

$$x = \frac{15,9,5}{25} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 25 \cdot 49}{15,9,5}} - 1 \right) = 18,6 \text{ см}$$

$$z = 49,0 - \frac{18,6}{3} = 42,8 \text{ см.}$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 472\,000}{25 \cdot 18,6 \cdot 42,8} = 47,5 \text{ кг/см}^2$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{472\,000}{9,5 \cdot 42,8} = 1\,160 \text{ кг/см}^2$$

3. Нижняя балочка

$$M = 640\,000 \text{ кг/см}$$

$$h = 54,0 \text{ см}$$

$$f = 11,4 \text{ см}^2$$

$$b = 30,0 \text{ см}$$

Положение нейтральной оси:

$$x = \frac{15 \cdot 11,4}{30} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 30 \cdot 54}{15 \cdot 11,4}} - 1 \right) = 19,7$$

$$z = 54,0 - \frac{19,7}{3} = 47,4 \text{ см}$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2\,640\,000}{30 \cdot 19,7 \cdot 47,4} = 46,0 \text{ кг/см}^2$$

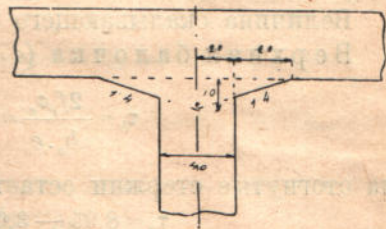
Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{640\,000}{11,4 \cdot 47,4} = 1\,185 \text{ кг/см}^2$$

Определение наибольших скалывающих напряжений.

Для определения наибольших скалывающих напряжений необходимо знать величину плеча внутренних сил для опорных сечений балочек, каковые нами определены следующим образом: предварительная ширина контрфорса (при этом — минимальная ширина) принята нами равной 40 см; делая вуты горизонтальных балочек с уклоном 1:4 и с высотой на опоре 5 см, получаем приращение полной высоты горизонтальных балочек на опоре минимум на

$$\frac{40}{4} = 10 \text{ см}$$



Черт. 101

При конструировании мы, возможно, несколько изменим вуты в сторону увеличения.

Получаем величины  $z$  для опор по практической формуле

$$z = 0,88.$$

В этом случае полезные высоты на опоре будут равны:

верхняя балочка

$$h = 44,0 + 10,0 = 54,0 \text{ см};$$

средняя балочка

$$h = 49,0 + 10,0 = 59,0 \text{ см};$$

нижняя балочка

$$h = 54,0 + 10,0 = 64,0 \text{ см.}$$

Расчетные значения величин  $z$ :

верхняя балочка

$$z = 0,88 \cdot 54 = 47,5 \text{ см,}$$

средняя балочка

$$z = 0,88 \cdot 59 = 51,9 \text{ см,}$$

нижняя балочка

$$z = 0,88 \cdot 64 = 56,3 \text{ см.}$$

Расчетные величины скалывающих напряжений (считая их распределенными по треугольнику):

верхняя балочка

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot z} = \frac{8500}{20 \cdot 47,5} = 8,95 \text{ кг/см}^2;$$

средняя балочка

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot z} = \frac{13050}{25 \cdot 51,9} = 10,0 \text{ кг/см}^2;$$

нижняя балочка

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot z} = \frac{17650}{30 \cdot 56,3} = 10,45 \text{ кг/см}^2.$$

#### Расчет хомутов.

На хомуты принимаем для двух верхних балочек 8 мм железо:  $f_e = 0,5 \text{ см}^2$ , а для нижней — 9 мм железо:  $f_e = 0,64 \text{ см}^2$ . Все хомуты — двусрезные.

Величина скалывающего напряжения, воспринимаемого хомутами:

Верхняя балочка ( $e = 20 \text{ см}$ )

$$\tau_b = \frac{2f_e \sigma_e}{b_o \cdot e} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1200}{20 \cdot 20} = 3,0 \text{ кг/см}^2;$$

на отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 8,95 - 3,0 = 5,95 \text{ кг/см}^2.$$

Средняя балочка ( $e = 15 \text{ см}$ )

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1200}{25 \cdot 15} = 3,2 \text{ кг/см}^2;$$

на отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 10,0 - 3,2 = 6,8 \text{ кг/см}^2.$$

Нижняя балочка ( $e = 15 \text{ см}$ );

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 0,64 \cdot 1200}{30 \cdot 15} = 3,42 \text{ кг/см}^2;$$

на отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 10,45 - 3,42 = 7,03 \text{ кг/см}^2.$$

## Расчет отогнутых стержней.

В этом расчете принимаем обозначения:

$F_a$  — площадь эпюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни.

$F$  — необходимая площадь сечения отогнутых стержней.

Верхняя балочка.

$$F_a = \frac{l\tau_a^2}{4\tau_0} = \frac{250 \cdot (5,95)^2}{4 \cdot 8,95} = 298$$

$$F = \frac{F_a \cdot b_0}{\sigma_c \sqrt{2}} = \frac{298 \cdot 20}{1200 \cdot 1,41} = 3,52 \text{ см}^2.$$

Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни

$$l' = \frac{l\tau_a}{2\tau_0} = \frac{250 \cdot 5,95}{2 \cdot 8,95} = 83 \text{ см.}$$

Средняя балочка

$$F_a = \frac{250 \cdot 6,8^2}{4 \cdot 10,0} = 290$$

$$F = \frac{290 \cdot 25}{1200 \cdot 1,41} = 4,28 \text{ см}^2$$

$$l' = \frac{250 \cdot 6,8}{2 \cdot 10,0} = 85 \text{ см.}$$

Нижняя балочка

$$F_a = \frac{250 \cdot 7,03^2}{4 \cdot 10,45} = 296$$

$$F = \frac{296 \cdot 30}{1200 \cdot 1,41} = 5,25 \text{ см}^2$$

$$l' = \frac{250 \cdot 7,03}{2 \cdot 10,45} = 84 \text{ см.}$$

Теперь можно назначить число отгибов арматуры.

Для верхней балочки:

В верхнем поясе пропускаем 3 прямых стержня. Отгибаем кверху 4 стержня.

На опоре рабочее сечение железа  $6 \text{ } \varnothing 11$ ;  $f = 5,7 \text{ см}^2$

$$f_4 = 3,8 \text{ см}^2$$

$$3,8 > 3,52.$$

Для средней балочки.

В верхнем поясе пропускаем 4 прямых стержня. Отгибаем кверху 5 стержней.

На опоре рабочее сечение железа  $8 \text{ } \varnothing 11$ ;  $f = 7,6 \text{ см}^2$

$$f_5 = 4,75 \text{ см}^2$$

$$4,75 > 4,28.$$

Для нижней балочки.

В верхнем поясе пропускаем 4 прямых стержня. Отгибаем кверху 6 стержней.

На опоре рабочее сечение железа  $10\varnothing 11$ ;  $f = 9,5 \text{ см}^2$ ;  $f_6 = 5,7 \text{ см}^2$   
 $5,77 > 5,25$ .

Проверка нормальных напряжений на опорах.

Так как на опорах у нас принято меньше железа, чем в пролете для восприятия того же изгибающего момента, что и в пролетах, необходимо сделать проверку нормальных напряжений железа на опорах, учитывая увеличенную полезную высоту (проверку напряжений в бетоне не делаем, так как они заведомо будут меньше допускаемых).

1. Верхняя балочка.

$$M = 308\,000 \text{ кг см}$$

$$h = 54,0 \text{ см}$$

$$f = 5,7 \text{ см}^2$$

$$b = 80,0 \text{ см}$$

$$d = 16,0 \text{ см},$$

Положение нейтральной оси:

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh'}{nf}} - 1 \right) = \frac{15,5,7}{80} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 80 \cdot 54}{15,5,7}} - 1 \right) = 9,75 \text{ см};$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 54,0 - \frac{9,75}{3} = 50,75 \text{ см}.$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{308\,000}{5,7 \cdot 50,75} = 1\,065 \text{ кг/см}^2.$$

2. Средняя балочка.

$$M = 472\,000 \text{ кг см}$$

$$h = 59,0 \text{ см}$$

$$f = 7,6 \text{ см}^2$$

$$b = 80,0 \text{ см}$$

$$d = 16,0 \text{ см}.$$

Положение нейтральной оси

$$x = \frac{15,7,6}{80} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 80 \cdot 59}{15,7,6}} - 1 \right) = 11,65 \text{ см};$$

$$z = 59,0 - \frac{11,65}{3} = 55,1 \text{ см}.$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{472\,000}{7,6 \cdot 55,1} = 1\,125 \text{ кг/см}^2.$$



### 3. Нижняя балочка.

$$M = 640\,000 \text{ кг см}$$

$$h = 64,0 \text{ см}$$

$$f = 9,5 \text{ см}^2$$

$$b = 80,0 \text{ см}$$

$$d = 19,0 \text{ см.}$$

Положение нейтральной оси.

$$x = \frac{15,9,5}{80} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,64}{15,9,5}} - 1 \right) = 13,4 \text{ см.}$$

$$z = 64,0 - \frac{13,4}{3} = 59,53 \text{ см.}$$

Напряжение железа

$$\sigma_e = \frac{640\,000}{9,5 \cdot 59,53} = 1\,130 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом видно, что принятое сечение железа на опоре вполне достаточно.

Проверки скалывающих напряжений в месте примыкания полки к ребру не делаем, так как у нас расчетная ширина полки меньше шестнадцатикратной толщины плиты даже в верхней балочке, где толщина плиты наименьшая.

Проверки достаточности неотогнутых стержней не делаем, так как железа у нас заведомо хватит.

### Расчет основного контрфорса.

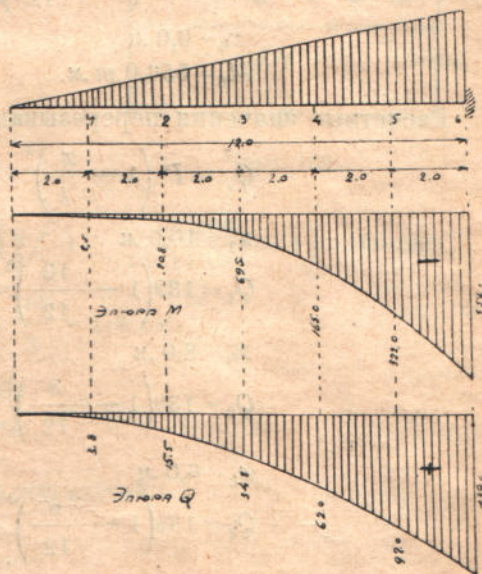
Основной контрфорс рассчитываем как балку, заделанную одним концом и нагруженную сплошной нагрузкой, распределенной для упрощения по треугольнику. Пролет этой балки равен 12,0 м. Подбор сечений производим через каждые 2 метра, для которых и определяем расчетные значения изгибающего момента и перерезывающей силы (черт. 102).

Полное давление земли на стенку высотой 12,0 м и шириною 2,5 м, т. е. полная нагрузка на контрфорс, равна (по изложенному на стр. 241)

$$P = 2,5 \times 55,5 = 130 \text{ т.}$$

Расчетные значения изгибающих моментов находим по формуле

$$M_x = \frac{P \cdot l}{3} \left( 1 - \frac{x}{l} \right)^3$$



Черт. 102.

Подставляя вместо букв их значения, получаем:

$$M_x = \frac{139 \cdot 12}{3} \left(1 - \frac{x}{12}\right)^3 = 556 \left(1 - \frac{x}{12}\right)^3$$

$$x_1 = 10,0 \text{ м}$$

$$M_1 = 556 \left(1 - \frac{10}{12}\right)^3 = 2,5 \text{ т м}$$

$$x_2 = 8,0 \text{ м}$$

$$M_2 = 556 \left(1 - \frac{8}{12}\right)^3 = 20,8 \text{ т м}$$

$$x_3 = 6,0 \text{ м}$$

$$M_3 = 556 \left(1 - \frac{6}{12}\right)^3 = 69,5 \text{ т м}$$

$$x_4 = 4,0 \text{ м}$$

$$M_4 = 556 \left(1 - \frac{4}{12}\right)^3 = 165,0 \text{ т м}$$

$$x_5 = 2,0 \text{ м}$$

$$M_5 = 556 \left(1 - \frac{2}{12}\right)^3 = 322,0 \text{ т м}$$

$$x_6 = 0,0 \text{ м}$$

$$M_6 = 556,0 \text{ т м}$$

Расчетные значения перерезывающих сил находим по формуле

$$Q_x = P \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 = 139 \left(1 - \frac{x}{12}\right)^2$$

$$x_1 = 10,0 \text{ м}$$

$$Q_1 = 139 \left(1 - \frac{10}{12}\right)^2 = 3,8 \text{ т}$$

$$x_2 = 8,0 \text{ м}$$

$$Q_2 = 139 \left(1 - \frac{8}{12}\right)^2 = 15,5 \text{ т}$$

$$x_3 = 6,0 \text{ м}$$

$$Q_3 = 139 \left(1 - \frac{6}{12}\right)^2 = 34,8 \text{ т}$$

$$x_4 = 4,0 \text{ м}$$

$$Q_4 = 139 \left(1 - \frac{4}{12}\right)^2 = 62,0 \text{ т}$$

$$x_5 = 2,0 \text{ м}$$

$$Q_5 = 139 \left(1 - \frac{2}{12}\right)^2 = 97,0 \text{ т}$$

$$x_6 = 0,0 \text{ м}$$

$$Q_6 = 139,0 \text{ т}$$

Толщина плиты (на основании предыдущего) будет равна для сечений

- № 1 — 16 см
- № 2 — 16 см
- № 3 — 16 см
- № 4 — 19 см
- № 5 — 22 см
- № 6 — 22 см.

Так как плита, сравнительно с высотой балки, весьма тонка, то в расчет балки не вводим ширины плиты, а считаем контрфорс как балку прямоугольного сечения.

Считаясь с экономической стороной, принимаем трехрядное расположение стержней арматуры, дающее более тонкое ребро (черт. 103).

#### Сечение в месте заделки.

$$M = 55\,600\,000 \text{ кг см}$$

$$b = 40 \text{ см}$$

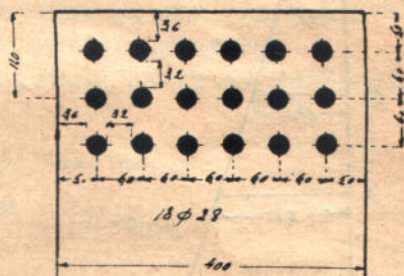
$$a = 11 \text{ см}$$

$$h = 480 - 11 = 469 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа:

$$f = \frac{55\,600\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 469} = 111,0 \text{ см}^2$$

Ставим 18  $\varnothing$  28;  $f = 110,9 \text{ см}^2$ .



Черт. 103.

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot 110,9}{40} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 469}{15 \cdot 110,9}} - 1 \right) = 160 \text{ см.}$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 469 - \frac{160}{3} = 416 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 55\,600\,000}{40 \cdot 160 \cdot 416} = 42 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{55\,600\,000}{110,9 \cdot 416} = 1\,200 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее скалывающее напряжение

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{139\,000}{50 \cdot 416} = 8,35 \text{ кг/см}^2.$$

Размеры (по высоте) отдельных сечений найдем так:

$$\frac{4,80 \cdot 0,50}{6} = 0,72.$$

Сечение № 5.

$$h + a = 4,8 - 0,72 = 4,08 \text{ м.}$$

Сечение № 4.

$$h+a=4,8-2.0,72=3,36 \text{ м.}$$

Сечение № 3.

$$h+a=4,8-3.0,72=2,65 \text{ м.}$$

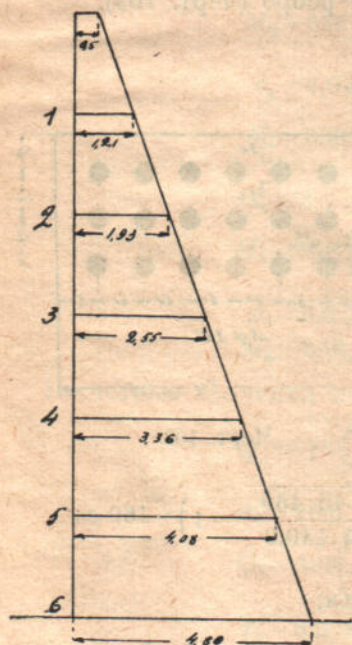
Сечение № 2.

$$h+a=4,8-4.0,72=1,93 \text{ м.}$$

Сечение № 1.

$$h+a=4,8-5.0,72=1,21 \text{ м.}$$

Теперь можно определить те необходимые сечения железа, которые нужны по условиям величин изгибающего момента и высоты сечения (окончательно установить их можно только после установления места отгиба стержней).



Черт. 104.

Сечение № 5.

$$M=32\ 200\ 000 \text{ кг см}$$

$$b=40 \text{ см}$$

$$a=11 \text{ см}$$

$$h=408-11=397 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа

$$f=\frac{32\ 200\ 000}{1\ 200.0,9.397}=75,0 \text{ см}^2$$

Необходимо поставить 13  $\varnothing 28$ ;  $f=80,0 \text{ см}^2$

Сечение № 4.

$$M=16\ 500\ 000 \text{ кг см}$$

$$b=40 \text{ см}$$

$$a=8 \text{ см}$$

$$h=336-8=328 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа

$$f=\frac{16\ 500\ 000}{1\ 200.0,9.328}=46,5 \text{ см}^2$$

Необходимо поставить 8  $\varnothing 28$ ;  $f=49,28 \text{ см}^2$

Сечение № 3.

$$M=6\ 950\ 000 \text{ кг см}$$

$$b=40 \text{ см}$$

$$a=8 \text{ см}$$

$$h=265-8=260 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа

$$f=\frac{6\ 950\ 000}{1\ 200.0,9.260}=24,7 \text{ см}^2$$

Необходимо поставить 5  $\varnothing 28$ ;  $f=30,8 \text{ см}^2$

Площадь железа в сечениях № 1 и № 2 не определяем, так как меньше 6 стержней мы вообще не поставим.

### Скалывающие напряжения.

Как известно, в случае консольной балки переменной высоты, несущей сплошную нагрузку, при увеличении высоты сечения по мере увеличения изгибающего момента эпюра скалывающих напряжений ограничена выпуклой кривой. В нашем случае, как это видно из предварительно определенных значений скалывающих напряжений по сечениям, эта кривая весьма ничтожно отличается от прямой. Это дает нам возможность принять для упрощения распределение скалывающих напряжений по закону треугольника, с несколько преувеличенным наибольшим значением этого напряжения (а именно, до  $9,0 \text{ кг/см}^2$ ), так как все равно в нашем случае можно отогнуть гораздо больше стержней, чем это требуется по расчету на скалывание.

### Расчет хомутов.

Сечение хомутов должно быть подобрано таким образом, чтобы они восприняли около одной трети всего скалывающего напряжения.

Повтому задаемся четырехсрезными хомутами из 12 мм железа ( $f_c = 1,13 \text{ см}^2$ ) на расстоянии  $e = 50 \text{ см}$ .

Наибольшее напряжение, воспринимаемое хомутами,

$$\tau_b = \frac{4 f_c \cdot \sigma_c}{b_0 \cdot e} = \frac{4 \cdot 1,13 \cdot 1200}{40 \cdot 50} = 2,72 \text{ кг/см}^2$$

На отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 9,0 - 2,72 = 6,28 \text{ кг/см}^2$$

### Расчет отогнутых стержней.

Площадь эпюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни, при нашем допущении об изменении их по закону треугольников, равна

$$F_a = \frac{l \tau_a^2}{4 \tau_0} = \frac{1200 \cdot 6,28^2}{4 \cdot 9,0} = 1310$$

Необходимое сечение отогнутых стержней

$$F_c = \frac{F_a \cdot b}{\sigma_c \sqrt{2}} = \frac{1310 \cdot 40}{1200 \cdot 1,41} = 31,0 \text{ см}^2$$

При нашем 28 мм железе необходимо отогнуть

$$\frac{31,0}{6,16} = 5 \text{ штук.}$$

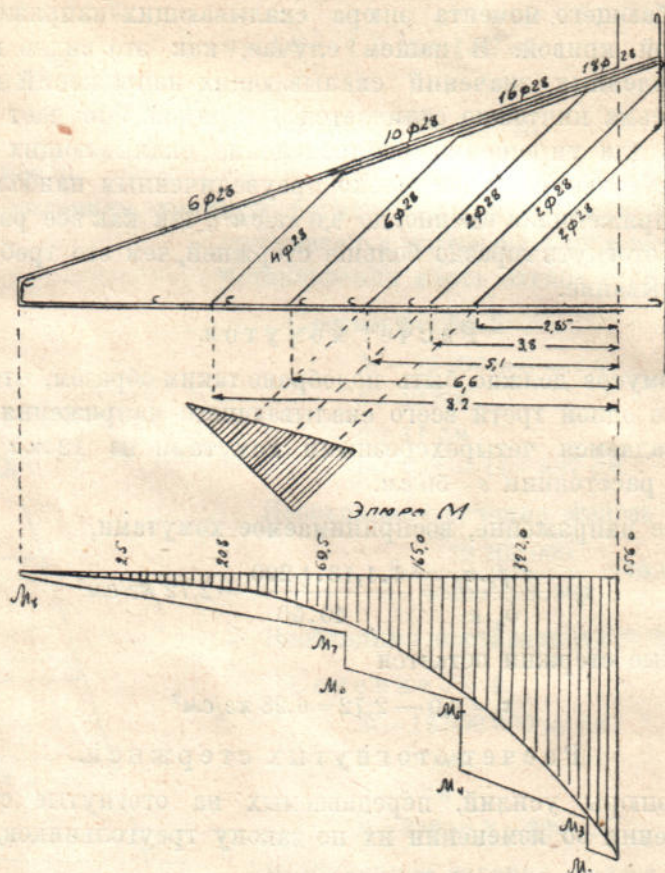
Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни, равна

$$l' = \frac{l \tau_a}{2 \tau_0} = \frac{1200 \cdot 6,28}{2 \cdot 9,0} = 418 \text{ см.}$$

## Поверка достаточности неотогнутых стержней.

(Построение эпюры внутренних моментов).

Для окончательного исследования вопроса о достаточности оставшихся неотогнутыми стержней в растянутом поясе нашей конструкции, строим эпюру наибольших изгибающих моментов от наилучшего загрузки-



Черт. 105.

ния (пропитанный водою грунт). Затем строим эпюру внутренних изгибающих моментов, т. е. тех моментов, которые еще может воспринять оставшаяся в растянутом поясе неотогнутая арматура. Для определения этих наибольших моментов пользуемся формулой

$$M = f \cdot \sigma_c \cdot 0,9 \cdot h$$

Моменты эти, считая от места заделки, таковы:

$$f_{18} = 110,9 \text{ см}^2$$

$$h_1 = 469 \text{ см.}$$

$$M_1 = 110,9 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 469 \cdot 0,00001 = 563 \text{ т.м.}$$

$$f_{18} = 110,9 \text{ см}^2$$

$$h_2 = 469 - 0,6 \cdot 35,8 = 447,5 \text{ см.}$$

$$M_2 = 110,9 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 447,5 \cdot 0,00001 = 537 \text{ т.м}$$

$$f_{16} = 98,56 \text{ см}^2$$

$$h_3 = 447,5 \text{ см.}$$

$$M_3 = 98,56 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 447,5 \cdot 0,00001 = 476 \text{ т.м}$$

$$f_{16} = 98,56 \text{ см}^2$$

$$h_4 = 469 - 3,1 \cdot 35,8 = 359 \text{ см.}$$

$$M_4 = 98,56 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 359 \cdot 0,00001 = 383 \text{ т.м}$$

$$f_{10} = 61,6 \text{ см}^2$$

$$h_5 = 359 + 3 = 362 \text{ см.}$$

$$M_5 = 61,6 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 362 \cdot 0,00001 = 241 \text{ т.м}$$

$$f_{10} = 61,6 \text{ см}^2$$

$$h_6 = 472 - 5,45 \cdot 35,8 = 277 \text{ см.}$$

$$M_6 = 61,6 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 277 \cdot 0,00001 = 184 \text{ т.м.}$$

$$f_6 = 36,96 \text{ см}^2$$

$$h_7 = 277 + 3 = 280 \text{ см.}$$

$$M_7 = 36,96 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 280 \cdot 0,00001 = 112 \text{ т.м}$$

$$f_6 = 36,96 \text{ см}^2$$

$$h_8 = 50 - 5 = 45 \text{ см.}$$

$$M_8 = 36,96 \cdot 1200 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 0,00001 = 18 \text{ т.м.}$$

Из построенной эпюры внутренних моментов видно, что отгибы сделаны правильно и нигде нет недостатка рабочей арматуры (т. е. кривая изгибающих моментов от внешних сил нигде не выходит за линию внутренних моментов (черт. 105).

Остается произвести проверку нормальных напряжений по сечениям.

Сечение № 5.

$$M = 32\,200\,000 \text{ кг.см}$$

$$b = 40 \text{ см}$$

$$a = 11 \text{ см}$$

$$h = 397 \text{ см}$$

$$f = 98,56 \text{ см}^2$$

$$x = \frac{15 \cdot 98,56}{40} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 397}{15 \cdot 98,56}} - 1 \right) = 138 \text{ см}$$

$$z = 397 - \frac{138}{3} = 351 \text{ см}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32\,200\,000}{40 \cdot 138 \cdot 351} = 34 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_s = \frac{32\,200\,000}{98,56 \cdot 351} = 930 \text{ кг/см}^2$$

## Сечение № 4.

$$M = 16\,500\,000 \text{ кг см}$$

$$b = 40 \text{ см}$$

$$a = 8 \text{ см}$$

$$h = 328 \text{ см}$$

$$f = 61,6 \text{ см}^2$$

$$x = \frac{15 \cdot 61,6}{40} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 328}{15 \cdot 61,6}} - 1 \right) = 102 \text{ см.}$$

$$z = 328 - \frac{102}{3} = 294 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 16\,500\,000}{40 \cdot 102 \cdot 294} = 28 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_c = \frac{16\,500\,000}{61,6 \cdot 294} = 915 \text{ кг/см}^2$$

## Сечение № 3.

$$M = 6\,950\,000 \text{ кг см}$$

$$b = 40 \text{ см}$$

$$a = 5 \text{ см}$$

$$h = 260 \text{ см}$$

$$f = 36,96 \text{ см}^2$$

$$x = \frac{15 \cdot 36,96}{40} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 40 \cdot 260}{15 \cdot 36,96}} - 1 \right) = 72,5 \text{ см}$$

$$z = 260 - \frac{72,5}{3} = 235,8 \text{ см}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 6\,950\,000}{40 \cdot 72,5 \cdot 235,8} = 21 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_c = \frac{6\,950\,000}{36,96 \cdot 235,8} = 800 \text{ кг/см}^2$$

Проверку сечения в месте примыкания полки к ребру не делаем (согласно § 58 „Временных условий“), так как у нас ширина полки меньше шестнадцатикратной толщины плиты. Действительно, даже в месте, где плита минимальной толщины, получаем

$$16 \times 16 = 256 \text{ см.}$$

Ширина же полки везде равна 250 см.

$$256 > 250.$$

Проверка сцепления железа с бетоном.

Так как диаметр стержней у нас выбран равным 28 мм (больше 25 мм), то необходимо сделать проверку напряжения сцепления железа с



бетоном, производимую, однако, на половинное значение перерезывающей силы, так как у нас концы стержней загнуты в виде крюков Консидера, а также присутствуют хомуты и отогнутые стержни.

Так как у нас имеется случай так называемого „отрицательного момента“, то в расчет вводим периметр стержней, лежащих в растянутой зоне, и делаем проверку только напряжений на их периметре. Проверку напряжений сцепления на арматуре, лежащей в сжатой зоне, не производим, так как они в крайнем предельном случае могут достигнуть половинного значения для верхних стержней (подробности об этом см. Mörsch: „Eisenbetonbau“, 5. Aufl.).

Периметр  $18 \text{ } \varnothing \text{ } 28$  равен

$$p = 18 \times 8,8 = 158 \text{ см.}$$

Для определения напряжений пользуемся уже принятым нами значением величины наибольшего скальвающего напряжения на опоре (несколько преувеличенного по сравнению с действительным), а именно:

$$\tau_0 = 9,0 \text{ кг/см}^2,$$

так как если и при этом преувеличенном значении у нас получится допустимая величина напряжения сцепления, то, конечно, конструкция вполне безопасна.

$$\tau_1 = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{2 \cdot p} = \frac{40 \cdot 9,0}{2 \cdot 158} = 1,2 \text{ кг/см}^2$$

Коэффициент 2 введен в знаменатель потому, что, согласно упомянутому, мы имеем право определять напряжения сцепления на половинное значение перерезывающей силы.

### Расчет малого контрфорса.

Согласно изложенному на стр. 247, конструктивные размеры малого контрфорса приняты

$$2,0 \times 1,5 \text{ м.}$$

Малый контрфорс рассчитываем как балку, заделанную одним концом и нагруженную пассивным давлением земли, равным  $3,7 \text{ кг/см}^2$ .

Так как контрфорсы расположены на расстоянии между осями  $2,5 \text{ м}$ , то полная нагрузка на контрфорсе равна

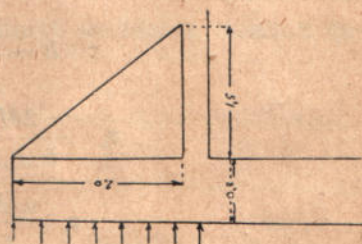
$$Q_1 = 32,0 \cdot 2,0 \cdot 2,5 = 160 \text{ т.}$$

Эта нагрузка уменьшится на вес самого контрфорса и железобетонной плиты, равные вместе

$$Q_2 = (0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \cdot 2,4) + (0,8 \cdot 2,0 \cdot 2,5 \cdot 2,4) = 11,4 \text{ т.}$$

Таким образом, расчетная нагрузка на контрфорсе равна

$$Q_p = 160 \cdot 11,4 = 148,6 \text{ т.}$$



Черт. 106.

Разгружающим действием земли, давящей на площадку малого контрфорса, пренебрегаем в запас прочности.

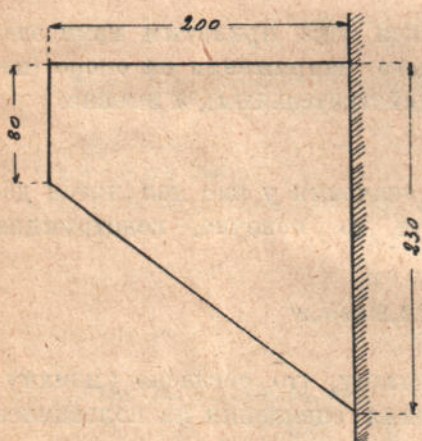
Расчетный изгибающий момент будет равен

$$M_p = \frac{Ql}{2} = \frac{148,6 \cdot 2,0}{2} = 148,6 \text{ т.м.}$$

Расчетная перерезывающая сила равна

$$Q_p = 148,6 \text{ т.}$$

Так как плита основания также участвует в работе контрфорса, то она нами также введена в расчетное прямоугольное сечение; высота этого сечения на опоре равна 230 см.



Черт. 107.

На основании этого определяем необходимое сечение арматуры, а также потребную ширину для рационального расположения стержней.

Принимаем  $a = 6,5 \text{ см}$ ; в этом случае

$$h = 230 - 6,5 = 223,5 \text{ см.}$$

Необходимое сечение железа на опоре

$$f = \frac{M}{\sigma_s \cdot 0,8 \cdot h} = \frac{14\ 860\ 000}{1\ 200 \cdot 0,9 \cdot 223,5} = 61,6 \text{ см}^2$$

Ставим 22  $\varnothing 19$ ;  $f = 62,4 \text{ см}^2$

Ширину малого контрфорса (по аналогии с главным контрфорсом) принимаем равной 50 см.

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot 62,4}{50} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 223,5}{15 \cdot 62,4}} - 1 \right) = 74,6 \text{ см}$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 223,5 - \frac{74,6}{3} = 198,6 \text{ см}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 14\ 860\ 000}{50 \cdot 74,6 \cdot 198,6} = 41,0 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{14\ 860\ 000}{62,4 \cdot 198,6} = 1\ 200 \text{ кг/см}^2$$

Так как недонапряжение бетона не превосходит допустимых 25%, то считаем принятые размеры допустимыми.

Наибольшее скалывающее напряжение равно (в опорном сечении):

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot z} = \frac{148\ 600}{50 \cdot 198,6} = 14,9 \text{ кг/см}^2$$

Так как эта величина меньше допустимой по „Временным условиям“ величины наибольшего скалывающего напряжения, равной 15 кг/см<sup>2</sup>, то

считаем возможным не увеличивать ширину или высоту малого контрфорса.

Теперь остается построить эпюры изгибающих моментов и перерезывающих сил в сечениях через 0,5 м для того, чтобы по необходимому количеству железа, нужного для восприятия нормальных и скалывающих напряжений, сделать размещение арматуры.

Сечение I (1,5 м от места заделки)

$$M_1 = -\frac{ql^2}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 = -\frac{74,3 \cdot 2^2}{2} \left(1 - \frac{1,5}{2,0}\right)^2 = -9,3 \text{ т м.}$$

Так как перерезывающая сила изменяется по закону прямой, то нет надобности определять ее в каждом сечении по основным формулам, а можно взять непосредственно из условий чисто геометрических

$$Q_1 = 0,25 \cdot 148,6 = 37,15 \text{ т.}$$

Сечение II (1,0 м от места заделки)

$$M_2 = -\frac{74,3 \cdot 2^2}{2} \left(1 - \frac{1,0}{2,0}\right)^2 = -37,15 \text{ т м.}$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot 148,6 = 74,3 \text{ т.}$$

Сечение III (0,5 м от места заделки)

$$M_3 = -\frac{74,3 \cdot 2^2}{2} \left(1 - \frac{0,5}{2,0}\right)^2 = -83,5 \text{ т м.}$$

$$Q_3 = 0,75 \cdot 148,6 = 111,5 \text{ т.}$$

Сечение IV (место заделки).

По вышеизложенному имеем

$$M_4 = 148,6 \text{ т м.}$$

$$Q_4 = 148,6 \text{ т.}$$

Теперь можно определить необходимую площадь железа в каждом сечении малого контрфорса

Сечение III.

$$M = 8\,350\,000 \text{ кг см}$$

$$h + a = 80 + \frac{150 \cdot 3}{4} = 192,5 \text{ см}$$

$$a = 6,5 \text{ см}$$

$$h = 192,5 - 6,5 = 186 \text{ см}$$

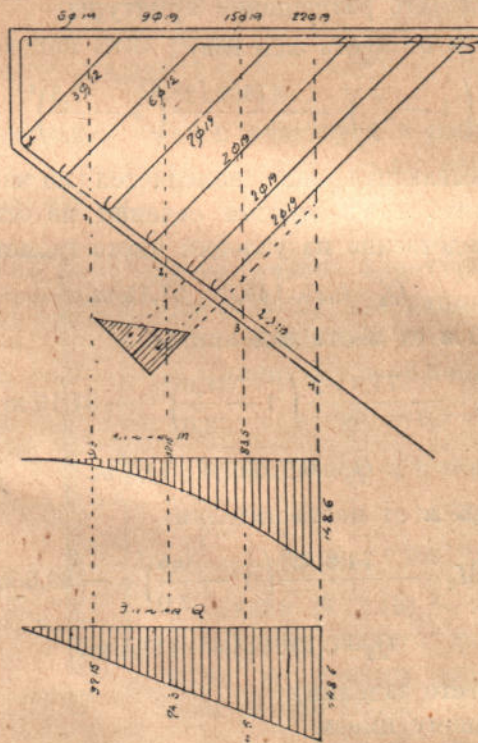
$$f = \frac{M}{\sigma_e \cdot 0,9 \cdot h} = \frac{8\,350\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 186} = 41,5 \text{ см}^2$$

Ставим 15  $\varnothing$  19;  $f = 42,53 \text{ см}^2$

$$x = \frac{nf}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot 42,53}{50} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 186}{15 \cdot 42,53}} - 1 \right) = 57 \text{ см}$$

$$z = h - \frac{x}{3} = 186 - \frac{57}{3} = 167 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 8\,350\,000}{50 \cdot 57 \cdot 167} = 35,4 \text{ кг/см}^2$$



Черт. 108.

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot z} = \frac{8\,350\,000}{42,53 \cdot 167} = 1\,155 \text{ кг/см.}$$

Как видно, напряжение бетона далеко не достигает допустимого (так как у нас высота, по мере удаления от места заделки, избыточна); поэтому в дальнейшем мы вообще не будем определять напряжение бетона.

Сечение II.

$$M = 3\,715\,000 \text{ кг см}$$

$$h + a = 80 + \frac{150}{2} = 155 \text{ см}$$

$$a = 4,5 \text{ см}$$

$$h = 155 - 4,5 = 150,5 \text{ см}$$

$$f = \frac{3\,715\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 150,5} = 22,9 \text{ см}^2.$$

Ставим  $9 \varnothing 19$ ;  $f = 25,52 \text{ см}^2$

$$x = \frac{15 \cdot 25,52}{50} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 150,5}{15 \cdot 25,52}} - 1 \right) = 41 \text{ см}$$

$$z = 150,5 - \frac{41}{3} = 136,8 \text{ см}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,715\,000}{25,52 \cdot 136,8} = 1\,165 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение 1.

$$M = 930\,000 \text{ кг см}$$

$$h + a = 80 + \frac{150}{4} = 117,5 \text{ см}$$

$$a = 4,5 \text{ см}$$

$$h = 117,5 - 4,5 = 113,0 \text{ см}$$

$$f = \frac{930\,000}{1\,200 \cdot 0,9 \cdot 113,0} = 7,6 \text{ см}^2.$$

Ставим  $6 \varnothing 19$ ;  $f = 17,01 \text{ см}^2$

$$x = \frac{15 \cdot 17,01}{50} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50 \cdot 113,0}{15 \cdot 17,01}} - 1 \right) = 30,6 \text{ см}$$

$$z = 113,0 - \frac{30,6}{3} = 102,8 \text{ см}.$$

Напряжения железа не проверяем, так как оно будет заведомо меньше допускаемого.

Теперь можно определить величины скалывающих напряжений по сечениям.

$$\tau_1 = \frac{111\,500}{50 \cdot 157} = 14,2 \text{ кг/см}^2$$

$$\tau_2 = \frac{74\,300}{50 \cdot 136,8} = 10,9 \text{ кг/см}^2$$

$$\tau_3 = \frac{37\,150}{50 \cdot 102,8} = 7,26 \text{ кг/см}^2.$$

Опять таки, для упрощения расчета (так как у нас все равно будет отогнуто гораздо больше стержней, чем это потребует), принимаем распределение скалывающих напряжений по закону треугольника с увеличением его наибольшего значения до  $15,0 \text{ кг/см}^2$ .

Расчет хомутов.

Выбираем четырехрезные хомуты из 11 мм железа ( $f_s = 0,95 \text{ см}^2$ ) на расстоянии  $e = 20 \text{ см}$ .

Наибольшее напряжение, воспринимаемое хомутами

$$\tau_b = \frac{4f_c \sigma_c}{b_0 \cdot e} = \frac{4 \cdot 0,95 \cdot 1200}{50 \cdot 20} = 4,56 \text{ кг/см}^2.$$

На отогнутые стержни остается

$$\tau_a = 15,0 - 4,56 = 10,44 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет отогнутых стержней.

Площадь эпюры усилий, передаваемых на отогнутые стержни, при нашем допущении об изменении скальвающего напряжения по закону треугольника, равна

$$F_a = \frac{l\tau_a^2}{4\tau_0} = \frac{200 \cdot 10,44^2}{4 \cdot 15,0} = 364.$$

Необходимое сечение отогнутых стержней

$$F_s = \frac{F_a \cdot b_0}{\sigma_s \sqrt{2}} = \frac{364 \cdot 50}{1200 \cdot 1,41} = 10,8 \text{ см}^2.$$

Значит, достаточно отогнуть, при диаметре 19 мм

$$\frac{10,8}{2,83} = 4 \text{ штуки.}$$

Конечно, мы отогнем гораздо больше.

Длина участка балки, на котором требуются отогнутые стержни

$$l' = \frac{l\tau_a}{2\tau_0} = \frac{200 \cdot 10,44}{2 \cdot 15,0} = 70 \text{ см.}$$

Эпюру внутренних моментов строить не требуется, так как достаточность арматуры вполне очевидна.

Проверку сцепления железа с бетоном не производим, так как диаметр стержней у нас не превышает 25 мм, а концы их загнуты в форме крючков Консидера.

### Окончательная проверка устойчивости всей системы.

Имея подобранные размеры всех элементов, можно произвести окончательный расчет всей системы на устойчивость.

Числовые значения отдельных грузов следующие (на ширину 2,5 метра—расстояние между осями контрфорсов).

1) Собственный вес малого контрфорса

$$P_1 = 1,5 \cdot 2,0 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ т.}$$

2) Собственный вес самой стенки (учитывая и горизонтальные балочки) при средней толщине 0,2 м

$$P_2 = 12,0 \cdot 2,1 \cdot 0,2 \cdot 2,4 = 12,1 \text{ т.}$$

3) Собственный вес сплошной бетонной фундаментной плиты (армированной старыми рельсами).

$$P_3 = 6,8 \cdot 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2,4 = 32,6 \text{ т.}$$

4) Собственный вес большого контрфорса.

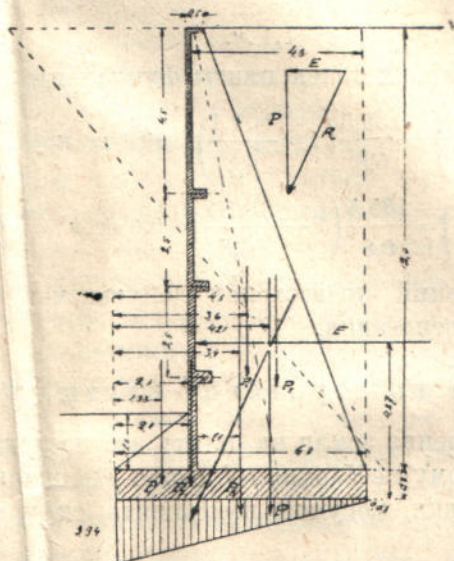
$$P_4 = 12,0 \cdot 0,4 \cdot 0,5 (0,5 + 4,8) \cdot 2,4 = 30,5 \text{ т.}$$

5) Вес столба, смоченного водою грунта (при удельном весе его, равном 1,9), давящего на горизонтальную фундаментную плиту.

$$P_5 = 12,0 \cdot 2,5 \cdot (4,8 - 0,2) \cdot 1,9 = 262,0 \text{ т.}$$

Полное вертикальное давление всех составляющих сил

$$P = 1,8 + 12,1 + 32,6 + 30,5 + 262,0 = 339,0 \text{ т.}$$



Черт. 109.

Расстояние равнодействующей от точек вращения определим из условия равенства моментов

$$\bar{x} = \frac{(1,8 \times 1,33) + (12,1 \times 2,1) + (32,6 \times 3,4) + (30,5 \times 3,6) + (262,0 \times 4,5)}{339,0} = 4,21 \text{ м.}$$

На всю стену (шириною 2,5 м), по изложенному на стр. 246, горизонтальное давление земли равно

$$E = 158,5 \text{ т.}$$

Приводя эти величины к ширине 1,0 м, получаем

$$P = \frac{339,0}{2,5} = 135,5 \text{ т}$$

$$E = \frac{158,5}{2,5} = 63,5 \text{ т.}$$

Величина опрокидывающего момента

$$M_{опр} = 63,5 \times 4,27 = 272,0 \text{ т м.}$$

Величина удерживающего момента

$$M_{уд} = 135,5 \times 4,21 = 570,0 \text{ т м.}$$

Коэффициент устойчивости системы

$$\eta = \frac{570,0}{272,0} = 2,1.$$

Величина коэффициента устойчивости системы показывает, что опрокидывания быть не может и система вполне устойчива.

Теперь необходимо проверить напряжения грунта. Для этого мы строим силовой треугольник и находим эксцентриситет равнодействующей, который равен

$$e = 1,1 \text{ м.}$$

Напряжения у крайних точек плиты фундамента будут:

$$\sigma = \frac{P}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{135,5}{6,8} \left( 1 + \frac{6 \cdot 1,1}{6,8} \right) = 39,4 \text{ т/м}^2 = +3,94 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma' = \frac{P}{b} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{135,5}{6,8} \left( 1 - \frac{6 \cdot 1,1}{6,8} \right) = 0,6 \text{ т/м}^2 = +0,06 \text{ кг/см}^2.$$

Величины напряжений превосходят допускаемое ( $2 \text{ кг/см}^2$ ) и требуют устройства свайного основания.

Проверка на отрывание плиты от ребра.

Под влиянием давления земли на плиту эта последняя стремится оторваться от ребра; поэтому необходимо уложить специальные (горизонтально расположенные) стержни, могущие воспринять силу отрывания, равную по вышеизложенному

$$E = 158,5 \text{ т.}$$

Необходимое сечение железа для этого равно

$$f = \frac{158 \ 500}{1 \ 200} = 132,0 \text{ см}^2.$$

У нас приняты хомуты из 12 мм железа ( $f_c = 1,13 \text{ см}^2$ ) четырехсрезные, через 0,5 м.

На весь контрфорс их требовалось

$$12 \times 2 = 24 \text{ штуки,}$$

при площади одного четырехсрезного хомута

$$f_c = 1,13 \cdot 4 = 4,53 \text{ см}^2,$$

т. е. необходимая площадь сечения всех хомутов была у нас равна

$$24 \times 4,52 = 108 \text{ см}^2.$$

Следовательно, если мы поставим хомуты через 25 см, то сечение лишних хомутов вполне обеспечит конструкцию от разрушения вследствие отрывания плиты от ребра.

Надежность такого сопряжения вполне ясна из того обстоятельства, что в сжатой зоне хомуты огибают монтажные стержни, а в растянутой зоне они огибают рабочую арматуру; при нашей конструкции стенки в виде плиты, опертой по периметру, плита весьма надежно соединена



с контрфорсом арматурой, расположенной по двум направлениям и перерезывающей ребра контрфорсов.

### Краткое конструктивное описание откосных крыльев.

В окончательном виде откосное крыло устоя представляет собою вертикальную плиту (переменного по высоте сечения) с продольной и поперечной арматурой, поддерживаемую вертикально стоящими контрфорсами. Выше уже было сказано, что для уменьшения объема железобетона, идущего на плиту, применена система горизонтальных разгрузочных балочек, позволяющих рассчитывать нашу плиту, как опертую по периметру. Роль горизонтальных балочек не ограничивается этим, они в значительной степени увеличивают жесткость всего сооружения, играя роль соединительных диафрагм между сравнительно тонкими, а в нижней части довольно высокими элементами контрфорсов; ясно, что наличие таких диафрагм увеличивает боковую жесткость системы контрфорсов, частично предохраняя их от могущего быть скручивания.

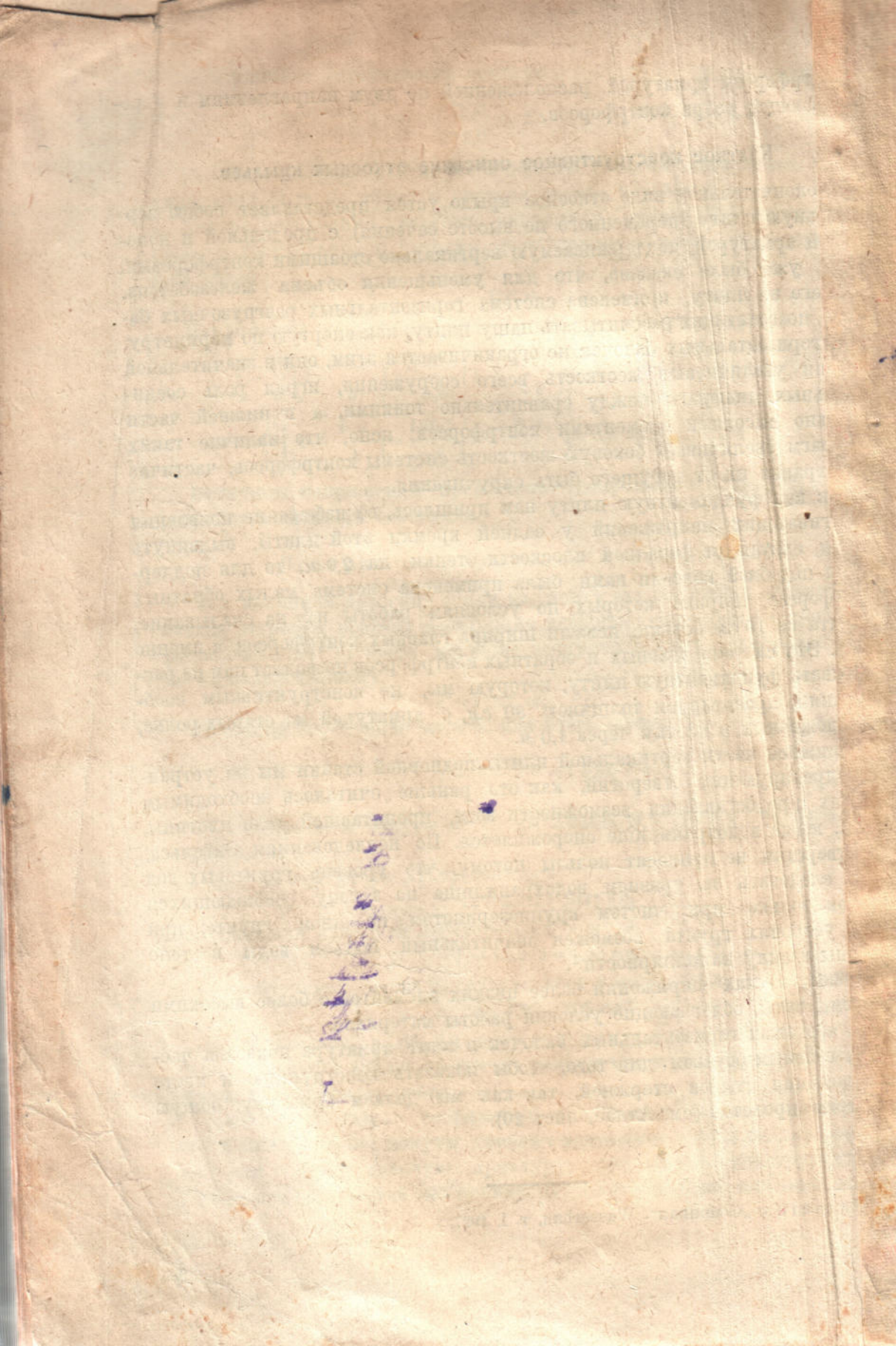
Так как фундаментную плиту нам пришлось, во избежание появления растягивающих напряжений у задней кромки этой плиты, выдвинуть вперед, считая от фасадной плоскости стенки, на 2,0 м, то для поддержания подобной консоли нами была применена система малых обратных контрфорсов, ширина которых, по условиям работы их на скалывание, принята на 10 см больше, нежели ширина главных контрфорсов, а именно 50 см. Эта система главных и обратных контрфорсов позволяет нам не рассчитывать фундаментную плиту, которую мы, по конструктивным соображениям, проектируем толщиной 80 см, с арматурой из старых рельс, расположенных в клетку через 1,0 м.

В нижней части вертикальной плиты подпорной стенки мы не устраним дренажных отверстий, как это раньше считалось необходимым в целях предоставления возможности воде, пропитавшей тело плотины, выйти, когда водохранилище опорожняется. По исследованиям Энгельса, эти отверстия не приносят пользы потому, что уровень грунтовых вод может следовать за уровнем водохранилища по закону сообщающихся сосудов только при чистом крупнозернистом песчаном грунте; при иных условиях грунта возможен значительный подъем воды в теле плотины в силу капиллярности<sup>1</sup>.

Во всех местах сопряжений более низких элементов с более высокими устроены вуты, облегчающие условия работы материала.

На чертежах горизонтальных балочек и плит арматура показана частично, главным образом для того, чтобы показать конструкцию и место расположения стыков стержней, так как мы делаем арматуру, общую для трех пролетов (см. Атлас, лист 20).

<sup>1</sup> Francius: „Grundbau“. Wasserbau, т. I, 1927.



11711011

ДРУГИЕ ИЗДАНИЯ

Н.И. ИНСТИТУТА ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА УКРАИНЫ  
ИЗ СЕРИИ НАУЧНО-ПОПУЛЯРНЫХ ИЗДАНИЙ И ПОСОБИЙ

- № 1. К. Бюлов. Основные понятия о болотах и торфопедении. К. 1931. Ц. 60 коп.
- № 2. Инструкция для проектирования, построения и использования водохранилищ. Немецкого Союза Водного Хозяйства и Восточных Сил. К. 1931. Ц. 1 р. 50 коп.
- № 3. Инж. А. Огиевский. Производство основных гидрометрических работ. Вып. I. К. 1930 (распродано). Ц. 2 р. Издание 2-ое печатается.
- № 4. То же, вып. 2-ой (в печати). Ц. 1 р.
- № 5. Инж. В. П. Тихомирнов. Вопросы обеспечения водой крупных Кочелдационных электрических станций. Киев, 1931. Ц. 1 р.
- № 6. Инж. В. Я. Черноградский. Расчет водопропускных отверстий и флютбетов плотин (подготовлено для печати).
- № 7. Прич. Гидрология подземных вод. Перевод с немецкого (подготовлено к печати).
- № 8. Р. Д. Андримон. Гидрология. Перевод под ред. проф. П. А. Двойчекка (подготовлено к печати).
- № 9. Акад. С. Оппенков. Инструкция как проводить доследи перед висушуванням багат та складати проект на висушні роботи. К. 1931. Ц. 60 коп.
- № 10. Проф. Е. Оплоков. Машины для добычи торфа из топлива (торфяные машины). С атл. черт. в 30 листов (подготовлено к печати).

ПЕРИОДИЧЕСКИЕ ИЗДАНИЯ

Н.И. ИНСТИТУТА ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА УКРАИНЫ

- Вісті Н.-Д. Інст. Водн. Госп. Укр. Т. I. 1926—1927. К. 1927. Ц. 3 крб.
- " Т. II. Ч. 1. 1927—1929. К. 1929. Ц. 3 р. (на рус. яз.)
- " Т. II. Ч. 2. " " " " Ц. 3 р.
- " Т. III. Ч. 1. 1928—1929. Матеріяли до гидрогеології України. К. 1929. Ц. 2 крб.
- " " Ч. 2. Показчик літератури про підземні води України. К. 1929. Ц. 1 крб. 50 к.
- " Т. IV. Ч. 1. 1929—1930. К. 1931. Ц. 3 р.
- " " Ч. 2. " " " " Ц. 3 р. (на рус. яз.)