

С. Ю. Доборжинскій.

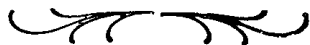


МАТЕРІАЛЫ и ИЗСЛѢДОВАНІЯ

ПО ТЕОРИИ и РАЗСЧЕТУ

НАДШАХТНЫХЪ СООРУЖЕНІЙ.

Часть II.



ТОМСКЪ.

Типо-литогр. Сибирскаго Т-ва Печати. Дѣла, уг. Дворянск. ул. и Ямск. пер. с. д.
1912.

Предисловіе къ II-ой части.

Для поясненія теоретическихъ разсужденій приведенныхъ въ первой части настоящей работы, я считаю необходимымъ опубликовать нѣсколько числовыхъ расчетовъ копровъ, расчетовъ отличающихся въ довольно значительной степени отъ имѣющихся въ литературѣ, не исключая новѣйшаго по времени труда Mögler.

Настоящіе расчеты составляютъ части студенческихъ проектовъ по рудничной механикѣ, руководителемъ которыхъ на горномъ отдѣленіи Томскаго Технологическаго Института состою я. Расчеты выбраны мною разнообразны какъ по способу ихъ проведенія, такъ по типу проектируемыхъ копровъ.

Въ виду возраженій, съ которыми пришлось встрѣтиться по поводу веденія расчета копровъ на разрывающее усиліе подъемнаго каната, считаю необходимымъ высказать слѣдующее: нельзя отрицать, что въ дѣйствительности разрывы новыхъ вполне доброкачественныхъ канатовъ, обладающихъ нормальною степенью безопасности, явленіе довольно рѣдкое. Несмотря на это, въ виду наличности такъ называемыхъ экстренныхъ напряженій, появляющихся въ канатахъ въ началѣ каждаго подъема, приходится принимать во вниманіе напряженія, превосходящія статическія. Если s статическая нагрузка каната, динамическая же S , то согласно извѣстному выраженію:

$$S = s \left(\frac{v}{gt} + 1 \right),$$

гдѣ v скорость подъема по истеченіи промежутка времени t . При достаточно маломъ промежуткѣ времени, въ которомъ благодаря ускоренному движенію машины клѣть пріобрѣтаетъ скорость v , напряженіе S можетъ принять величину разрывающаго усилія. Конечно, при нормальной работѣ подъема этого не бываетъ; но во всякомъ случаѣ:

$$S > s,$$

т. е. натяженіе въ канатѣ колеблется во время одного подъема отъ S до $s = G + P$, полезной и мертвой нагрузки. Величину S учесть

очень трудно, ибо она зависитъ отъ массы факторовъ, въ томъ числѣ отъ личности машиниста и, конечно, подвержена всевозможнымъ колебаніямъ. Такъ какъ указанныя динамическія усилія передаются копру, то расчетъ его слѣдовало бы вести на $S + s$ на динамическое усиліе, возникающее въ одномъ канатѣ, и одновременную полную нагрузку другого. Такое сочетаніе напряженій вполне возможно потому, что чрезвычайныя усилія могутъ возникать не только при подъемѣ, но и при спускѣ, то есть въ канатѣ съ порожней клѣткою, съ другой же стороны, одновременное ихъ появленіе въ обоихъ канатахъ трудно допустимо.

Въ виду затруднительности точнаго учета S приходится принимать во вниманіе максимальное его возможное значеніе:

$\text{Max } S = \text{разрывающему усилію.}$

Въ виду сказаннаго строго послѣдовательное проведеніе расчета на разрывающія усилія не дастъ и не можетъ дать преувеличенныхъ въ смыслѣ прочности результатовъ, несмотря на кажущіеся слишкомъ солидные размѣры частей сооруженія. Чтобы убѣдиться въ сказанномъ, достаточно наблюдать шатаніе копра, стоя во время подъема на площадкѣ у шкивовъ. Въ особенности копры, такъ называемой легкой конструкціи, подвержены шатанію въ высокой степени.

Расчетъ деревяннаго копра.

Студента Н. Н. Павлова.

Для устойчивости копра необходимо, чтобы равнодѣйствующая отъ натяженій верхняго и нижняго каната проходила между ногами копра. Этому условію данный коперъ (черт. 1 и 2) удовлетворяетъ.

Коперъ состоитъ изъ двухъ существенныхъ частей: шкивнаго станка и трехъ паръ ногъ—фермъ.

Шкивной станокъ

Шкивной станокъ представляетъ систему перекрещивающихся продольныхъ и поперечныхъ балокъ, помощью которыхъ давленіе, производимое поднимаемымъ грузомъ, передается на ноги копра. Равнодѣйствующую усилій разлагаемъ на вертикальную и горизонтальную составляющія, которыя равновелики вертикальнымъ и горизонтальнымъ напряженіямъ. Наибольшія вертикальныя напряженія, непосредственно передаваемая на шкивныя балки, будутъ развиваться въ томъ случаѣ, если произойдетъ разрывъ нижняго каната вблизи устья шахты.

Изъ діаграммы видно, что вертикальная составляющая въ этомъ случаѣ = 52800 kg. къ ней прибавляется еще вѣсъ шкива съ подшипникомъ = 1200 kg. Такимъ образомъ шкивныя балки копра испытываютъ нагрузку $P_2 = 52800 + 1200 = 54000$ kg. На одну же шкивную балку будетъ приходится половина этого груза, т. е. 27000 kg. На эту нагрузку и веду расчетъ шкивныхъ балокъ. Шкивная балка въ данномъ случаѣ представляетъ неразрѣзную балку, покоящуюся на трехъ опорахъ. Для опредѣленія прочныхъ размѣровъ такой балки Жляпейронтъ даетъ такую формулу:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = \frac{P_1 a_1 (l_1^2 - a_1^2)}{l_1} + \frac{P_2 b_2 (l_1^2 - b_1^2)}{l_2}$$

$$l_1 = 155 \text{ см.}$$

$$l_2 = 340 \text{ „}$$

$$a_2 = 185 \text{ „}$$

$$b_2 = 155 \text{ „}$$

$$P_2 = 27000 \text{ kg.}$$

Въ этой формулѣ M_1 , M_1 и M_2 обозначаютъ моменты надъ соответствующими опорами, l_1 и l_2 разстоянія опоръ, a и b разстоянія сосредоточенной нагрузки до ближайшихъ опоръ.

При $M_0 = 0$, $M_2 = 0$ и $P_1 = 0$ формула Кляпейрона приметъ видъ:

$$2 M_1 (l_1 + l_2) = \frac{P_2 b_2 (l_2^2 - b_2^2)}{l_2},$$

откуда
$$M_1 = \frac{P_2 b_2 (l_2^2 - b_2^2)}{2 l_2 (l_1 + l_2)}$$

Подставляя вмѣсто P_2 , b_2 , l_2 , l_1 ихъ численныя значенія, получаю:

$$M_1 = \frac{27000 \cdot 155 \cdot 185}{340 \cdot 2} = 1138566.$$

Назвавъ сопротивленія опоръ отъ нагрузокъ съ правой стороны черезъ S_1 , S_2 и S_3 а равно отъ нагрузокъ съ лѣвой стороны S'_1 , S'_2 и S'_3 , имѣемъ равенства:

$$S_1 = \frac{1}{l_1} (M_0 - M_1) = \frac{M_1}{l_1} = \frac{1138566}{155} = 7342$$

$$S'_2 = \frac{1}{l_1} (M_1 - M_0) = \frac{M_1}{l_1} = \frac{1138566}{155} = 7342$$

$$S_2 = \frac{1}{l_2} (M_1 - M_2 + P_2 b_2) = \frac{M_1 + P_2 b_2}{l_2} = \\ = \frac{1138566 + 27000 \cdot 155}{340} = 15658.$$

$$S'_3 = \frac{1}{l_2} (-M_1 + P_2 a_2) = \frac{-1138566 + 27000 \cdot 185}{340} = 11342.$$

Полныя сопротивленія опоръ:

$$R_0 = S'_1 + S_1 = 0 + (-7342) = -7342.$$

$$R_1 = S'_2 + S_2 = 7342 + 15658 = 23000.$$

$$R_2 = S'_3 + S_3 = \frac{11342 + 0}{\Sigma R} = \frac{11342}{27000}.$$

Балку рассчитываю на основаніи формулъ:

$$M = W k b; \quad \text{для дуба } k b = 80.$$

$$W = \frac{a h^2}{6}; \quad \text{беру } a = 40 \text{ см.}$$

$$h = \sqrt{\frac{113856 \cdot 6}{40 \cdot 80}} = \approx 51 \text{ см.}$$

Такъ какъ балку съ поперечнымъ сѣченіемъ 40×51 см. найти трудно, то я вмѣсто одной балки беру двѣ размѣрами 40×40 см. каждая и по длинѣ соединяю ихъ шпонками

$$R_1 = 23000 \text{ kg.}$$

$$l_1 = 185 \text{ см.}$$

$$l_2 = 155 \text{ „}$$

$$l = 340 \text{ „}$$

Наибольшія скалывающія усилія будутъ въ части $l_2 = 155$ см. Скалывающая сила, дѣйствующая въ нейтральномъ слоѣ,

$$S = K_s h l_2 \text{ (гдѣ } h \text{ — ширина балки} = 40 \text{ см.)}$$

При прямоугольной балкѣ

$$K_s = \frac{\int_0^h P y d\omega}{h Y} = \frac{h^3 \cdot 12 \Sigma F}{2 h \cdot h (2h)^3} = \frac{h^3 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 3000}{2 \cdot 8 \cdot h^5} = \frac{3 \cdot 23000}{4 \cdot h^2}$$

y разстояніе отъ центра тяжести сѣченія до оси балки.

$$\text{Слѣдовательно } S = \frac{3 \cdot 23000 \cdot h \cdot l_2}{4 h^2} = \frac{3 \cdot 23000 \cdot l_2}{4 \cdot h};$$

$l_2 = \frac{1}{2} l$ подставляя вмѣсто l_2 его значеніе, найду, что:

$$S = \frac{3 \cdot 23000 \cdot l}{8 \cdot h}.$$

Эта скалывающая сила должна уравновѣшиваться сопротивленіемъ шпонокъ, т. е.

$$S = b \cdot a \cdot K_s' \cdot n; \text{ гдѣ } b \text{ — длина шпонки; } a \text{ — ширина шпонки.}$$

K_s' напряженіе на скалываніе $= 15$ kg. на см^2 . Высота шпонки $c = 0,3 \cdot h = 12$ см.

Длина шпонки $b = 2c = 24$ см.

Ширина шпонки $a = h = 40$ см., n ихъ число.

Подставляя численныя значенія, найду, что

$$h = \frac{S}{b \cdot a \cdot K_s'} = \frac{3 \cdot 23000 \cdot 340}{8 \cdot 40 \cdot 24 \cdot 40 \cdot 15} = 5 \text{ штукъ.}$$

Разстояніе между шпонками:

$$l' = \frac{l}{5} = \frac{340}{5} = 68 \text{ см.}$$

Сила, дѣйствующая на шкивы при условіи разрыва верхняго каната около устья шахты, будетъ нѣсколько меньше; однако я беру вторую

нару шкивныхъ балокъ одинаковыхъ размѣровъ съ только что рассчитанными. Для опредѣленія размѣровъ поперечныхъ балокъ применимъ нижеслѣдующій способъ. Вертикальное давленіе, испытываемое шкивными балками отъ верхняго каната, какъ видно изъ діаграммы, = 3600 kg. Прибавляя сюда еще вѣсъ шкива = 1200 kg., найду, что общая нагрузка на одну изъ шкивныхъ балокъ (второй пары) будетъ:

$$\frac{3600 + 1200}{2} = 2400 \text{ kg.}$$

Принимая тѣ же обозначенія и применивъ тотъ же методъ вычислений, нахожу, что реакція, возбуждаемая въ верхнихъ поперечныхъ балкахъ (Z_0, Z_1, Z_2) отъ второй пары шкивныхъ балокъ, будетъ

$$R'_0 = -652, R'_1 = 2043, R'_2 = 1009.$$

Балка Z_2 одновременно испытываетъ дѣйствіе реакціи отъ шкивныхъ балокъ при нижнемъ положеніи каната $R_2 = 11342 \text{ kg.}$ и дѣйствіе реакціи отъ шкивныхъ балокъ при верхнемъ положеніи каната $R'_2 = 1009 \text{ kg.}$ Балка Z_2 лежитъ на трехъ опорахъ. Въ первомъ пролетѣ дѣйствуютъ силы $R'_2 + R'_2$. Въ виду малаго разстоянія между ними замѣняю ихъ равнодѣйствующей $P_1 = R'_2 + R'_2 = 2 \cdot 1009 = 2018 \text{ kg.}$, точка приложенія которой находится между ними.

$$\begin{aligned} R'_2 &= 1009 \text{ kg.} \\ R_2 &= 11342 \text{ kg.} \\ a = f &= 47 \text{ cm.} \\ b = e &= 80 \text{ " } \\ c = d &= 22 \text{ " } \end{aligned}$$

Во второмъ пролетѣ силы R_2 и R_2 замѣняю также ихъ равнодѣйствующей $P_2 = \infty 2268 \text{ kg.}$ съ точкой приложенія между этими силами. Такимъ образомъ балка Z_2 представится лежащей на трехъ опорахъ съ одной сосредоточенной нагрузкой въ каждомъ пролетѣ. По формулѣ Кляпейрона имѣю:

$$2 M (l_1 + l_2) = \frac{P_1 c (l_2^2 - a_1^2)}{l_1} + \frac{P_2 b (l_2^2 - a_2^2)}{l_2};$$

$$M = \frac{87 \cdot (22201 - 7569) (2018 + 2 \cdot 2684)}{88804} = 314097;$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 2018 \text{ kg.} \\ P_2 &= 22684 \text{ kg.} \\ l_1 = l_2 &= 149 \text{ cm} \\ a_1 = b_1 &= 87 \text{ " } \\ a_2 = b_2 &= 62 \text{ " } \end{aligned}$$

Если через m , m_1 и m_2 обозначим моменты отъ сосредоточенной нагрузки, то реакціи опоръ опредѣлятся по формуламъ:

$$S_1 = \frac{1}{l} (-M + m) = \frac{-314097 + 2018 \cdot 62}{149} = -1268$$

$$S'_2 = \frac{1}{l_1} (M + m) = \frac{314097 + 2018 \cdot 87}{149} = 3286$$

$$S_2 = \frac{1}{l_2} (M_1 + m_1) = \frac{314097 + 22684 \cdot 87}{149} = 15353.$$

$$S'_3 = \frac{1}{l_2} (-M_1 + m_2) = \frac{-314097 + 22684 \cdot 62}{149} = 7331.$$

Полныя величины реакцій будутъ:

$$\begin{aligned} R_1 &= S_1 = -1268 \text{ kg.} \\ R_2 &= S'_2 + S_2 = 18639 \\ R_3 &= S'_3 = 7331 \\ \Sigma R &= 24702 \end{aligned}$$

Такъ какъ на эту балку дѣйствуютъ силы меньшія, нежели на балку Z_1 , то, не разчитывая ея размѣровъ (беру ихъ одинаковыми съ размѣрами балки Z_1), ограничусь вычисленіемъ реакцій, какія она оказываетъ на нижележащія продольныя балки.

Балка Z_1 находится подъ вліяніемъ силъ R_1 , R_1 , R'_1 и R'_1 . Заменяя подобно предыдущему силы R_1 и R_1 ихъ равнодѣйствующей $P'_1 = R_1 + R_1 = 23000 + 23000 = 46000 \text{ kg.}$ и силы $R'_1 + R'_1$ ихъ равнодѣйствующей $P'_2 = 2043 + 2043 = 4086$ и беря точки приложенія этихъ равнодѣйствующихъ посреди составляющихъ ихъ силъ, буду также имѣть случай балки, покоящейся на трехъ опорахъ съ одной сосредоточенной нагрузкой въ каждомъ пролетѣ.

$$2 M_1 (l_1 + l_2) = \frac{P'_1 c (l_1^2 - a_1^2)}{l_1} + \frac{P'_2 d (l_2^2 - a_2^2)}{l_2};$$

$$M_1 = \frac{87 (2201 - 7569) (4086 + 46000)}{88804} = 717974;$$

$$S_1 = \frac{1}{l_1} (-M_1 + m) = \frac{-717974 + 4086 \cdot 62}{149} = -3118 \text{ kg.}$$

$$S'_2 = \frac{1}{l_2} (M + m) = \frac{717974 + 4086 \cdot 87}{149} = 7204 \text{ kg.}$$

$$S_2 = \frac{1}{b} (M_1 + m_1) = \frac{717974 + 46000 \cdot 87}{149} = 31677 \text{ kg.}$$

$$S_3^1 = \frac{1}{b}(-M + m_2) = \frac{-717974 + 46000 \cdot 62}{149} = 14323 \text{ kg.}$$

$$R'_1 = -S_1 = -3118; R'_2 = S'_2 + S_2 = 38881; R'_3 = L_3 = 14323 \text{ kg.}$$

$$\Sigma R = 40086 \text{ kg.}$$

Подобно предыдущему нахожу что:

$$P'_1 = 4086 \text{ kg.}$$

$$P'_2 = 46000 \text{ kg.}$$

$$l_1 = l_2 = 149 \text{ cm.}$$

$$a_1 = b_1 = 87 \text{ „}$$

$$a_2 = b_2 = 62 \text{ „}$$

$$h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{40 \cdot 80}} = \sqrt{\frac{717974 \cdot 6}{40 \cdot 80}} = 36 \text{ cm.}$$

Такъ какъ ее придется немного врубать, то балку Z_1 , а слѣдовательно, и Z_2 беру размѣрами 40×40 см.

Нижняя продольная балка (p —ближайшая къ нижнему канату) въ точкѣ D нагружена силой R'_3 (реакція отъ балки Z_1) = 14323 kg. и въ точкѣ D_1 нагружена силой R_3 (реакція отъ балки Z_2) = 7331 kg.

$$2 M_1 (l_1 + l_2) = \frac{R'_3 a (l_1^2 - a^2)}{l_1} + \frac{R_3 b (l_2^2 - b^2)}{l_2};$$

$$M_1 = \frac{\frac{14323 \cdot 110 (295^2 - 110^2)}{295} + \frac{7331 \cdot 35 (190^2 - 35^2)}{190}}{295 + 190} = 922173.$$

$$R'_3 = 14323 \text{ kg.}$$

$$R_3 = 7331 \text{ „}$$

$$l_1 = 295 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 190 \text{ „}$$

$$a = 110 \text{ „}$$

$$b = 35 \text{ „}$$

$$S_1 = \frac{-922173 + 14323 \cdot 185}{295} = 5856 \text{ kg.}$$

$$S'_2 = \frac{922173 + 14323 \cdot 110}{295} = 8466 \text{ „}$$

$$S_2 = \frac{922173 + 7331 \cdot 35}{190} = 6203 \text{ „}$$

$$S'_3 = \frac{-922173 + 7331 \cdot 155}{190} = 1129 \text{ kg.}$$

$$R = S_1 = 5856 \text{ kg.}$$

$$R_0 = S'_2 + S_2 = 14669 \text{ kg.}$$

$$R_1 = S'_3 = 1129 \text{ kg.}$$

$$\Sigma R = 21654 \text{ kg.}$$

Ноги копра.

Реакція R дѣйствуетъ непосредственно на ногу копра, ближайшую къ эстокадамъ; реакція R_0 дѣйствуетъ непосредственно на среднюю ногу копра, а реакція R_1 дѣйствуетъ на ближайшую къ машинѣ. Эту балку, а также и другую крайнюю продольную балку (ближайшую къ верхнему канату) беру одинаковыхъ размѣровъ съ средней продольной балкой, расчетъ которой слѣдуетъ дальше, такъ какъ на нее и приходится бѣльшая нагрузка. Средняя продольная балка подобно предыдущей въ точкѣ D_1 будетъ нагружена силой R'_2 (реакція отъ балки Z_1) = 38881 kg и въ точкѣ D'_1 другой силой R_2 (реакція отъ балки Z_2) = 18639 kg.

$$2 M_1 (l_1 + l_2) = \frac{R_2' \cdot a (l_1^2 - a^2)}{l_1} + \frac{R_2 \cdot b (l_2^2 - b^2)}{l_2};$$

$$M = \frac{\frac{38881 \cdot 110 (295^2 - 110^2)}{295} + \frac{18639 \cdot 35 (190^2 - 35^2)}{190}}{295 + 190} = 2465332;$$

$$S'_1 = \frac{-2465332 + 38881 \cdot 185}{295} = 16025.$$

$$S'_2 = \frac{2465332 + 38881 \cdot 110}{295} = 22854.$$

$$S_2 = \frac{2465332 + 18639 \cdot 35}{190} = 16406.$$

$$S'_3 = \frac{-2465332 + 18639 \cdot 155}{190} = 2232.$$

$$l_1 = 295 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 190 \text{ cm.}$$

$$a = 110 \text{ cm.}$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

$$R'_2 = 38881 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 18639 \text{ kg.} \\ R' &= S_1 = 16025, \\ R'_0 &= S'_2 + S_2 = 39260, \\ R'_1 &= S'_3 = - 2235, \\ \Sigma R &= 57520, \end{aligned}$$

$$h = \sqrt{\frac{M_1 \cdot 6}{40 \cdot 80}} = \sqrt{\frac{2465332 \cdot 6}{40 \cdot 80}} = 64 \text{ cm.}$$

Такъ какъ такую балку найти трудно и придется брать составную, то вмѣсто того, чтобы увеличивать h (высоту балки), я возьму двѣ балки 40×40 и кладу ихъ рядомъ. Нижнія поперечныя балки gg и zz служатъ верхней связью ногъ копра.

Балки ZZ воспринимаютъ посрединѣ дѣйствіе силы R' (реакціи отъ средней продольной балки) $= 16025 \text{ kg}$, балки qq воспринимаютъ посрединѣ дѣйствіе силы R'_0 (реакціи отъ средней продольной балки) $= 39260 \text{ kg}$. Балки SS воспринимаютъ посрединѣ дѣйствіе реакціи $R'_1 = 2235$.

Изъ этихъ балокъ разсчитываю только балки qq какъ воспринимающія наибольшую нагрузку. Другія же беру одинаковыхъ съ ними размѣровъ.

Сила R'_0 дѣйствуя на балку перпендикулярно къ ея опорѣ срѣзаетъ ее. Балку беру двойную съ поперечнымъ сѣченіемъ 30×30 ст. каждая

Обозначая общее напряженіе скалыванія черезъ Q , площадь поперечнаго сѣченія двойной балки черезъ F , можно вычислить величину сдвигающаго напряженія

$$\frac{Q}{F} = \frac{39260}{30 \cdot 30 \cdot 2} = 18 = R_2.$$

Допускаемая величина R_2 для дуба $= 20$.

Слѣдовательно, балки qq надежны.

Тоже самое можно сказать относительно балокъ rr и ss , такъ какъ на нихъ дѣйствуетъ меньшая сила. Повѣривъ эти балки на изгибъ, нахожу, что они не будутъ также и изломаны подъ вліяніемъ нагрузки, сосредоточенной въ срединѣ.

Изъ діаграммы черт. 3 и 4 видно, что горизонтальная составляющая больше, при разрывѣ верхняго каната эта сила ($R = 21800 \text{ kg.}$) стремится растянуть коперъ. Къ ней присоединяется еще горизонтальная, составляющая отъ нижняго каната $R_1 = 1400 \text{ kg}$. Такимъ образомъ силы $R + R_1 = 21800 + 1400 = 23200 \text{ kg}$. будутъ разрывать коперъ. Этому препятствуютъ связи 2, 6, 10.

Надо имѣть въ виду, что на подпорную ферму (ближайшую къ машинѣ) дѣйствуетъ еще сила R_0 (реакція отъ крайней продольной балки = 1129 kg. Разлагая ее на составляющія, найду что одна ея часть $s = 1300$ kg. пойдетъ по ногѣ, а другая $S_1 = 700$ kg. будетъ сжимать продольную балку, т. е. дѣйствовать въ противоположную сторону, чѣмъ силы $R + R_1$ (по перенесеніи ихъ на конецъ копра.)

Такимъ образомъ разрывающее ферму усиліи будетъ $\frac{R + R_1 - S_1}{2} =$
 $= \frac{21800 + 1400 - 700}{2} = 11250 \text{ kg.} = R_s.$

При дальнѣйшемъ расчетѣ буду считаться только съ частью копра $abcd$; частью же $abfl$, черт. 1, пренебрегаю. Силы R_s стремятся разъединить ногу cd отъ ba и ef . Ноги же cd , ba , ef связаны продольными балками 4, 7, 12 и укосинами 2, 6, 10 въ одно цѣлое. Значитъ, для устойчивости копра необходимо, чтобы связи 2, 6, 10 и 4, 7, 12 вполне выдержали дѣйствіе силы R_s .

На ферму $abcd$ дѣйствуетъ еще сила $R_0 = 1466$ kg. (реакція отъ нижней продольной балки р.) Сила R_0 на растяженіе никакого вліянія не оказываетъ, она дѣйствуетъ въ другой плоскости на сжатіе другой фермы; поэтому при разсматриваніи фермы $abcd$ я буду считаться только съ силой R_s , стремящейся разорвать связи 2, 6, 10 и 4, 7, 12 (см. черт. 6).

При расчетѣ ноги діаграммой фермы они разбиты на пролеты. Боковая подпорная нога разбита на 3 пролета 3, 5, 11. Изъ нихъ пролеты 3 и 11 рассчитываются на продольной изгибъ по формулѣ Эйлера, какъ балки имѣющія одинъ конецъ зашечленный, а другой свободный. Изъ нихъ я ограничусь расчетомъ только пролета 11, какъ наибольшаго по длинѣ и подверженнаго наибольшей нагрузкѣ. По формулѣ Эйлера имѣю $P_k = \frac{2 \pi^2 I \epsilon}{l^2}$, откуда

$$I = \frac{P_k l^2}{2 \pi^2 \epsilon}, \quad \epsilon \text{ для дуба} = 108000 \text{ kg.}$$

Такому моменту инерціи удовлетворяетъ балка съ поперечнымъ сѣченіемъ $\sim 21 \times 21$ см.

Пролетъ 5 рассчитываю по формулѣ Эйлера, какъ балку закрѣпленную обоими концами.

$$P_k = 4 \pi^2 \frac{\epsilon I}{l^2}, \quad \text{откуда}$$

$$Y = \frac{P_k l^2}{4 \pi^2 \epsilon} = \frac{14700 \cdot 360^2}{4 \cdot 9,8596 \cdot 188000} = 424.$$

Значитъ, балка надежна. Изъ пролетовъ 8—9 разсмотрѣнъ только пролетъ 9. большій по длинѣ и по дѣйствующимъ на него силамъ.

Участвуя одновременно съ этимъ въ другой фермѣ, они тамъ подвергаются сжатію.

Разрывающая ее сила будетъ $P = 12700$ kg. Сжимающая—31500 kg. (Въ другую ферму онъ входитъ какъ 12 пролетъ). Такимъ образомъ растягивающая сила парализуется, и остается одна сила

$P_1 = 31500 - 12700 = 18800$ kg., которая будетъ сжимать этотъ пролетъ. Расчетъ его будетъ разобранъ ниже.

Подпоры 2, 6, 10 подвергаются растяженію. Изъ нихъ разсмотрю только подпору 2.

Эта подпора подвергается наибольшей растягивающей силѣ (въ $2\frac{1}{4}$ раза больше, чѣмъ подпора 6, и въ $3\frac{1}{4}$ раза больше чѣмъ, подпора 10).

Растягивающая сила $P = 1090$ kg.

$$P = \omega k_z; k_z \text{ для дуба} = 100,$$

$$\text{откуда } \omega = \frac{P}{k_z} = \frac{1090}{100} = 11 \text{ см.}^2$$

У меня же подпора эта имѣетъ поперечное сѣченіе 484 см.^2

Связки 4, 7, 12 подвергаются сжатію. Они имѣютъ оба конца закрѣпленные. Наибольшее сжимающее усилие будутъ испытывать связки 4. По длинѣ же связка 12 будетъ наибольшая. Ея разсмотрѣніемъ и ограничусь. По 4-й формулѣ Эйлера имѣю

$$P = \frac{4 \pi^2 \varepsilon Y}{l^2},$$

откуда

$$Y = \frac{P l^2}{4 \pi^2 \varepsilon} = \frac{2700 \cdot 750^2}{4 \cdot 9,8596 \cdot 108000} = 3570.$$

Среднія ноги представляютъ ферму, у которой боковые пролеты 2, 6, 10, 14, 18 и 4, 8, 12, 16, 20 подвергаются сжатію, черт. 5. Пролеты 2, 4, 18, 20 разсматриваю какъ балки, у которыхъ одинъ конецъ защемленъ, а другой свободенъ. Изъ этихъ пролетовъ разсмотрю только 4-й, какъ имѣющій наибольшую нагрузку $P = 33200$ kg. По формулѣ Эйлера имѣю

$$P = \frac{2 \pi^2 \varepsilon Y}{l^2}, \text{ откуда}$$

$$Y = \frac{P \cdot l^2}{2 \pi^2 \varepsilon} = \frac{33200 \cdot 300^2}{2 \cdot 9,8596 \cdot 108000} = 1415.$$

Такому моменту инерции удовлетворяют балки съ поперечнымъ сѣченіемъ $\infty 21 \times 21$ см.

Пролеты 6, 8, 10, 12, 14, 16 подвергаются также сжатію, но они являются закрѣпленными обоими концами. Пролеты 8 и 12 въ раньше разсмотрѣнной фермѣ подвергались растяженію, сжимающая сила больше. Поэтому пролетъ 8 (раньше 3) подвергается сжатію силой $R = 32300 - 9400 = 22900$ kg.

Пролетъ 12 (раньше 5) подвергается сжатію силою $P_1 = 31500 - 12700 = 18800$, kg., т. е. силой незначительной по сравненію съ силой пролета 16, имѣющаго наибольшую величину нагрузки $= 30900$ и большую по сравненію съ другими величину $l = 350$.

По 4-й формулѣ Эйлера для этого случая имѣю

$$P = \frac{4 \pi^2 \epsilon Y}{l^2}; \text{ откуда}$$

$$Y = \frac{P \cdot l^2}{4 \pi^2 \epsilon} = \frac{30900 \cdot 350^2}{4 \cdot 9,8596 \cdot 108000} = 895.$$

Балка у меня размѣрами 40×40 см. Моментъ инерции ея будетъ 213333.

Подпорныя балки 3, 7, 11, 15, 19 также подвергаются сжатію. Оба конца ихъ закрѣплены.

Наибольшая сжимающая сила $P = 1700$ kg. будетъ у балки 3, длина $l = 440$ см. На балку 19 хотя будетъ дѣйствовать меньшая сила $P_1 = 800$ kg., но длина ея l значительно больше, $l = 620$ см.

Поэтому я и разсмотрю только эту балку, придавъ остальнымъ подпорнымъ балкамъ одинаковые съ нею размѣры. По 4 формулѣ Эйлера имѣю:

$$P = \frac{4 \pi^2 \epsilon Y}{l^2}; Y = \frac{P \cdot l^2}{4 \pi^2 \epsilon} = \frac{800 \cdot 620^2}{4 \cdot 9,8596 \cdot 108000} = 72.$$

Такому моменту инерции удовлетворяетъ балка съ поперечнымъ сѣченіемъ $\infty 5,5 \times 5,5$ см.

Балки 5, 9, 13, 17 подвергаются растяженію.

Наибольшая растягивающая сила будетъ у балки 5. Ограничусь только ея разсмотрѣніемъ, придавъ остальнымъ балкамъ одинаковые съ нею размѣры.

$P = \omega k_z$, откуда

$$\omega = \frac{P}{k_z} = \frac{1100}{100} = 11 \text{ см.}$$

Расчетъ двуногаго желѣзнаго копра.

Студента К. М. Голубенцева.

Расчетъ его ведемъ для каната въ 300 сажень длины. Площадь сѣченія каната $w = 0,0006 \text{ м.}^2$, діаметръ каната равенъ 41 мм., діаметръ проволокъ 2,0 мм. число ихъ 180, разрывающее усиліе 67860 kg въсь 1 м. 5,7 kg. (Hütte)

Коперъ двуногій металлическій, черт. 7. фермы его направлены такимъ образомъ, что равнодѣйствующая, получающаяся отъ сложения силъ, разрывающихъ канатъ, проходитъ внутри ногъ, т. е. между фермами, что необходимо, такъ какъ въ противномъ случаѣ можетъ появиться опрокидывающій моментъ благодаря большой горизонтальной составляющей напряженія каната.

Нагрузка копра достигаетъ своего максимума тогда, когда вслѣдствіе эстренныхъ напряженій или защемленія одной изъ клѣтѣй среди направляющихъ натяженіе каната достигнетъ величины разрывающаго усилія; на это послѣднее и нужно разсчитывать коперъ, при чемъ возможны два случая: 1) разрывается верхній канатъ, 2) разрывается нижній канатъ. При графическомъ расчетѣ копра будемъ считать, что защемленная клѣтъ находится у устья шахты въ то время, какъ другая вблизи рудничнаго двора; разрывающій грузъ каната, равный 67860 kg., увеличиваю до 80000 kg., дабы въ дальнѣйшемъ не вводить усилій отъ собственнаго вѣса частей копра и давленія вѣтра. Вѣсь клѣти, каната и пустыхъ вагоновъ около 5500 kg.

Случай I: натяженіе во время разрыва верхняго каната 80000 kg.. Равнодѣйствующая $S_0 = 145000 \text{ kg.}$ Разлагая эту равнодѣйствующую по фермамъ копра, черт. 8, получимъ, что составляющая по фермѣ A равна 138000 kg., по фермѣ B —11000 kg.

Равнодѣйствующая натяженій нижняго каната равна 10100 kg.; составляющая по фермѣ A —9600 kg. по фермѣ B —1650 kg. Такимъ образомъ на шкивы дѣйствуютъ силы 145000 kg. и 10100 kg. и въ плоскости фермы A —138000 kg. и 9600 kg., фермы B —11000 kg. и 1650 kg. Опредѣляя графическимъ путемъ силы P_1 и P_2 , дѣйствующія въ узлахъ, и реакціи R_1 и R_2 , черт. 10, 12, строимъ діаграмму Кремона, черт. 16, 17, а также черт. 14, 15, по которой опредѣляемъ напряженія для этого случаѣ въ различныхъ частяхъ фермъ A и B .

ФЕРМА В.

Масштабъ 100 kg. въ 1 mm.

№№ стержней.	Нагрузка въ kg.
1	9400
2	2650
3	800
4	2400
5	1800
6	9800
7	9700
8	7300
9	13020
10	7800
11	1310
12	610
13 (14)	6140
16	1650
17 (19)	3250
20	4900
21	12300
22	1350
23	2740
24	2100
26	1100
27 (32)	3550
28	2100
29	850
30	450
33	12300
34	1400
35	6600
36	6900
37	8550
39	1550
40	2150
41	11470
42	500
43	2300
44	8060

2', 3', 15, 18, 25,
31, 45, 46

0

ФЕРМА А.

Масштабъ 100 kg. въ 1 mm.

№№ стержней.	Нагрузка въ kg.
1	98500
2	19000
3	5600
4	15000
5	2100
6	92200
7	23000
8	2000
9	4800
10	23000
11	86500
12	62500
13	41500
14	26500
15	40000
16	22200
17	35000
18	52000
19	31000
20	3000
21	70000
22	20000
23	75000
24	1500
25	3000
26	8000
27	4500
28	10000
29	78000

Случай II. Натяжение нижняго каната 80000 kg. Равнодѣйствующая 149000 kg. Составляющія этой равнодѣйствующей по фермамъ копра, черт. 9, таковы: по фермѣ *A*—134000 kg. по фермѣ *B*—23500 kg. Натяжение верхняго каната 5500 kg., равнодѣйствующая—10000 kg. Состовляющія этой равнодѣйствующей по фермѣ *A*—9000 kg., по фермѣ *B* 1050 kg. Такимъ образомъ на шкивы въ этомъ случаѣ дѣйствуютъ силы въ плоскости фермы *A*—134000 kg. и 900 kg., въ плоскости фермы *B*—23500 kg. и 1050 kg. Опредѣляя графически силы P_1 и P_2 , дѣйствующія въ узлахъ фермъ, и реакціи R_1 и R_2 . черт. 11, 13, строимъ діаграмму Кремона, по которой опредѣляемъ напряженія въ частяхъ фермъ для этого случая, черт. 18, 19.

ФЕРМА В.

Масштабъ 200 kg. въ 1 mm.	
№№ стержней.	Нагрузка въ kg.
1	14800
2	3920
3	1200
4	3500
5	3000
6	15600
7	16000
8	12700
9	21800
10	12900
11	1500
12	700
13	6500
14	6500
16	1840
17 (19)	3600
20	5100
21	23300
22	3000
23	9400
24	7000
26	3520
27	12000
29 (34)	3000
30	1400
32	12000

ФЕРМА А.

Масштабъ 1000 kg. въ 1 mm.	
№№ стержней.	Нагрузка въ kg.
1	80000
2	25800
3	5000
4	12000
5	2000
6	75000
7	18600
8	4000
9	2200
10	22500
11	70000
12	35200
13	49000
14	29000
15	22000
16	38000
17	58500
18	41000
19	27000
20	4000
21	79000
22	22000
23	84500
24	1500
25	3000
26	9000

ФЕРМА В.		ФЕРМА А.	
Масштабъ 200 kg. въ 1 mm.		Масштабъ 1000 kg. въ 1 mm.	
№№ стержней.	Нагрузка въ kg.	№№ стержней.	Нагрузка въ kg.
33	23300	27	2300
35	14300	28	11200
36	14650	29	87508
37	16700		
38	19280		
39	3800		
40	4230		
41	24800		
42	1000		
43	4440		
44	17840		
2', 3', 15, 18, 25, 31, 45, 46	0		

Съчєнія стержней фермъ.

Всѣ стержни составляющіе ферму „А“ и „В“ раздѣляю на пять категорій, а имерно S, H, D, D^1, D^2 . Съчєнія стержней опредѣляю по наибольшей нагрузкѣ, получающейся изъ сравненія двухъ напряженій возникающихъ въ одномъ и томъ же стержнѣ при разрывѣ верхняго каната и при разрывѣ нижняго каната. Итакъ опредѣляю сѣчєнія *напряженій* стержней фермы „А“.

Къ категоріи стержней S относятся стержни—1, 6, 11, 12, 17, 21, 23, 29 съ максимальной нагрузкой въ 98500 kg. Площадь сѣчєнія для этой нагрузки при $K=4$ kg. на 1 кв. mm. равна

$$\frac{98500}{4} = 24625 \text{ кв. mm. } \approx 247 \text{ кв. см.}$$

состоитъ изъ четырехъ неравнобокихъ уголковъ $115 \times 170 \times 14$ площадью въ 38,1 кв. см. каждый и изъ 2-хъ полосъ 250×19 площадью въ 95 кв. см. Общая площадь равна 247,4 кв. см.

См. таблицу сѣчєній.

$$I_x = \frac{250.600^3}{12} - \frac{250.544^3}{12} + \frac{28.544^3}{12} - \frac{28.222^3}{12} = 464718$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{33 \cdot 250^3}{12} + \left(\frac{534.28^3}{12} - \frac{220.28^3}{12} \right) \approx 8651$$

Степень безопасности на продольный изгибъ наибольшаго по длинѣ стержня изъ категоріи S т. е.

$$12 \text{ или } 17 \quad n = \frac{8651 \cdot 10 \cdot 2000000}{98500 \cdot 780^2} = 3,5.$$

Къ категоріи стержней *H* относятся стержни—10, 14, 19 съ максимальной нагрузкой въ 31000 kg. Площадь сѣченій для этой нагрузки при $k=4$ kg на 1 кв. мм. должна быть не менѣе

$$\frac{31000}{4} = 77,5 \text{ кв. см.}$$

и состоитъ изъ двухъ корытныхъ желѣзъ № 22 по русскому сортоменту съ полезной площадью въ 38,94 кв. см. каждое.

$$I_x = 5662$$

$$I_y = 280783$$

Степень безопасности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня—10-го $n = \frac{5662 \cdot 10 \cdot 2000000}{31000 \cdot 700^2} = 8$.

Къ категоріи стержней *D* относятся стержни 13, 15, 16, 18 съ наибольшей нагрузкой въ 52000 kg. Полезная площадь при напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. должна быть равна $\frac{52000}{4} = 130$ кв. см. и состоитъ изъ 4-хъ уголковъ $160 \times 100 \times 13$ съ площадью въ 32,9 кв. см. каждый. Общая же площадь 4-хъ уголковъ равна 131,6 кв. см. т. е. больше требуемой.

$$I_y = \frac{200 \cdot 600^3}{12} - 2 \frac{574^3 \cdot 87}{12} - \frac{26 \cdot 280^3}{12} = 81387$$

$$I_x = 2 \frac{200^3 \cdot 13}{12} + 2 \frac{26^3 \cdot 147}{12} = 1780.$$

Степень безопасности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня 16 или 18 равной 560 см. $n = \frac{1780 \cdot 10 \cdot 2000000}{52000 \cdot 560^2} = 2,5$.

Къ категоріи стержней *D*¹ относятся стержни—8, 9, 5, 3, 27, 20, 24, 25, съ наибольшей нагрузкой въ 5600 kg. При допускаемомъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. сѣченіе должно имѣть полезную площадь въ $\frac{5600}{4} = 14$ кв. см. Составляю его изъ двухъ уголковъ $100 \times 50 \times 5$ съ площадью въ 7,28 кв. см. каждый; общая же площадь ихъ равна 14,56 кв. см. Послѣ провѣрки на продольный изгибъ эти уголки оказались недостаточны, пришлось взять уголки $75 \times 140 \times 11$ съ площадью 22,5 кв. см. каждый.

$$I_y = 45317,7$$

$$I_x = 902,2$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня 9-го равной 890 см. имѣемъ

$$n = \frac{902,2 \cdot 10 \cdot 2000000}{5600 \cdot 890^2} = 4.$$

Къ категоріи стержней D^2 относятся стержни 2, 4, 7, 22, 26, 28 съ наибольшей нагрузкой въ 25800 kg. При допускаемомъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. для этой нагрузки необходима площадь сѣченія стержней въ $\frac{25800}{4} = 64,5$ кв. см. Беру два уголка $100 \times 160 \times 13$ съ площадью въ 32,25 кв. см. каждый.

$$I_y = 48854,6,$$

$$I_x = 1672,8$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ въ 530 см имѣемъ

$$n = \frac{1672,8 \cdot 10 \cdot 2000000}{25800 \cdot 530^2} \approx 4,5$$

Къ категоріи стержней S фермы B относятся — 1, 6, 11, 17, 19, 24, 28, 29, 38, 44 съ наибольшей нагрузкой въ 19280 kg. При допускаемомъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. для этой нагрузки необходима площадь сѣченія стержней въ $\frac{19280}{4} = 48,2$ кв. см. Ставлю два уголка $115 \times 170 \times 14$ съ полезной площадью въ 38,1 см². каждый

$$I_y = 22894$$

$$I_x = 2213,6, \quad \eta = 55,3 \text{ мм.}$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня въ 530 см. имѣемъ

$$n = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 2213,6}{530^2 \cdot 19280} = 4.$$

Къ категоріи стержней „ H “ относятся стержни — 9, 10, 15, 18, 21, 25, 31, 36, 41 съ наибольшей нагрузкой въ 24860 kg. При безопасномъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. необходимая площадь сѣченія стержней равна $\frac{24860}{4} = 62,15$ см². Ставлю два корытныхъ желѣза № 16 съ полезной площадью 24,92 см² каждый. При этой площади стержней допускаемое напряженіе будетъ около 5 kg. на 1 кв. мм. что допустимо.

$$I_y = 89,0 + 2.24,92.28,14^2 = 39557,8$$

$$I_x = 2 I_e = 2.954 = 1908.$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня 9-го имѣемъ

$$n = \frac{10.2000000.1908}{24860.360^2} = 10,4.$$

Къ категоріи стержней „D“ относятся стержни 13, 14, 27, 32 съ наибольшей нагрузкой въ 12000 kg. При безопасномъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. необходимая площадь сѣченія стержней равна $\frac{12000}{4} = 30$ см.². Беру два уголка 90×100×12 съ полезной площадью сѣченія въ 21,5 см.² каждый.

$$I_y = I_e + 2 \omega a^2 = 199,8 + 2.21,5.169,7^2 = 12527$$

$$I_x = 2 I_\eta = 2.152,3 = 304,6.$$

Запасъ прочности на продольной изгибъ при наибольшей длинѣ стержня въ 350 см.

$$\text{имѣемъ } n = \frac{10.2000000.304,6}{350^2.1200} = 4.$$

Къ категоріи стержней „D¹“ относятся стержни 7, 8, 35, 37 съ наибольшей нагрузкой въ 16700. При безопасномъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. необходимая площадь сѣченія стержней равна $\frac{16700}{4} = 42$ см.². Ставлю два уголка 90×120×12 съ полезной площадью въ 23,9 см.² каждый.

$$I_y = I_e + 2 \omega a^2 = 334,6 + 2.23,9.161,7^2 = 26591,4$$

$$I_x = 2 I_\eta = 2.161,6 = 323,2.$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня 35-го равнаго 305 см.

$$\text{имѣемъ } n = \frac{10.2000000.323,2}{305^2.16700} = 4.$$

Діагональные стержни D₂ должны имѣть площадь сѣченія при наибольшемъ усилии въ 9400 kg. и при допускаемомъ напряженіи въ 4 kg. на 1 кв. мм. равную $\frac{9400}{4} = 24$ см.². Къ этой категоріи относятся стержни 2, 2', 3, 3', 4, 5, 12, 16, 20, 22, 23, 26, 30, 34, 39,

40, 42, 43, 45, 46, Ставлю два уголка $75 \times 100 \times 10$ см. полезной площадью въ $16,6 \text{ см}^2$. каждый

$$I_y = I_e + 2 \omega a^2 = 78,9 + 2.16,6.180,5^2 = 10835,7$$

$$I_x = 2 I_\eta = 162,2.2 = 324,4.$$

Запасъ прочности на продольный изгибъ при наибольшей длинѣ стержня въ 420 см.

$$\text{имѣемъ } n = \frac{10.2000000.324,4}{420^2.9400} = 4.$$

Просматривая полки уголковъ и корытныхъ желѣзъ составляющихъ стержни фермы „А“ и „В“ мы видимъ что толщина ихъ равна 10, 11, 12, 13, 14 мм, поэтому прокладные листы, необходимые въ узлахъ фермъ, черт. 34, 35, 36 беру 1,5 средней толщины полокъ т. е. 131,5 мм. Наименьшій діаметръ употребляемыхъ заклепокъ $d = \sqrt{5s} - 0,2 = 1,34 - 0,2 = 12 \text{ мм}$.

Сообразуясь съ величиной накладокъ, которая опредѣляется количествомъ заклепокъ для каждаго стержня входящаго въ узелъ, діаметръ заклепокъ приходится ставить 16, 22 и 26 мм. т. е. такихъ которыя всегда имѣются въ продажѣ. Увеличить діаметръ заклепокъ въ нѣкоторыхъ узлахъ приходится соблюдая также условіе—чтобы длина ихъ не была больше 2,5 діаметровъ. При допускаемомъ напряженіи на срѣзъ въ 500 кг. на 1 кв. см. на каждую заклепку придется усиліе $S = \frac{\pi d^2}{4} 500 \text{ кг}$.

т. е. для діаметра въ 12 мм.-- 650 кг.

”	”	”	16	”	—1000	”
”	”	”	22	”	—2300	”
”	”	”	26	”	—3200	”

Имѣя эти данныя количество заклепокъ для каждаго стержня въ узлахъ опредѣляется частнымъ отъ дѣленія соотвѣтствующей нагрузки, дѣйствующей на стержень на допускаемую нагрузку для заклепки, что и дѣлалось при конструированіи деталей фермъ на чертежѣ.

Усиліе дѣйствующее на шкивы передается фермамъ „А“ и „В“ черезъ опоры и кронштейны посредствомъ 2-хъ балокъ, приклепанныхъ къ верхнимъ частямъ фермъ (смотри деталир. чертежъ) 20, 21, 22, 23, 24.

Опредѣлимъ сѣченіе этихъ балокъ:

Балка № 1 для фермы „А“.

Изъ эпюры моментовъ для фермы „А“ максимальный моментъ равняется $69000 \cdot 200 = 13800000$ kg. см. $M_{mx} = Wkb = 13800000$ беру $kb = 1000$ kg на 1 см^2 .

$I = \frac{M_{mx} \cdot H}{2 \cdot 1000}$ Высоту балки изъ предварительныхъ подсчетовъ опредѣляю въ 850 mm. Слѣдовательно моментъ инерціи балки $I = \frac{13800000 \cdot 42'5}{1000} = 586500$. Чтобы подобрать такой моментъ инерціи сѣченіе балки дѣлаю слѣдующимъ—4 уголка $170 \times 115 \times 14$ и 4 накладки 850×18 .

$$I_x = \frac{85^3 \cdot 90,2}{12} - \left(\frac{85^3 \cdot 60}{12} + 2 \frac{82,2^3 \cdot 10,1}{12} + 2 \frac{51^3 \cdot 1,4}{12} \right) = 587990.$$

Что вполне достаточно.

Заклепки которыми эта балка приклепывается къ фермѣ ставлю діаметромъ въ 26 mm. Число ихъ равно по наибольшей изъ силъ P_1 и P_2 т. е. въ 94000 kg. $n = \frac{94000}{3200} = 30$ или съ каждой стороны фермы по 15-ти заклепокъ.

Балка № 2 для фермы „В“.

Изъ эпюры изгибающихъ моментовъ для фермы В максимальный моментъ равенъ $M_x = 11750 \cdot 200 = 2350000$ kg. см.

$Wkb = M_x$, $I = \frac{M_x H}{2 kb}$ беру $Kb = 1000$ kg. на 1 кв. см. и $H = 500$ mm. тогда, чтобы балка была прочна моментъ инерціи ея сѣченія долженъ быть равенъ

$$I = \frac{2350000 \cdot 25}{1000} = 58750.$$

Сѣченіе балки дѣлаю слѣдующее

4 уголка $170 \times 115 \times 14$ и 2 накладки 500×20 .

Моментъ инерціи $I_x =$ такого сѣченія равенъ

$$I_x = \frac{50^3 \cdot 67}{12} - \left(\frac{50^3 \cdot 40}{12} + 2 \frac{47,2^3 \cdot 10,1}{12} + 2 \frac{16 \cdot 1,4}{12} \right) = 103285$$

т. е. больше требуемаго.

Заклепки, которыми эта балка приклепывается къ фермѣ „В“, ставлю діаметромъ въ 22 mm. Число ихъ опредѣляется наибольшей изъ P_1 и P_2 , т. е. въ 16000 kg. и равно $\frac{160}{23} = 7$, съ каждой стороны фермы ставлю по 5 шт. т. е. всего 10, а не 7.

Кронштейны какъ видно изъ детализованнаго чертежа состоятъ изъ 2 хъ фасонныхъ листовъ въ 18 мм. толщины, приклепанныхъ къ уголкамъ и накладкѣ.

Сомнѣваться въ прочности ихъ размѣровъ не приходится, такъ какъ поперечное сѣченіе ихъ далеко превосходитъ сѣченіе стержней категоріи „S“ подверженныхъ большей нагрузкѣ чѣмъ они. Заклепки на фасонныхъ листахъ ставятся черезъ 8 діаметровъ.

Шкивные балки.

Каждый изъ подшипниковъ шкивного вала покоится на балкѣ, черезъ которую и передается нагрузка на шкивы кронштейнамъ.

Равнодѣйствующая въ 14900 kg. передается на двѣ опоры, т. е. на подшипники шкивного вала, слѣдовательно на каждую приходится 74500 kg. Разлагая это усиліе на горизонтальное и вертикальное получимъ первое равнымъ 31000 kg., второе—64000 kg. Горизонтальное усиліе въ 31000 kg. стремится сдвинуть балку съ кронштейновъ по направленію къ барабану, поэтому я прикрѣпляю ее къ кронштейнамъ посредствомъ уголковъ. Заклепки ставлю въ 22 мм. діаметромъ, слѣдовательно количество ихъ должно быть равно $\frac{31000}{2300} = 14$ т. е. по 7 съ каждой стороны кронштейна.

Благодаря наличности горизонтальной силы въ 31000 kg. и плечу въ 350 мм. (центр. подшипникъ) балка подвержена моменту въ $31000 \cdot 35 = 1085000$ и вертикальному усилію въ 64000 kg. Такимъ образомъ въ балкѣ возникаютъ нормальныя напряженія, направленныя параллельно оси ея, отъ изгиба и касательныя, перпендикулярныя оси балки отъ вертикальной силы въ 64000 kg. Высота балки изъ конструктивныхъ соображеній должна быть 320 мм., по предварительному же подсчету я прихожу къ заключенію, что она должна имѣть поперечное сѣченіе съ моментомъ инерціи

$$I_x = \frac{32 \cdot 31,5}{12} + 419 + 4 \cdot 31,82 \cdot 12,52^2 = 24684.$$

Въ дальнѣйшихъ вычисленіяхъ беру только I_x такъ какъ имѣю плоскій изгибъ, гдѣ плоскость дѣйствія силы совпадаетъ съ плоскостью изгиба.

Итакъ опредѣлимъ каково напряженіе матерьяла при существующихъ нагрузкахъ на балку съ вышеописаннымъ поперечнымъ сѣченіемъ ея. Отъ наличности изгибающаго момента возникаютъ нормальныя напряженія k_z' и k_z'' равныя 12.

$$k_z' = \frac{P}{\omega} = \frac{31000}{175,3} = 172,4 \text{ kg. на 1 кв. см. и } k_z'' = \frac{M_{max} e}{I}$$

$$= \frac{1085000 \cdot 16}{24684} = 703 \text{ kg.}$$

Отъ наличности же вертикальной силы въ 64000 kg. возникаетъ касательное напряженіе k_s равное.

$$k_s = \frac{64000}{175,3} = 365 \text{ kg.}$$

результатирующее же напряженіе опредѣляю по формулѣ Sn—Yenan'a

$$k = \frac{3}{8}(k_z' + k_z'') + \frac{5}{8}\sqrt{(k_z' + k_z'')^2 + 4k_s^2} = \frac{3}{8}875^2 + \frac{5}{8}\sqrt{875^2 + 4365^2} =$$

$$= 328 + 712 = 1040 \text{ kg. на 1 кв. см.}$$

Ввиду громаднаго запаса при общемъ разсчетѣ копра считаю такое напряженіе допустимымъ. Отъ значительной вертикальной силы въ 64000 kg. и высотѣ балки въ 320 mm. возможно искривленіе вертикальной стѣнки балки около вертикальной оси, поэтому считаю нужнымъ провѣрить эту стѣнку на продольный изгибъ. Нагрузка передается на балку черезъ натяжную доску подшипника поэтому часть балки, подверженной этой нагрузкѣ считаю равной длинѣ натяжной доски т. е. слѣдовательно моментъ инерціи сѣченія этой стѣнки отно-

$$\text{сительно вертикальной оси равенъ } I_y = \frac{110,1,5^3}{12} = 31$$

$$\text{запасъ прочности } n = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot \epsilon \cdot I}{P \cdot l^2} = \frac{20 \cdot 2000000 \cdot 31}{64000 \cdot 32} \approx 20.$$

Итакъ въ этомъ отношеніи балка является тоже прочной.

Шкивы и ихъ ось.

Ось рассчитываю какъ балку свободно лежащую на опорахъ и подверженную силѣ 149000 kg.

$$\frac{149000 \cdot 30}{2} = 0,1 d^3 kb. kb — принимаю для стали 1500 kg. предѣльное допускаемое напряженіе беру ввиду того, что сила 149000 kg. возможна въ исключительномъ случаѣ $d = \sqrt[3]{\frac{149000 \cdot 30}{1500 \cdot 2}} = 246 \text{ mm.}$$$

$$\text{принимаю } d = 250 \text{ mm. цапфъ } M_m = \frac{149000 \cdot 15}{15} = 0,1 d^3 kb.$$

$$d = \sqrt[3]{7450} = 195 \text{ mm, принимаю } d_1 = 200 \text{ mm. Длина при нормаль-}$$

равна $\frac{106000}{11} = 9650 \text{ cm}^2$ принимая во вниманіе конструктивныя соображенія дѣлаю ее $120 \times 120 = 14400 \text{ cm}^2$.

Среднюю толщину опорной подушки опредѣляю такимъ образомъ, что половину длины подушки разсматриваю, какъ свободно лежащую балку нагруженную равномерно распределенною половиной опорнаго давленія (Hütte стр. 412 т. II).

$$\frac{53000 \cdot 60}{4} = M_{mx} = 744000 \text{ Wkb} = 79500 \text{ kb} = 1000 \text{ kg.}$$

$$\text{для стали } \frac{\alpha h^2}{6} = 795 \quad h^2 = 79,5 = 90 \text{ mm. дѣлаю } 100 \text{ mm.}$$

Ноги копра опираются на фундаментъ, который дѣлаю изъ бетона. Такъ какъ нагрузка въ фундаментѣ передается вертикально, наше же усиліе направлено по ногѣ копра т. е. наклонно, слѣдовательно въ фундаментѣ возникаетъ горизонтальная составляющая, равная 51000 kg., которая стремится сдвинуть вышележащую часть фундамента по отношенію къ нижележащей по плоскости наименьшаго сопротивленія. Принимая горизонтальную плоскость, проходящую черезъ ось доски за самую опасную, благодаря меньшимъ размѣрамъ по сравненію съ другими, посмотримъ каково напряженіе бетона будетъ въ случаѣ появленія горизонтальной составляющей въ этой плоскости. Площадь равна $134 \times 160 = 21440 \text{ cm}^2$. напряженіе будетъ $\frac{51000}{21440} = 2,5 \text{ kg.}$ что вполне допустимо. Размѣры подошвы фундамента обусловлены необходимостью чтобы направленіе силы, дѣйствующей по ногѣ не выходило изъ ядра сѣченія подошвы; высота фундамента въ землѣ равна 1,5 м.

Опорная поверхность башмака ногъ фермы $B - 9 \times 40 = 360 \text{ кв. см.}$

Дѣйствующее усиліе $17800 + 7200 = 25000 \text{ kg.}$ напряженіе на 1 кв. см. равно $\frac{25000}{360} \approx 70 \text{ kg.}$ Площадь плиты при допускаемомъ на-

пряженіи на цементъ въ 11 kg. на 1 cm^2 . будетъ равна $\frac{25000}{11} = 2280 \text{ cm}^2$

дѣлаю ее 80×80 толщиной 80 mm. Размѣры фундамента опредѣлены исходя изъ тѣхъ же соображеній что и при фермѣ А.

обусловливающей опрокидывание копра, ожидать в данном копрѣ невозможно, такъ какъ равнодѣйствующая всѣхъ усилій проходитъ между фермами копра, дѣйствию же вѣтра коперъ находясь въ надшахтномъ зданіи не подверженъ. Перпендикулярность же опорныхъ плитъ къ плоскостямъ фермъ копра уничтожаетъ появленіе горизонтальной составляющей при опорѣ, благодаря которой возможно было бы раздвиганіе фермъ, а слѣдовательно и отдѣленіе ногъ копра отъ опорныхъ плитъ. Горизонтальная же составляющая при опорахъ и расположенная въ плоскости фермъ хотя высшей степени и незначительная, но существуетъ при моей конструкціи фермъ, и слѣдовательно можетъ вызвать соскальзываніе изъ опоръ. Такое предположеніе сдѣлать по отношенію къ фермѣ „А“ почти невозможно, какъ къ наиболѣе тяжелой по конструкціи и главнымъ образомъ во первыхъ потому что равнодѣйствующая всѣхъ усилій направлена почти въ плоскости этой фермы и во вторыхъ въ этой фермѣ существуетъ стержень 10-й, являющійся затяжкой, которая принимаетъ на себя горизонтальный распоръ арки-фермы, принимая все это во вниманіе я и дѣлаю шарниры у фермы А свободными Чер. 25, 26, 27, 28, 29, 30.

У фермы же „В“ шарниры дѣлаю анкерными т. е. связанными съ плитой черт. 31, 32, 33, имѣя ввиду ея особую конструкцію, незначительную нагрузку, составляющая которой расположенная въ плоскости фермы не въ состояніи вызвать силу тренія въ башмакъ-плитѣ достаточную чтобы препятствовать соскальзыванію фермы, отъ горизонтальной составляющей расположенной въ плоскости фермы и равной около 900 kg. Всѣ размѣры частей анкернаго соединенія, какъ то выступающаго при башмакъ анкернаго валика, болтовъ и другихъ частей ввиду незначительности дѣйствующаго на нихъ усилія въ 900 kg. и стали изъ которой они сдѣланы, допускающей большую нагрузку, я дѣлаю не по расчету, а исключительно руководясь конструктивными соображеніями. Опорная площадь въ башмакъ при фермѣ А въ моемъ случаѣ равна $60 \times 12 = 720 \text{ см.}^2$; наибольшее напряженіе въ стержняхъ 1-мъ и 29-мъ равно 98000 kg. прибавляю еще 8000 kg. отъ собственнаго вѣса фермы получимъ нагрузку дѣйствующую на башмакъ равной 106000 kg. Напряженіе въ опорной площади будетъ $\frac{106000}{72000} \approx 1,5 \text{ kg. на 1 кв. мм.}$

Фундаментъ ногъ копра дѣлаю цементнымъ при допускаемомъ напряженіи въ 11 kg. на 1 см.² слѣдовательно чтобы передать дѣйствующій на опору грузъ въ 106000 kg. площадь плитъ должна быть

номъ подшипникѣ 1,5 $d = 300$ mm. Давленіе на вкладыши во время работы $\frac{149000}{8 \cdot 2}$ kg. = 30.20 q гдѣ q допускаемое напряженіе для бронзы $q = \frac{149000}{16 \cdot 30 \cdot 20} \approx 15$ kg. что возможно.

Всѣ размѣры нормальнаго подшипника взяты изъ Берлова и указаны въ деталированномъ чертежѣ. Втулка шкива: толщина равна $\frac{1}{4} \left(\frac{3}{2} d \right) + 1$ cm. (Hütte 661 стр.) $\frac{3}{8} d + 1$ cm. = 10,5 cm. принимаю 120 mm. наружный діаметръ $d_0 = 240 + 250 = 490$ mm. длина втулки 580 mm.

Спицы шкивовъ разсчитываю по „Тиме“ т. е. исходя изъ условія, что двѣ спицы должны оказывать прочное сопротивление равнодѣйствующей разрывающихъ усилій

$$149000 = 2 F k \quad F = \frac{149000}{2 \cdot 950} = 80 \text{ cm}^2.$$

принимаю $k = 950$ kg. на кв. см. Толщину спиць дѣлаю 40 mm., а ширину 200 mm, количество же спиць равно 8 шт. Болты, прикрѣпляющіе спицы къ ободу и къ втулкѣ разсчитываю на срѣзъ силой $\frac{149000}{2}$ kg.

Изъ конструктивныхъ соображеній возможно поставить по 2 болта, слѣдовательно площадь каждаго при $k = 1200$ kg. равна

$$\frac{149000}{48000} = 31 \quad d \approx 63 \text{ mm. или } 2 \frac{3}{4}.$$

Опоры.

При графическомъ разсчетѣ фермъ копра предполагалось соединеніе въ опорахъ шарнирное, благодаря чему реакціи опоръ и были расположены въ плоскости фермъ т. е. имѣли перпендикулярное направленіе къ опорнымъ плитамъ, это во первыхъ, во вторыхъ при фермахъ моего копра близко подходящихъ къ арочнымъ съ пролетомъ до 15-ти метровъ, удлиненіе стержней отъ измѣненія температуры будетъ значительное, поэтому, чтобы не вызвать добавочныхъ напряженій въ стержняхъ благодаря ихъ удлинению и сокращенію, я долженъ опоры копра сдѣлать шарнирными. Всякій коперъ конструируется такимъ образомъ, что появленіе опрокидывающаго момента невозможно т. е. другими словами отдѣленіе ногъ копра отъ опорныхъ плитъ ни въ какомъ случаѣ не должно происходить. Дѣйствительно появленіе горизонтальной составляющей, расположенной въ плоскости шкивовъ, и

Желѣзный шестиножный коперъ

студента В. П. Селиванова.

Требуются опредѣлить размѣръ желѣзнаго копра для добычи угля въ количествѣ 15000000 пудовъ въ годъ. Дано:

- 1) Глубина шахты $H=210$ м.
- 2) Діаметръ барабана $D_1=3,2$ м. (Опредѣлены исхо-
- 3) Діаметръ канатнаго шкива . . $D_2=3,2$ м. дя изъ размѣровъ каната).
- 4) Высота оси канатнаго шкива
надъ уровнемъ почвы ≈ 20 м.
- 5) Разстояніе отъ центра барабана
до вертикальной оси проходящей че-
резъ центръ канатнаго шкива (опре-
дѣляется изъ условія удобства навивки
каната на барабанъ оно равно . . . ≈ 20 м.

6) Мертвый грузъ:

- | | |
|-------------------------------|----------|
| 1) Вѣсъ 2-хъ этажной клѣти . | 3000 kg. |
| 2) „ 4-хъ пустыхъ вагончиковъ | 1200 „ |
| 3) „ каната | 520 „ |
| <hr/> | |
| Считаемъ ровно . . | 4800 kg. |

7) Полезный грузъ:

- 4) 4-хъ вагончикахъ по 500 kg.=2000 kg.

8) Вѣсъ грузъ:

$$4800 \text{ kg.} + 2000 \text{ kg.} = 6800 \text{ kg.}$$

9) Разрывающій грузъ для каната выбраннаго по таблицамъ съ 6 кратнымъ запасомъ прочности=40800 kg. принимаю 42000 kg.

10) Выбираю для расчета конструкцію копра состоящаго изъ 4-хъ вертикальныхъ и 2-хъ наклонныхъ ногъ черт. 57, 58, 59. Наклонная подпорная нога, представляющая изъ себя въ совокупности подкосную ферму, направленную по равнодѣйствующей, получающейся отъ сложения силъ вызываемыхъ напряженіемъ верхняго каната. При направленіи равнодѣйствующей по подкосной фермѣ, она получаетъ болѣе солидные размѣры, за то вертикальная ферма получается болѣе легкой.

11) Подъемъ производится цилиндрическими барабанами, что является вполне допустимымъ при глубинѣ шахты въ 210 мет.

Коперъ долженъ быть сконструированъ настолько прочно, чтобы при наиболѣе невыгодномъ положеніи защемляющейся клѣтки въ моментъ разрыванія каната, напряженіе матеріала не превосходило границы упругости—для литого желѣза.

При этомъ принимаются въ расчетъ напряженія вызываемыя силами вѣтра и вѣса.

Здѣсь могутъ быть какъ извѣстно два наиболѣе опасныхъ случая.

1) Разрывается верхній канатъ, когда груженная клѣтка его находится около уровня дневной поверхности, въ то время какъ клѣтка нижняго каната, опустилась до глубины рудничнаго двора шахты.

2) Разрывается нижній канатъ, когда клѣтка его находится около уровня дневной поверхности, въ то время какъ клѣтка верхняго каната достигаетъ глубины рудничнаго двора.

Разрывается верхній канатъ.

Принимаемъ масштабъ силъ 1 mm. = 500 kg., тогда напряженіе отъ разрыва верхняго каната выразится векторомъ:

$$42000 : 500 = 84 \text{ mm.}$$

Отложивъ отъ вершины угла, образуемаго канатомъ надъ шкивомъ, по двумъ направленіямъ каната къ шахтѣ и къ барабану по 84 mm. мы получаемъ величину равнодѣйствующей, направленной въ плоскости подкосной фермы черт. 37, 38; она равна

$$R_1' \approx 152 \text{ mm.} \approx 76000 \text{ kg.}$$

Равнодѣйствующая отъ дѣйствія нижняго каната получается равной

$$S_1' \approx 18 \text{ mm.} \approx 9000 \text{ kg.}$$

Разложимъ ее по двумъ направленіямъ:

1) По вертикали $V_1' = 2,5 \text{ mm} = 1250 \text{ kg.}$

2) По направленію подкосной фермы $R_1' = 15,7 \text{ mm} \approx 8000 \text{ kg.}$

Такимъ образомъ въ плоскости подкосной фермы на подпоры шкивовъ дѣйствуютъ двѣ силы въ 76000 kg., и въ 8000 kg. т. е. на каждый подшипникъ шкива съ нижнимъ канатомъ приходится:

$$A \ 76000 : 2 = 38000 \text{ kg.}$$

а на каждый подшипникъ шкива съ нижнимъ канатомъ.

$$B = 8000 : 2 = 4000 \text{ kg.}$$

Для того чтобы опредѣлить напряженія въ брускахъ (опорной) подкосной фермы, мы должны узнать впередъ величины реакцій дѣйствующихъ въ верхнихъ узлахъ фермы. Капитель подкосной фермы состоящая изъ двухъ фасонныхъ листовъ, образуетъ собою балку лежащую на трехъ опорахъ (трехъ верхнихъ узлахъ фермы).

При выборѣ сѣченія фасонныхъ листовъ, изображающихъ собою верхнюю балку мы должны принять во вниманіе мѣстный прогибъ.

Для опредѣленія реакцій 3-хъ опорной балки имѣется три способа:

1) Реакціи опоръ опредѣляются по теоремѣ Кастельяно гласящей: „Производная работы по силѣ равна перемѣщенію точки приложенія силы“.

Такъ какъ въ точкѣ средней опоры перемѣщенія бруска нѣтъ, поэтому производная работы по реакціи = 0;

$$\frac{d. G}{R} = 0$$

Изъ этого условія и можемъ опредѣлить величины реакцій.

2) Второй способъ основанъ на теоремѣ Клапейрона, по которой отыскиваемъ сначала опорные моменты, по моментамъ опредѣляемъ сѣкущія силы, а по послѣднимъ опредѣляемъ реакціи опоръ, какъ равныя $R + S$, суммѣ сѣкущихъ силъ около опоры.

3) Третій способъ заключается въ томъ, что предполагаютъ сначала среднюю опору отсутствующей; находятъ стрѣлу прогиба даваемую нагрузкой въ точкѣ приложенія средней опоры, по ней легко найти сосредоточенную силу приложенную въ той же точкѣ и дающей такую же стрѣлу прогиба, эта сила и дастъ намъ величину реакціи средней опоры, т. к. стрѣлы прогиба въ точкѣ приложенія средней опоры не должно быть.

Особенно хорошо выполняется послѣдній способъ графически, поэтому онъ и принятъ для настоящаго расчета. И такъ предполагаемъ сначала среднюю опору отсутствующей и строимъ кривую изгиба въ какомъ угодно масштабѣ (построеніе показано на чертежѣ 39), получаемъ величину стрѣлы прогиба подъ отсутствующей средней опорой $f = 22$ mm., соответствующую неизвѣстной средней реакціи X .

Далѣе задаются произвольной, обыкновенно производящей наибольшій моментъ подъ данной опорой силой въ нашемъ случаѣ:

$$Q = 42000 \text{ kg.}$$

Эта сосредоточенная сила даетъ стрѣлу прогиба:

$$f = 19 \text{ mm.}$$

ритель не превосходить ли суммарное напряжение отъ дѣйствія: 1) каната, 2) вѣтра и 3) вѣса допустимаго предѣла.

Если допустимое напряжение превзойдено, мы снова производимъ расчетъ, но уже съ бѣльшимъ запасомъ прочности, пока не получимъ желаемаго результата.

Первое условіе статической опредѣлимости подкосной фермы заключается въ томъ, чтобы узлы фермы были шарнирные, это значитъ, что мы не должны получать въ узлахъ изгибающихъ моментовъ, измѣняющихъ нашъ расчетъ. На практикѣ, какъ и въ нашемъ случаѣ, узлы чаще дѣлаются нешарнирными, и чтобы въ такомъ случаѣ избѣжать по возможности изгибающаго момента въ узлахъ и находить усилія графическимъ путемъ, мы должны составить нашу ферму изъ возможно длинныхъ стержней. Вотъ почему нашу подкосную ферму, состоящую изъ двухъ ногъ, я раздѣляю горизонтальными и діагональными стержнями только на пять поясовъ.

Правая нога подкосной фермы состоитъ изъ стержней 22, 14, 10, 6, 2.

А лѣвая нога изъ №№ 18, 15, 11, 7, 3.

Длина ноги въ предѣлѣ одного пояса равна: $l = 360$ см.

Какъ видно изъ таблицы, наибольшее усиліе въ ногѣ подкосной фермы приходится въ панели № 15, оно равно: 55400 kg.

Въ предѣлѣ каждаго пояса нога работаетъ на продольный изгибъ, вызываемый натяженіемъ каната, вѣтромъ и вѣсомъ.

Прежде всего выбираемъ форму поперечнаго сѣченія ноги; для продольнаго изгиба важно получить какъ можно бѣльшій минимальный моментъ инерціи, кромѣ того, должны быть соблюдены слѣдующія условія:

- 1) легкость полученія,
- 2) минимальная клепка,
- 3) форма, удобная для скрѣпленій.

Для нашего случая поэтому самымъ подходящимъ сѣченіемъ будетъ двутавровое, съ широкими полками ради увеличенія минимальнаго момента инерціи. Высота стѣнки двутавровой балки должна быть надлежащей, чтобы не происходило ея коробленія, и чтобы балка могла работать на изгибъ отъ составляющей силы вѣса.

Для небольшихъ изгибающихъ силъ высота балки берется не менѣе 0,03 пролета.

Необходимый минимальный моментъ инерціи опредѣляется по формулѣ Эйлера для II-го случая закрѣпленія стержня:

$$I = \frac{P \cdot l^2 \cdot \eta}{\pi \cdot E};$$

Равнодѣйствующая отъ натяженія верхняго каната направлена въ плоскости подкосной фермы, она равна

$$R_2 = 17,5 \text{ mm. } \approx 9000 \text{ kg.}$$

Такимъ образомъ въ плоскости подкосной фермы на подпоры шкивовъ дѣйствуютъ двѣ силы въ 68000 kg. и 9000 kg.

Величины реакцій трехъ опоръ воображаемой головной балки находятся описаннымъ выше графическимъ способомъ; черт. 40, 42 они получаются равными:

$$1_1' = 900 \text{ kg.}$$

$$2_1' = \frac{39.f'}{f} = \frac{39.20.5}{17,5} = 45700 \text{ kg.}$$

$$3_1' = 30400 \text{ kg.}$$

Складывая для провѣрки полученныя три реакціи получаемъ численную величину нагрузки

$$900 \text{ kg.} + 45700 \text{ kg.} + 30400 \text{ kg.} = 77000 \text{ kg.}$$

Повѣрка показываетъ намъ правильность полученныхъ графическимъ путемъ данныхъ.

Напряженія дѣйствующія въ стержняхъ подкосной фермы находятся изъ діаграммы Максвелля, черт. 45, 46 для второго случая разрыванія каната. Растяженіе и сжатіе показаны тѣми же условными знаками, что и раньше.

Численные величины усилій вынесены въ ту же таблицу, въ которой помѣщены усилія въ стержняхъ подкосной фермы для перваго случая разрывающагося каната. Таблица II.

Одни и тѣ же стержни помѣщены въ одну строчку, для удобства сопоставленія усилій дѣйствующихъ въ нихъ въ обоихъ случаяхъ рвущагося каната. Сравнивая эти усилія видимъ, что для случая рвущагося верхняго каната усилія получаются большими, ихъ то мы и принимаемъ въ расчетъ.

Подкосная ферма.

Приступимъ къ опредѣленію размѣровъ частей подкосной фермы.

Напряжение въ стержняхъ не должно превосходить принятаго нами предѣла 875 kg. на 1 кв. сант.

Мы подсчитаемъ всѣ сѣченія стержней подкосной фермы съ нѣсколько большимъ запасомъ прочности, получивши размѣры получаемъ и вѣсъ подкосной фермы, послѣ чего мы имѣемъ возможность провѣ-

Но т. к. силы пропорциональны стрѣламъ прогиба, то мы получаемъ такое равенство:

$$X : 42000 = 22 : 19.$$

Откуда:

$$X = 42000 \cdot \frac{22}{19} = 48000 \text{ kg.}$$

это и будетъ величина реакціи средней опоры. Теперь легко найти обыкновеннымъ графическимъ путемъ реакціи крайнихъ опоръ, принимая реакцію средней опоры за сосредоточенную силу дѣйствующую на балку снизу. Черт. 41. Величины реакцій крайнихъ опоръ получились равными:

$$1' = 34700 \text{ kg.}$$

$$3' = 700 \text{ kg.}$$

Складывая для проверки всѣ три полученныхъ реакціи

$$34700 + 48600 + 700 = 84000 \text{ kg.}$$

получаемъ величину заданной нагрузки.

Получивши реакціи опоръ находимъ напряженія въ брускахъ подкосной фермы графическимъ путемъ по способу Масквелля (Кремона). Черт. 43, 44.

На стержняхъ схематической фермы сжатіе и растяженіе показано стрѣлками по направленію къ узламъ и отъ узловъ.

Численные результаты напряженій въ стержняхъ подкосной фермы вынесены въ особую таблицу I помѣщенную на чертежѣ. При подборѣ сѣченій стержней подкосной фермы мы воспользуемся данными этой таблицы.

Рвется нижній канатъ.

Натяженіе нижняго каната

$$42000 : 500 = 84 \text{ mm.}$$

Опять находимъ равнодѣйствующую

$$S_2' = 158,5 \text{ mm.} = 79250 \text{ kg.}$$

Разлагаемъ ее:

1) По вертикальному направленію $V_2' = 23,5 \text{ mm.} = 11750 \text{ kg.}$

2) По направл. подкосной фермы $R_2 = 136,2 \text{ mm.} = 68000 \text{ kg.}$

Натяженіе верхняго каната равно:

$$Q = 4800 \text{ kg.} \approx 9,6 \text{ mm.}$$

Здѣсь:

- 1) $P = 55400 \text{ kg.} \approx 56000 \text{ kg.}$ сила производящая прод. изгибъ.
- 2) $l^2 = 360^2 = 129600$ — квадратъ длины панели.
- 3) $E = 2150000$ — юнговъ модуль для литого желѣза.
- 4) $\eta = 6$; запасъ прочности принято брать равнымъ 5, въ нашемъ случаѣ, имѣя въ виду усилія отъ вѣтра и отъ вѣса, мы его увеличили.

Итакъ:

$$I = \frac{56000 \cdot 129600 \cdot 6}{10 \cdot 2150000} = 2025.$$

Обращаемся къ справочной книжкѣ въ отдѣлѣ „Сооруженіе мостовъ“ (Hütte. 400 стр.) имѣются размѣры клепанныхъ балокъ; послѣ предварительнаго подбора на черновикахъ была выбрана балка, у которой: см. таблицу III.

- 1) Размѣръ уголковъ $\approx 90.90.11 \text{ mm.}$
- 2) „ поясныхъ листовъ $\approx 200.11 \text{ mm.}$
- 3) Діаметръ заклепокъ $= 2 \text{ cm.}$
- 4) Высота стѣнки $\approx 60 \text{ cm.}$
- 5) Вѣсъ 1-го погонн. м. балки $= 104,8 \text{ kg.} + 68,64 \text{ kg.} = 173,5 \text{ kg.}$
- 6) Вѣсъ ноги въ предѣлѣ панели $= 173,5 \times 3,6 = 724,6 \text{ kg.}$
- 7) Площадь поперечнаго сѣченія балки $= 179 \text{ cm}^2.$

Заклепки не вычитаются, такъ какъ балка на растяженіе не работаетъ.

Наименьшій моментъ сопротивленія относительно оси yy приходится опредѣлять, разбивъ нашу балку на прямоугольники, моментъ инерціи которыхъ относительно любой оси намъ извѣстенъ; итакъ моментъ инерціи двутавровой балки получается равнымъ:

$$I_{min} = 2 \left[\frac{2 \cdot 2,1 \cdot 1,8^3}{3} + \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 7,5^3}{3} + \frac{2 \cdot 7 \cdot 9,1 \cdot 6^3}{3} + \frac{42 \cdot 0,5^3}{3} \right] = 2 \cdot 1084 = 2168 \text{ cm}^4.$$

Въ этомъ расчетѣ изъ высоты полокъ вычитается діаметръ заклепки, а ослабленіемъ заклепокъ, прикрѣпляющихъ уголки къ стѣнкѣ, пренебрегаемъ. Итакъ намъ нужна была балка съ $I_{min} = 2025 \text{ cm}^4$, а выбранная нами балка даетъ $I_{min} = 2168 \text{ cm}^4$; считаемъ балку подходящей.

Высоту клепанной балки, какъ оказывается, можно брать отъ 40 см., не рискуя опуститься за наименьшій требуемый моментъ инерціи $I_{min} = 2025 \text{ cm}^4$; выбирая большую высоту балки, мы имѣли въ виду, что ноги подкосной фермы подвержены изгибу отъ составляющей силы вѣса, кромѣ того, чтобы не происходило коробленія стѣнки двутавровой балки, высота послѣдней не должна быть менѣе 0,03 пролета,

какъ мы объ этомъ упоминали выше. Пролетъ, въ предѣлахъ котораго считаемъ балку изгибающейся, равенъ: $360 \times 5 = 18 \text{ m.}$ (правильнѣе 18,2 m.) Значитъ, высота стѣнки двутавровой балки не должна быть менѣе:

$$H. > 18 \text{ 0,03} = 54 \text{ cm.},$$

мы же беремъ высоту стѣнки двутавровой балки равной $= 60 \text{ cm.}$

Голова подкосной фермы, представляющая 17 и 23-й черт. 43 стержни схематической фермы, работаетъ на сжатіе и мѣстный прогибъ, такъ какъ стержни короткіе.

Ради удобства приклепыванія наклонной ноги къ вертикальной, голова дѣлается изъ 2-хъ фасонныхъ желѣзныхъ листовъ, приклепанныхъ съ верхней и нижней стороны подкосной фермы; въ листахъ дѣлаются прорѣзы для шкивовъ.

На чертежѣ 47 извѣстнымъ графическимъ способомъ вычерчена кривая моментовъ для трехопорной балки, гдѣ:

- 1) Величина плеча наибольшаго момента $\approx 0,5 \text{ cm.}$
- 2) Масштабъ силъ: $1 \text{ cm.} = 10000 \text{ kg.}$
- 3) Масштабъ длинъ $\frac{1}{50}$;
- 4) Полюсное разстояніе $= 4 \text{ cm.}$

Численная величина момента получается равной:

$$M = 0,5 \cdot 4 \cdot 10000 \cdot 50 = 1000000.$$

Послѣ подбора на черновикахъ беремъ фасонные листы съ размѣрами отъ прорѣзовъ для шкива до нижняго края листовъ: $= 75 \text{ cm.}$

Тогда модуль сопротивленія обоихъ листовъ при толщинѣ каждаго въ 1,1 cm. получается равнымъ:

$$W_x = \frac{2 \cdot 2,75^2}{6} \approx 2000 \text{ cm.}^3$$

Напряженіе отъ изгиба получается равнымъ:

$$K = \frac{M}{W} = \frac{1000000}{2000} = 500 \text{ kg./cm.}^2$$

Теперь опредѣлимъ напряженіе отъ сжатія и сложимъ его съ напряженіемъ отъ изгиба.

Сжимающее усиліе въ стержнѣ № 17 больше, чѣмъ въ стержнѣ № 23; оно равно 5375 kg.; по нему и находимъ напряженіе отъ сжатія. Площадь поперечнаго сѣченія фасонныхъ листовъ въ опасномъ мѣстѣ равна:

$$F = 2,2 \times 75 = 165 \text{ cm.}^2.$$

и напряженіе получается:

$$K_1 = 5375 : 165 \approx 32 \text{ kg./cm.}^2$$

Полное-же напряженіе на 1 cm.^2 будетъ:

$$K = K + K_1 = 500 + 32 = 532 \text{ kg./cm.}^2$$

Подпорные стержни № 19 и 21 образуют среднюю опору и рассчитываются оба на одно и тоже наибольшее усилие, действующее въ стержнѣ № 21 = 33750 kg. ≈ 34000 kg., вызывающее продольный изгибъ.

Опять полагаемъ $\eta = 5,5$ и получаемъ

$$I_{min} = \frac{34000 \cdot 4,25^2 \cdot 5,5}{10 \cdot 2150000} = 1537.$$

Ближайшимъ номеромъ въ нѣмецкомъ нормальномъ сортаментѣ для двутавровыхъ балокъ является № 45. Размѣры и форма поперечныхъ сѣченій всѣхъ соединительныхъ стержней и балокъ вынесены въ особую таблицу III.

Длина подкоснаго стержня при непосредственномъ измѣреніи равна 4,25 m. Вѣсъ подкоснаго стержня: $115 \times 4,25 = 489 \text{ kg}$. Вѣсъ 2-хъ подкосныхъ стержней: $489 \times 2 = 978 \text{ kg}$.

Діагональные стержни №№ 4, 8, 12, 16 и №№ 15, 11, 7, 3 черт. 43, 45 перекрещиваются и образуютъ ферму съ лишними стержнями, статически неопредѣлимую, но стоитъ намъ выбрать сѣченія стержней такими, чтобы они совсѣмъ не могли работать на сжатіе т. е. прогибались бы легко отъ малѣйшихъ сжимающихъ усилій, то въ обоихъ случаяхъ рвущагося каната одинъ изъ рядовъ указанныхъ діагональных стержней передаетъ полевья усилія: такимъ образомъ при расчетѣ рядъ діагональных стержней приходится считать какъ бы несуществующимъ, для обоихъ случаевъ рвущагося каната такой рядъ на схематическихъ фермахъ помѣченъ пунктиромъ.

Итакъ, чтобы выполнить второе условіе статической опредѣляемости подкосной фермы, мы должны выбрать форму поперечнаго сѣченія такой, чтобы минимальный моментъ инерціи получился бы, какъ можно меньшій, этому условію удовлетворяетъ прямоугольное сѣченіе.

Для полученія конструктиваго узла, связывающаго діагональный стержень съ ногой подкосной фермы, мы должны сдѣлать нашъ стержень состоящимъ изъ двухъ частей, обѣ эти части приклепываются къ прокладному листу, а послѣдній, чтобы не вызвать эксцентрическаго растяженія, приклепывается центрально къ ногѣ подкосной фермы, такъ чтобы оси всѣхъ стержней въ узлѣ сходились въ одной точкѣ.

Наибольшая длина діагональнаго стержня равна $l = 9,5 \text{ m}$.

Наибольшее растягивающее усилие равняется 4500 kg., принимаю 4800 kg.

Слѣдовательно, на каждую составную часть стержня приходится 4800 kg. : 2 = 2400 kg.

Допуская напряженіе на $1 \text{ mm.}^2 = 8 \text{ kg.}$, получаемъ площадь поперечнаго сѣченія каждой части:

$$2400 \text{ kg.} : 8 = 300 \text{ mm}^2.$$

Намъ нужно опредѣлить теперь толщину и высоту части (полосы), составляющей діагональный стержень.

Толщина опредѣляется изъ условія возможности приклепыванія полосы къ прокладному листу; принимаемъ за минимальную толщину 10 mm. , тогда высота полосы должна быть

$$300 : 10 = 30 \text{ mm.}$$

Такъ какъ полоса должна работать на растяженіе, мы должны прибавить высоты на діаметръ заклепки; итакъ высота получается равной:

$$3 + 2 = 5 \text{ cm.}$$

Форма поперечнаго сѣченія діагональнаго стержня изображена въ таблицѣ III.

Вѣсъ погоннаго метра такой полосы равенъ (Hütte) $3,9 \text{ kg.}$

Значить, вѣсъ составныхъ діагональныхъ стержней будетъ:

$$1) \text{ № } 16 = 2 \times 6,3 \times 3,9 \text{ kg} = 49 \text{ kg.}$$

$$2) \text{ № } 12 = 2 \times 7,3 \times 3,9 \text{ kg.} = 57 \text{ kg.}$$

$$3) \text{ № } 8 = 2 \times 8,4 \times 3,9 \text{ kg.} = 66 \text{ kg.}$$

$$4) \text{ № } 4 = 2 \times 9,5 \times 3,9 \text{ kg.} = 74 \text{ kg.}$$

Намъ нужно было, какъ мы упоминали, получить діагональный стержень, какъ можно хуже работающій на продольный изгибъ, критеріемъ является коэффициентъ безопасности, который мы сейчасъ и опредѣлимъ.

Минимальный моментъ инерціи діагональнаго стержня равенъ

$$I_{min} = \frac{10 \cdot 2^3}{12} \approx 6 \text{ cm}^4.$$

и

$$n = \frac{6 \cdot 10 \cdot 2150000}{4800 \cdot 630^2} \approx 0,07,$$

т. е. то, что и требуется.

Горизонтальные стержни № 20-й и 1-й работают, какъ показываютъ Максвеллевскія діаграммы, только на растяженіе, поэтому подобно діагональнымъ стержнямъ дѣлаемъ каждый стержень составленнымъ изъ 2-хъ желѣзныхъ полосъ.

Наибольшее усиліе въ стержнѣ № 20 равно: 9750 kg. , принимаю 10000 kg. Или на каждую полосу приходится

$$10000 : 2 = 5000 \text{ kg.}$$

Площадь поперечнаго сѣченія полосы при допущеніи 8 kg. на 1 mm^2 получается равной:

$$5000 : 8 = 6,25 \text{ cm}^2.$$

Прибавляя величину діаметра заклепки, получаемъ:

$$6,25 + 2 = 8,25 \text{ cm}^2.$$

При толщинѣ полосы въ 10 mm., удобной для склепыванія, высота поперечнаго сѣченія полосы получается равной:

$$825 : 10 = 82,5 \text{ mm.}$$

Ближайшій размѣръ полосового желѣза по сортаменту имѣеть такіе размѣры:

$$8,5 \text{ cm.} \times 1 \text{ cm.}$$

Вѣсъ погоннаго метра такой полосы равенъ 6,63 kg.

Вѣсъ стержня № 20 = $2 \times 4,6 \times 6,63 = 60 \text{ kg.}$

„ „ № 1 = $2 \times 9,3 \times 6,63 = 124 \text{ kg.}$

Горизонтальные стержни №№ 5, 9, 13, работающіе на продольный изгибъ, рассчитываются по формулѣ Эйлера.

Наибольшая длина стержня: $l = 8,2 \text{ m.}$

Наибольшее напряженіе = 3200 kg. \approx 3500 kg.

$$I_{min} = \frac{P.l^2 n}{10. \varepsilon} = \frac{3500. 672400. 5}{10. 2150000} = 550 \text{ cm}^4$$

Поперечное сѣченіе ради конструктивности узла составляемъ изъ двухъ коробчатыхъ балокъ.

Пренебрегая прокладнымъ листомъ въ пользу прочности, мы простымъ дѣленіемъ полученнаго минимальнаго момента

$$I_{min} = 550 : 2 = 275 \text{ cm}^4$$

получаемъ моментъ инерціи каждой коробчатой балки полосы относительно основанія

$$I_h = \frac{I_{min}}{2} = 275.$$

Въ русскомъ сортаментѣ (Hütte) коробчатыхъ балокъ ближайшимъ номеромъ является № 20. Всѣ размѣры стержней имѣются въ таблицѣ.

Вѣсъ погоннаго m. составной балки равенъ: $26,64 \times 2 = 53,28 \text{ kg.}$

Вѣсъ № 5 будетъ $8,2 \text{ m.} \times 53,3 = 436 \text{ kg.}$

„ № 9 „ 7 $\times 53,3 = 372 \text{ kg.}$

„ № 13 „ 5,8 $\times 53,3 = 309 \text{ kg.}$

Въ дальнѣйшемъ наша работа будетъ состоять въ нахожденіи напряженій отъ вѣтра и вѣса подкосной фермы, послѣ чего мы будемъ имѣть возможность провѣрить стержни на суммарное напряженіе.

Усилія отъ вѣтра и собственнаго вѣса частей фермъ.

Дѣйствию вѣтра подвержена часть копра, выступающая изъ надшахтнаго зданія.

Изъ всевозможныхъ случаевъ дѣйствія вѣтра на коперъ выбираемъ два наиболѣе опасныхъ: первый, когда вѣтеръ, какъ показано на чертежѣ 48, дуетъ въ переднюю часть копра, а второй, когда вѣтеръ дуетъ въ противоположную сторону. Первый случай даетъ добавочныя напряжения въ подкосной фермѣ, а второй въ вертикальной. На чертежѣ найдена точка приложенія равнодѣйствующей силы вѣтра простыми графическими приемами. Величина равнодѣйствующей силы вѣтра находится изъ слѣдующихъ соображеній.

Площадь копра, выступающая на поверхность и подверженная дѣйствию вѣтра, равна при непосредственномъ измѣреніи на чертежѣ 41 м.²; считая вертикальную ферму какъ бы обшитой и принимая давленіе вѣтра на 1 м² вертикальной поверхности равнымъ 130 kg., получаемъ величину равнодѣйствующей:

$$41 \times 130 = 5330 \text{ kg.} \approx 6000 \text{ kg.}$$

Наклонная и вертикальная фермы вмѣстѣ съ землей образуютъ собою простѣйшую ферму со сторонами

- 1) Вертикальной 21,4 м.
- 2) Наклонной 23,2 м.
- 3) Горизонтальной 8,8 м.

На чертежѣ 49 помѣщены двѣ діаграммы Максвелля для двухъ случаевъ дѣйствія вѣтра на коперъ (простѣйшую ферму). При непосредственномъ измѣреніи на діаграммѣ дополнительное сжимающее усиліе въ подкосной фермѣ равно 13900 kg.

Считая это усиліе распределеннымъ равномерно въ головѣ подкосной фермы, мы получаемъ величины реакцій трехъ верхнихъ узловъ подкосной фермы:

$$\begin{aligned} 1 &= 13900 : 4 = 3475 \text{ kg.} \\ 2 &= 13900 : 2 \approx 7000 \text{ kg.} \\ 3 &= 13900 : 4 = 3475 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Опредѣлимъ вѣсъ подкосной фермы:

Вѣсъ 1-го участка

- 1) 2 ножныхъ панели №№ 18, 22.—724,6×2 1449 kg.
 - 2) 2 подпорныхъ стержня №№ 19, 21 978 „
 - 3) 1/2 вѣса горизонтального стержня № 20. 30 „
 - 4) Вѣсъ части головныхъ листовъ № 17, 23 600 „
-
- 3057 kg.
- 5) $\approx 3,0\%$ на заклепки и прокладные листы 103 kg.
-
- Итого 3160 kg.

Вѣсъ II-го участка

1) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтального стержня № 20	30 kg.
2) 2 ножныхъ панели №№ 15, 14	1449 "
3) 2 діагональныхъ стержня № 16 = 49×2	98 "
4) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтального стержня № 13 = $309:2$	155 "
	<hr/>
	1732 kg.
5) $\approx 5,5^0/0$ на заклепки и прокладные листы	93 kg.
	<hr/>
Итого	1825 kg.

Вѣсъ III-го участка

1) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтального стержня № 13	155 kg.
2) 2 ножныхъ панели №№ 11, 10	1449 "
3) 2 діагональныхъ стержня № 12 = 57×2	114 "
4) $\frac{1}{2}$ горизонтального стержня № 9 = $372:2$	186 "
	<hr/>
	1904 kg.
5) $> 5,5^0/0$ вѣса на заклепки и прокладные листы	126 kg.
	<hr/>
Итого	2030 kg.

Вѣсъ IV участка

1) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтального стержня № 9	186 kg.
2) 2 ножныхъ панели № 7 и 6	1442 "
3) 2 діагональн. стержня № 8 = 66×2	132 "
4) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтальн. стержня № 5 = $436:2$	218 "
	<hr/>
	1985 kg.
5) $\approx 6,5^0/0$ вѣса на заклепки и прокладные листы	141 kg.
	<hr/>
Итого	2126 kg.

Вѣсъ V участка

1) $\frac{1}{2}$ вѣса горизонтального стержня № 5	218 kg.
2) 2 ножныхъ панели № 3, 2	1449 "
3) 2 діагональн. стержня № 4 = 74×2	148 "
4) Вѣсъ горизонтальн. стержня № 1	124 "
	<hr/>
	1939 kg.
5) $\approx 3,5^0/0$ вѣса на заклепки и прокладн. листы	68 kg.
	<hr/>
Итого	2007 kg.

Вѣсъ подкосной фермы въ предѣлахъ изгибающейся части (18 м.):
 $3160 \text{ kg.} + 1825 \text{ kg.} + 2030 \text{ kg.} + 2126 + 2007 \text{ kg.} \approx 11100 \text{ kg.}$

Вѣсъ 1 погоннаго метра въ среднемъ:

$$11100 : 18 \approx 600 \text{ kg.}$$

Полная длина подкосной фермы, считая верхнюю часть головы и башмаки, будетъ на 2,5 м. длиннѣе; вѣсъ 2,5 м. равенъ:

$$2,5 \times 600 = 1500 \text{ kg.}$$

Итакъ, весь вѣсъ подкосной фермы равенъ:

$$11100 \text{ kg.} + 1500 \text{ kg.} = 12600 \text{ kg.}$$

строимъ эпюру напряжений. Графическія построения выполнены на чертежѣ ясно и не требуютъ поясненія. При всѣхъ вышеозначенныхъ построенияхъ получаются слѣдующія цифровыя данныя.

Силы вѣса, дѣйствующія въ панеляхъ ноги подкосной фермы.		Составляющ. силъ вѣса, производящія изгибъ ноги подк. фермы.	
<i>Мсум.</i> 1 mm = 100 kg		<i>Мсум.</i> 1 mm = 50 kg.	
1-й участокъ:	3160 : 2 = 1580 kg.		625 kg.
2-й »	1825 : 2 = 912 kg.		410 kg.
3-й »	2030 : 2 = 1015 kg.		380 kg.
4-й »	2126 : 2 = 1063 kg.		445 kg.
5-й »	1973 : 2 = 986 kg.		400 kg.
	≈ 5560 kg.		Итого 2260 kg.

Моменты получаются:

$$\begin{aligned}
 M_{18} &= 5,5 \times 50 \times 4 \times 200 = 220000 \text{ kg. cm.} \\
 M_{15} &= 10,5 \times 40000 = 420000 \text{ " } \\
 M_{11} &= 12,0 \times 40000 = 480000 \text{ " } \\
 M_7 &= 10,5 \times 40000 = 420000 \text{ " } \\
 M_3 &= 4,5 \times 40000 = 180000 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Напряженія получаются:

$$\begin{aligned}
 K_{18} &= M_{18} : W_x = 220000 : 4182 \approx 53 \text{ kg./cm.}^2 \\
 K_{15} &= M_{15} : W_x = 420000 : 4182 = 100 \text{ " } \\
 K_{11} &= M_{11} : W_x = 480000 : 4182 = 115 \text{ " } \\
 K_7 &= M_7 : W_x = 420000 : 4182 = 100 \text{ " } \\
 K_3 &= M_3 : W_x = 180000 : 4182 = 43 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Теперь нашей задачей будетъ построение эпюры напряжений, дѣйствующихъ въ каждой панели ноги отъ продольного изгиба. Напряженія въ концахъ панелей (узлахъ) опредѣляются изъ простой формулы на сжатіе $K = P : U$; напряженіе же въ срединѣ каждой панели будемъ опредѣлять по формулѣ Шварца-Ранкина:

$$P = \frac{W \cdot K.}{1 + \frac{\alpha \cdot w \cdot l^2}{I_{min}}}$$

гдѣ: $\alpha = 0,00008$ для литого желѣза.

Отсюда напряженіе будетъ:

$$K = \frac{P}{W} + \frac{P \cdot \alpha \cdot l^2}{I_{min}}$$

Опредѣляемъ напряженія въ концахъ панелей ноги.

На чертежѣ 50 на простѣйшей фермѣ найдены 2 составляющихъ силы вѣса обыкновеннымъ графическимъ разложеніемъ.

Одна составляющая равна 4800 kg., она производитъ изгибъ подкосной фермы и вызываетъ въ ней растяженіе. Незначительной величиной растяженія мы пренебрежемъ въ пользу прочности, и чтобы не усложнять расчета, а напряженіе отъ изгиба мы учтемъ немного ниже и не какъ отъ сосредоточенной силы, а какъ отъ распределенной, такъ какъ мы имѣемъ вѣсъ отдѣльныхъ участковъ подкосной фермы.

Другая составляющая будетъ производить сжатіе подкосной фермы, при непосредственномъ измѣреніи ея и умноженіи на масштабъ силъ она получается равной—5800 kg., или въ каждой ногѣ подкосной фермы будетъ производится усилие сжатія, равное: $5800 : 2 = 2900$ kg.

Суммарныя усилія отъ вѣтра и отъ вѣса на трехъ верхнихъ узлахъ подкосной фермы.

	На 1-й опорѣ	На 2-й опорѣ	На 3-й опорѣ
Отъ вѣтра . . .	3475 kg.	7000 kg.	3475 kg.
„ вѣса . . .	2900 „	0	2900 kg.

На чертежѣ 51 снова строимъ Максвеллевскую діаграмму, показывающую величину и знакъ усилій, дѣйствующихъ въ стержняхъ подкосной фермы отъ силъ вѣса и вѣтра, тутъ же на чертежѣ, численныя величины усилій вынесены въ особую таблицу IV.

Окончательная поправка и выясненіе размѣровъ стержней подкосной фермы.

Запасъ прочности отъ продольнаго изгиба въ ногѣ подкосной фермы:

1) Усилие отъ каната 55400 kg.

2) „ отъ вѣтра и вѣса 10600 „

Итого . . . 66000 „

$$\eta = \frac{I \cdot 10 \cdot E}{P \cdot l^3} = \frac{2168 \cdot 10 \cdot 2150000}{66000 \cdot 360^3} = 5,46.$$

Суммарное напряженіе въ ногахъ подкосной фермы отъ продольнаго изгиба и отъ изгиба составляющей силы вѣса:

На чертежѣ 52 выносимъ ногу подкосной фермы въ предѣлахъ ея изгибающейся части, и строимъ для нея составляющія силъ вѣса на каждую панель графическимъ путемъ; по полученнымъ составляющимъ силамъ строимъ элюру моментовъ, получивши-же послѣднія, исходя изъ формулы:

$$M = W \cdot k,$$

только первый членъ приведеннаго равенства. Числитель P не зависитъ отъ насъ, и чтобы увеличить напряженіе мы должны уменьшить: W — площадь поперечнаго сѣченія ноги; высоту полокъ двутавроваго сѣченія мы не можемъ уменьшать такъ какъ уменьшится I_{min} , высоту же стѣнки двутавроваго сѣченія можно уменьшить, такъ какъ она почти не отражается на величинѣ I_{min} , какъ мы объ этомъ упоминали выше.

Итакъ, допустимъ, что мы желаемъ повысить напряженіе въ серединѣ панели № 3 до 775 kg. тогда имѣемъ:

$$775 = \frac{51350}{W} + \frac{51350.10}{2138} = \frac{51350}{W} + 237;$$

считая напряженіе отъ изгиба 43 kg. \approx 50 kg., получаемъ что

$$\frac{51350}{W} = 775 \text{ kg.} - (237 + 5) = 488 \text{ kg./cm}^2.,$$

откуда

$$W = 5130 : 488 = 105 \text{ cm}^2.,$$

т. е., чтобы удовлетворить одинаковому напряженію по всей ногѣ, площадь поперечнаго сѣченія ея должна равняться 105 cm^2 .

Площадь поперечнаго сѣченія мы должны убавить: $179 - 105 = 74 \text{ cm}^2.$, это вычитаніе мы должны сдѣлать за счетъ стѣнки балки при толщинѣ послѣдней въ 1 см., высоту стѣнки слѣдовало бы уменьшить на 74 см. Ранѣе мы имѣли, что высота стѣнки равна 60 см., значитъ, для нашего случая въ серединѣ (панелей) 18 и 3 стѣнка бы вовсе исчезала. На самомъ дѣлѣ сужать ногу такъ не приходится, предѣломъ для суженія въ 18-й панели является высота подпорныхъ стержней = 45 см., а панель № 3 мы сужаемъ симметрично съ панелью № 18.

Въ стержняхъ № 17 и № 23 отъ вѣтра и отъ вѣса вызывается дополнительное усиліе въ 1200 kg. Напряженіе, вызываемое этимъ усиліемъ, будетъ:

$$1200 : (75 \times 2) = 8 \text{ kg./cm}^2$$

Итакъ:

1) Напряженіе отъ изгиба и сжатія	-- 532 kg./cm. ²
2) " " дополнит. сжатія	— 8 " "
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/>
	Итого 540 kg./cm. ²

что допустимо.

Въ подпорныхъ стержняхъ

1) Усилія отъ разрывающ. каната	33750 kg.
2) " " вѣтра и вѣса	4200 kg.
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/>
	Итого 38000 kg.

Поэтому условіе прочности напишется:

$$M = W \cdot K = \frac{c(a-b)^2}{8} \cdot g = \frac{c \delta_1^2}{6} \cdot K,$$

откуда:

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{3 g \cdot (a-b)^2}{4 K}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 10 \cdot (100-50)^2}{4 \cdot 500}} = 6 \text{ см.}$$

Плиту такой толщины было бы затруднительно отлить, и лучше въ данномъ случаѣ прибѣгнуть къ укрѣпленію флянцевъ плиты ребрами, тогда плита получится болѣе тонкой. Число реберъ берется не менѣе трехъ; при двутавровой фермѣ нашей ноги и подходящихъ размѣрахъ плиты намъ удобно устроить 4 ребра, слитыхъ по 2 вмѣстѣ.

Итакъ, задаемся подходящей толщиной плиты $\delta_1 = 3$ см.

Толщина ребра берется: $\delta_2 = 0,7 \delta_1 = 0,7 \cdot 3 \approx 2$ см.

Намъ остается опредѣлить высоту ребра, которую находимъ изъ условія прочнаго его сопротивленія изгибу.

Изгибающій моментъ для ребра равенъ

$$M = W \cdot \frac{l_1}{2} \cdot g = W \cdot K,$$

гдѣ:

$W = 35 \text{ см} \times 50 = 1750 \text{ см}^2$. — площадь, на которую приходится дѣйствіе 1 ребра.

$\frac{l_1}{2} = \frac{35}{2}$ см. разстояніе центра тяжести нагрузки до оси изгиба.

$g = 10 \text{ кг./см}^2$ — давленіе фундамента;

$$Wk = \frac{\delta_2 h^2}{6} \cdot K.$$

$K \approx 300 \text{ кг./см}^2$ — допустимое напряженіе для реберъ.

Итакъ, условіе прочности напишется:

$$M = 1750 \cdot \frac{35}{2} \cdot 10 = \frac{2 \cdot h^2 \cdot 300}{6};$$

отсюда

$$h^2 = \frac{1750 \cdot 35 \cdot 10 \cdot 6}{2 \cdot 2 \cdot 300} = 3062$$

и

$$h = \sqrt{3062} = 58 \approx 60 \text{ см.}$$

Собственно, фундаментная плита большимъ нормальнымъ давленіемъ прижимается къ фундаменту настолько сильно, что снабженная нижними приливами, утопленными въ фундаментъ, она едва-ли можетъ быть сдвинута съ мѣста небольшимъ сравнительно срѣзающимъ уси-

Какъ видимъ, брусъ разсчитанъ съ достаточнымъ запасомъ прочно-сти, и измѣнять его сѣченіе поэтому не приходится.

Опоры подкосной фермы.

I. Нормальное давленіе на башмакъ.

Реакція I-я отъ разрыв. верхч. каната = $96,5 \text{ (mm)} \times 500 \text{ kg.} = 48250 \text{ kg.}$

См. схему фермы.

„ I-я „ вѣтра и сост. силы вѣса = $26,5 \text{ „} \times 400 \text{ kg.} = 10600 \text{ kg.}$

Вторая состав. силы вѣса по ногѣ: $\frac{58 \times 200}{2}$ 5800 kg.

Итого 64650 kg.

II. Срѣзывающее усиліе на башмакъ.

См. діагр. Максв.

Отъ составл. силы вѣса — по землѣ $22 \text{ (mm)} \times 200 \text{ kg.} = 4400 \text{ kg.}$

„ вѣтра „ $53 \text{ „} \times 100 \text{ kg.} = 5300 \text{ kg.}$

Считаемъ ровно = 10000 kg.

III. Допустимое напряженіе на фундаментъ.

Фундаментъ сдѣланъ изъ штампованнаго бетона (1 ч. цемента + 3 ч. песку + 6 ч. щебня), тогда $g = 10 \text{ kg./cm.}^2$ — давленіе, производимое фундаментной плитой на фундаментъ.

Опора ноги подкосной фермы представляетъ изъ себя фундаментную плиту. Величина площади фундаментной плиты опредѣляется изъ допустимаго давленія на 1 cm.^2 фундамента $g = 10 \text{ kg./cm.}^2$; итакъ площадь плиты получается равной:

$$64650 : 10 = 6465 \approx 7000 \text{ cm.}^2.$$

Стороны плиты не должны превосходить отношенія 2:1, лучше всего, имѣя слѣдъ ноги на плитѣ, графическимъ путемъ установить величины сторонъ, такъ чтобы плита получалась бы съ возможно меньшими флянцами. Размѣры нужной намъ плиты:

$$70 \times 100 = 7000 \text{ cm.}^2. \text{ черт. 53.}$$

Если-бы мы не стали укрѣплять нашу плиту ребрами, то толщина ея δ_1 опредѣлилась бы изъ слѣдующихъ соображеній: наиболѣе опасное, мѣсто гдѣ можетъ произойти изломъ плиты, это сѣченіе, въ которомъ полки ноги соприкасаются съ плитой. Величина изгибающаго момента по отношенію къ такому сѣченію равна

$$M = W \cdot g \cdot \frac{l}{2} = \frac{c(a-b)}{2} \cdot g \frac{(a-b)}{4},$$

а модуль сопротивленія:

$$W = \frac{c \delta^2}{6}.$$

$$\eta = \frac{I. 10. E}{P. l^2} = \frac{1537. 10. 2150000}{38000. 176625} \approx 5.$$

т. е. запас прочности достаточенъ.

Въ діагональныхъ стержняхъ добавочныхъ напряженій по причинѣ симметричности нагрузки не получается, поэтому расчетъ ихъ считаемъ сдѣланнымъ правильно, и поперечныя сѣченія стержней остаются тѣ-же.

Въ горизонтальныхъ стержняхъ №№ 5, 9, 13 добавочныхъ напряженій также не получается, и сѣченія ихъ поэтому не измѣняются.

№ 20 получаетъ дополнительное растягивающее усиліе въ 1600 kg.

Итакъ:

1) Усиліе отъ каната	10000 kg.
2) „ „ вѣтра и вѣса	1600 kg.
	Итого . 11600 kg.

На каждую полосу, составляющую стержень, приходится:

$$11600 : 2 = 5800 \text{ kg.}$$

этому усилію отвѣчаетъ поперечное сѣченіе

$$8,5 \text{ cm}^2 - 2 = 6,6 \text{ cm}^2.,$$

откуда напряженіе получается равнымъ:

$$5800 : 650 = 8,0 \text{ kg./cm}^2.$$

что великовато, поэтому выбираемъ въ сортаментѣ полосовое желѣзо съ большимъ поперечнымъ сѣченіемъ; если взять поперечное сѣченіе 9,5 cm. \times 2, то площадь, работающая на растяженіе, будетъ:

$$9,5 - 2 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

И напряженіе получится

$$5800 : 750 = 7,7 \text{ kg./mm}^2.,$$

что допустимо. Размѣры полученнаго стержня имѣются въ таблицѣ формъ сѣченій. Что касается полученнаго дополнительнаго вѣса, то за его ничтожностью имъ пренебрегаемъ, и передѣлывать расчеты въ соотвѣствующихъ мѣстахъ не будемъ.

Горизонтальный стержень № 1 мы рассчитывали совмѣстно съ № 20 и потому преувеличили дѣйствующее въ немъ растягивающее усиліе, принявъ его равнымъ 10000 kg. На самомъ дѣлѣ въ немъ дѣйствуютъ усилія:

1) Отъ дѣйствія каната	5500 kg.
2) Дополн. усилія отъ вѣтра и вѣса	1800 kg.
	Итого . . 7300 kg.

ліемъ макс. до ≈ 10000 kg. Однако не считаясь съ силой тренія плиты о фундаментъ, опредѣлимъ діаметръ 4-хъ фундаментныхъ болтовъ, которыми предполагается фундаментную плиту прикрѣпить къ фундаменту. Срѣзывающее усиліе на каждый болтъ равно

$$10000 : 4 = 2500 \text{ kg.}$$

Принимая допустимое напряженіе на срѣзъ $K_{ср} = 800 \text{ kg./cm}^2$. получаемъ площадь поперечнаго сѣченія болта:

$$2500 : 800 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

чему соотвѣтствуетъ діаметръ болта

$$d = 2 \text{ cm.}$$

Беремъ наименьшій принятый для фундаментнаго болта діаметръ:

$$d = 2,5 \text{ cm.}$$

Такъ какъ опрокидывающаго момента, дѣйствующаго на фундаментную плиту, не имѣется, то въ нашемъ случаѣ длина фундаментныхъ болтовъ опредѣляется глубиною фундамента.

Фундаментъ.

Какъ было упомянуто выше, фундаментъ дѣлается изъ бетона.

Верхняя площадка фундамента, на которой лежитъ плита, дѣлается съ закраинами въ 250 mm.

Форма и глубина фундамента опредѣляется простымъ графическимъ подборомъ на чертежѣ, при чемъ должны быть соблюдены слѣдующія условія:

1) Фундаментъ долженъ опираться на прочное основаніе и уходить внизъ за глубину промерзанія.

2) При постепенномъ расширеніи фундамента площадь его нижняго основанія должна быть такой, чтобы усилія, передаваемые почвѣ, не превышали 2 kg./cm^2 . въ нашемъ случаѣ; площадь основанія фундамента должна быть $> \frac{64650}{2} = 32325 \text{ cm}^2$

3) Равнодѣйствующая всѣхъ силъ на фундаментъ должна пройти черезъ ядро сѣченія фундамента, чтобы не получалось такъ называемаго раскрытія швовъ.

Детали скрѣпленій подкосной фермы.

Наибольшая длина клепанной балки, составляющей ногу подкосной фермы, имѣющаяся въ продажѣ, $= 7,5 \text{ m}$. Длина же ноги въ среднемъ $= 20,5 \text{ m}$. Поэтому наша нога будетъ состоять изъ: $20,5 : 7,5 \approx 3$ частей, и у насъ получится 2 стыка, не приходящихся въ узлы подкосной фермы.

Толщина накладокъ δ_1 измѣняется отъ $7 \sim 12 \text{ mm}$. и опредѣляется изъ условія, чтобы сопротивленіе ихъ было не менѣе сопротивле-

Чтобы удовлетворить этому условию, необходимо пересѣченіе всѣхъ стержней, составляющихъ узелъ, въ одной точкѣ; въ такомъ случаѣ силы, дѣйствующія въ панеляхъ, раскосахъ, и внѣшнія силы уравновѣшиваются.

2) Толщина прокладного листа берется обыкновенно $\delta = 2\delta_1$, гдѣ δ_1 въ нашемъ случаѣ толщина шейки коробчатого профиля, $\delta = 2$.

3) $K_s = 8 \sim 10$ kg./mm.²

4) $d = 2\delta \sim 2$ см.—діаметръ заклепки

Въ подкосной фермѣ получается четыре типа узловъ, по которымъ строятся и остальные узлы фермы.

1) Итакъ, для узла А, черт. 54, число заклепокъ, приклепывающихъ подпорные стержни №№ 19 и 21 къ фасоннымъ листамъ, рассчитывается по наибольшему усилию въ стержнѣ № 21—37950 kg. Срѣзы вание одиночное будемъ обозначать индексомъ ' ; а двойное ''.

	Каната.	Отъ вѣтра и вѣса.	Сумма.
№ 19	24000	4200	28200 kg.
№ 21	33750	4200	37950 kg.

Итакъ, для нашего случая:

$$n' \frac{\pi d^2}{4} \cdot K_s = 37950 \text{ kg.};$$

принимая $\frac{\pi d}{4} \cdot K_s = 1250$ kg., срѣзывающее усилие на одну заклепку при напряженіи 8 kg./mm.², получаемъ:

$$n'_{21} = 37950 \text{ kg.} : 1256 \sim 27 \text{ заклепокъ.}$$

Беру 32 шт., тогда на каждую полку двутавра приходится $32:2=16$ заклепокъ, и онѣ располагаются, какъ показано на чертежѣ, въ два ряда по 8 штукъ.

Такъ какъ стыка ноги въ узлѣ 13 черт. 55 нѣтъ, то число заклепокъ по панели рассчитывается по разности усилий въ панеляхъ 15 и 18-й, равной

$$66000 - 42120 \sim 24000 \text{ kg.},$$

слѣдовательно,

$$n'_{15-18} = 24000 : 1256 \sim 20 \text{ заклепокъ.}$$

т. е. съ каждой стороны прокладного листа приходится $20 : 2 = 10$ заклепокъ.

	Каната.	Отъ вѣтра и вѣса.	Сумма.
№ 15	55400	10600	66000 kg.
№ 18	35121	7000	42120 "
№ 21	33750	4200	37950 "
№ 20	10000	1600	11600 "
№ 16	4500	0	4500 "

Здѣсь остается еще упомянуть, что стыки стѣнки, полокъ и уголковъ не должны приходиться въ одной плоскости.

Число заклепокъ, соединяющихъ полки другъ съ другомъ и нижнюю полку съ уголками, опредѣляется величиной касательныхъ силъ.

Если разстояніе между заклепками равно p , то скалывающая сила на этомъ протяженіи

$$S = p \cdot k_s \cdot \delta.$$

Напряженіе отъ касательныхъ силъ опредѣляется по формулѣ

$$K_s = \frac{\Sigma P s \cdot e d w}{I \cdot U}$$

ΣP , какъ было опредѣлено, равно 1200 kg.

Итакъ напряженія всѣхъ касательныхъ силъ получаются:

А) между полками:

$$K_{s_1} = \frac{1200 \times 1,1 \cdot 20 \times 31,65}{20 \cdot 4182 \cdot 32,2} \approx 0,31 \text{ kg.}$$

В) между полкой и уголкомъ

$$K_{s_2} = \frac{1200 \cdot 2,2 \cdot 200 \cdot 31,1}{1 \cdot 4182 \cdot 32,2} \approx 127 \text{ kg.}$$

Итакъ, разстояніе между заклепками, соединяющими полки другъ съ другомъ, будетъ:

$$\frac{2 \pi d^2}{4} \cdot K_z = p_1 K_{s_1} \delta_1,$$

откуда при $K_z = 400$; $d = 2$ см. и $\delta_1 = 20$ см.

$$p_1 = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 2^2 \cdot 400}{4 \cdot 20 \cdot 0,31} = 406 \text{ см.}$$

Точно такъ-же разстояніе между заклепками, соединяющими полки съ уголками, будетъ:

$$\frac{2 \pi d^2}{4} \cdot K_z = p_2 \cdot K_{s_2} \cdot \delta_2, \text{ гдѣ } \delta_2 = 1 \text{ см.}$$

получаемъ:

$$p_2 = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 2^{-2} \cdot 400}{4 \cdot 1 \cdot 127} = 21 \text{ см.}$$

С) Такими же точно приемами находимъ разстоянія между заклепками, соединяющими уголки со стѣнкой балки; оно получается равнымъ ≈ 18 см.

Практически разстояніе между заклепками берется отъ

$$p = (4 - 8) d = 80 \text{ mm.} - 160 \text{ mm.}$$

Принимаемъ разстоянія между заклепками въ нашей балкѣ

$$p \approx 160 \text{ mm.}$$

Узлы подкосной фермы.

1) При устройствѣ узловъ въ подкосной фермѣ основнымъ условіемъ является отсутствіе эксцентрическихъ растяженій (сжатій).

нія стѣнки, а такъ какъ накладка по высотѣ опредѣляется разстояніемъ между уголками, то имѣемъ зависимость

$$2 a \delta_1 = 2 (H - 2 c) \delta_1 = H \cdot \delta,$$

откуда

$$\delta_1 = \frac{H \cdot \delta}{2 (H - 2 c)} = \frac{60.1}{2 (60 - 2.9)} = 0,8 \text{ см.}$$

Число заклепокъ находится изъ условія прочности стыка относительно срѣзывающихъ и растягивающихъ (сжимающихъ) усилий. Первая, т. е. срѣзывающія усилия имѣютъ при равномерной (почти) изгибающей нагрузкѣ наибольшія значенія около (крайнихъ) опоръ и равны:

$$\Sigma P = \frac{2250}{2} = 1125 \text{ kg.} \approx 1200 \text{ kg.}$$

Если на заклепку въ 2 см. діаметромъ допускается усиліе 1250 kg. (напряж. 400 kg. на 1 см.²), то число заклепокъ, компенсирующихъ срѣзывающія усилия, получается:

$$n = 1200 : 1250 \text{ kg.} = 1 \text{ шт.}; \text{ принимаю } 2 \text{ шт.}$$

Что же касается сжимающихъ усилий, то необходимое число заклепокъ можно получить изъ слѣдующихъ соображеній:

Пусть разстояніе между заклепками будетъ p .

Моментъ силъ, срѣзывающихъ заклепки, относительно нейтральнаго слоя будетъ:

$$M_{ср} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot k_s [n_1 p + (n_1 - 1)p \dots p] = \frac{\pi d^2}{4} \cdot k_s \frac{p n_1 (n_1 + 1)}{2},$$

гдѣ n_1 число заклепокъ выше или ниже линіи осей. Моментъ внутреннихъ растягивающихъ (сжимающихъ) усилий для стѣнки будетъ

$$\frac{1}{2} \cdot \delta \cdot \frac{H^2}{6} \cdot k_z$$

Пишемъ уравненіе прочности

$$\frac{P n_1 \pi d^2 \cdot k_s}{4} = \frac{n + 1}{2} = \frac{1}{2} \frac{\delta \cdot H^2}{6} \cdot k_z,$$

но $2 p n_1 \approx H$, то:

$$\frac{1}{2} \frac{\pi d^2}{4} (n_1 + 1) k_s = \frac{\delta \cdot H \cdot k_z}{6},$$

откуда

$$n_1 = \frac{\delta \cdot H \cdot k_z \cdot 4 \cdot 2}{6 \pi d^2 \cdot k_s} - 1 = \frac{1.60.800.2}{6.3.14.400} - 1 \approx 13 \text{ заклепокъ.}$$

И полное число заклепокъ въ стыкѣ получается равнымъ:

$$M = n + 2 n_1 = 2 + 2 \cdot 13 = 28 \text{ заклепокъ.}$$

Заклепки располагаются съ такимъ расчетомъ, чтобы шагъ колебался отъ 75 \sim 100 mm.; если шагъ получается меньше, то заклепки ставятся въ два ряда въ шахматномъ порядкѣ.

Число заклепокъ въ стержнѣ № 20

$$n_{20}'' = \frac{11600}{2.1256} \approx 5 \text{ заклепокъ.}$$

Число заклепокъ въ стержнѣ № 16

$$n_{16}'' = \frac{4500}{2.1256} \approx 2 \text{ заклепки.}$$

Беру 3 заклепки, затѣмъ разстоянія между заклепками въ этомъ узлѣ приходится въ разныхъ стержняхъ различное отъ (3—5) d , чтобы избѣжать входящихъ угловъ въ прокладномъ листѣ.

Въ типѣ узла *C*, черт. 56, по—прежнему число заклепокъ, приклепывающихся прокладной листъ къ ногѣ, находится по разности усилий въ панеляхъ 15 и 11-й

$$66000 - 63600 = 2400 \text{ kg.}$$

и

$$n_{15-11}' = \frac{2400}{1256} \approx 2 \text{ заклепки.}$$

Для конструктивности узла беру 8 заклепокъ по 4 съ каждой стороны прокладного мѣста.

	Каната.	Отъ вѣтра и вѣса.	Сумма.
№ 13	3200	0	3200 kg.
№ 11	53000	10600	63600 kg.

Число заклепокъ въ стержнѣ № 16-мъ было опредѣлено $n_{16}'' \approx 3$ заклепки.

Число заклепокъ въ стержнѣ № 13

$$n_{13}'' = \frac{3200}{2.1256} \approx 2 \text{ заклепки;}$$

ади конструктивности прокладного листа беру $n_{13}'' = 4$ заклепки.

Для типа узла *D*, черт. 53, по—прежнему

$$n_{R-3}' = \frac{59100 - 51350}{1256} \approx 8 \text{ заклепокъ,}$$

$$n_4'' = 2400 : \{1256 \times 2\} = 1 \text{ шт. беру 2 заклепки;}$$

$$n_1'' = \frac{7300}{1256.2} \approx 3 \text{ шт.; беру 5 шт.}$$

	Каната.	Отъ вѣтра и вѣса.	Сумма.
№ 4	2400 kg.	0	2400 kg.
№ 1	5500 „	1800 kg.	7300 „
№ 3	40750 „	10600 „	51350 „
<i>R</i>	48500 „	10600 „	59100 „

Вертикальныя фермы.

Послѣ расчета подкосной фермы, расчетъ вертикальныхъ не представляетъ уже никакихъ затрудненій; далѣе расчетъ, чтобы не усложнять работы, будетъ производиться въ болѣе грубой формѣ, съ тѣмъ, чтобы допускаемая ошибки шли въ пользу прочности сооруженія.

Вертикальная колонна состоитъ въ нашемъ случаѣ изъ 4-хъ ногъ уголкового сѣченія, скрѣпленныхъ діагональными и горизонтальными стержнями.

Разстоянія между ногами опредѣляются размѣрами клѣтей, съ такимъ расчетомъ, чтобы по краямъ и между клѣтями получился достаточный зазоръ для помѣщенія направляющихъ.

Такъ какъ на вертикальную колонну дѣйствуютъ главнымъ образомъ вертикальныя усилія, за исключеніемъ небольшихъ усилій отъ вѣтра, то въ нашихъ раскосныхъ стержняхъ отъ вертикальныхъ силъ получаются полевые напряженія, и они носятъ поэтому характеръ вѣтровыхъ связей.

Голова вертикальныхъ фермъ.

Голова вертикальной части копра устроена, какъ показано на черт. 57, изъ 6 коробчатыхъ балокъ, приклепанныхъ концами къ 2 поперечнымъ балкамъ такой же формы сѣченія. Сверху балки покрываются помостомъ изъ листового желѣза въ 2 см. толщиной съ прорѣзами для шкивовъ. Снизу балки, въ соответственныхъ мѣстахъ, стянуты полосами листового желѣза. Въ практикѣ принято задаваться формой и размѣрами головы, а затѣмъ уже провѣрять напряженія въ ея частяхъ.

Такимъ образомъ въ нашемъ случаѣ мы имѣемъ слѣдующія данныя:

1) вѣсъ шкива	1500 kg.
2) „ крыши	2650 „
3) „ помоста и нижн. полосъ	1650 „
4) „ продольн. балокъ № 26	1320 „
5) „ поперечн. „ № 26	280 „

Намъ предстоитъ провѣрить напряженія въ балкахъ, получивши попутно реакціи опоръ (фасонные листы). Мы можемъ рассчитать фасонные листы передній и задній, на которые опираются наши балки; получая реакціи фасонныхъ листовъ, мы получимъ въ тоже время усиліе, дѣйствующее на каждую вертикальную ногу.

Считая, что благодаря помосту нагрузка распределяется поровну между двумя крайними балками, а также и между средними балками, имѣемъ напряженіе въ крайнихъ балкахъ отъ слѣдующихъ усилій:

I. Равномѣрно распределенная нагрузка:

1) 0,5 вѣса крыши	$= \frac{2650}{2}$	1325 kg.
2) 0,25 вѣса помоста	$\frac{1500}{4}$	400 „
3) Вѣсъ 2-хъ продольн. балокъ		440 „
4) Головки заклепокъ и зап.		150 „
			<hr/>
		Итого	2240 kg.

II. Сосредоточенная нагрузка:

1) вѣсъ шкива	1500 kg.
2) 0,5 V_2 верт. сост. при рвуц. н. канатѣ	5900 „
	<hr/>
Итого	7400 kg.

Итакъ, на каждую балку приходится

$$2240 : 2 \approx 1200 \text{ kg. равномерн. распр. нагрузки и}$$

$$7400 : 2 \approx 3700 \text{ kg. сосредоточ. „}$$

Опредѣлимъ реакции опоръ крайней балки; если одна опора A , другая же B , то:

$$A = \frac{1200}{2} + \frac{3700 \cdot 25}{365} = 600 + 222 \approx 820 \text{ kg.}$$

$$B = \frac{1200}{2} + \frac{3700 \cdot 340}{365} = 600 + 3450 \approx 4000 \text{ kg.}$$

Графическимъ путемъ на приложенномъ чертежѣ опредѣляемъ величину максимальнаго изгибающаго момента; онъ равенъ:

$$M_{max} = 5 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 10 = 150000 \text{ въ kg. см.}$$

Модуль сопротивленія для принятой нами коробчатой головной балки равенъ:

$$W_x = 388 \text{ см.}^3$$

Опредѣляемъ напряженіе отъ изгиба:

$$K = M_{max} : W_x = 150000 : 388 = 390 \text{ kg /см.}^2$$

Опредѣлимъ теперь реакции опоръ каждой изъ двухъ среднихъ балокъ:

I. Равномѣрно распределенная нагрузка:

1) 0,5 вѣса помоста—	$1500 : 2 =$	750 kg.
2) Вѣсъ 2-хъ балокъ		440 „
	Считаемъ ровно	1200 „

II. Сосредоточенная нагрузка:

1) Вѣсъ шкива	1500 kg.
2) 0,5 $V_2 = 11750 : 2$	5900 „
	<hr/>
Итого	7400 kg.

Такимъ образомъ на каждую среднюю головную балку приходится:

$$1200 : 2 = 600 \text{ kg. равномерной нагрузки и}$$

$$7400 : 2 = 3700 \text{ kg. сосредоточенной нагрузки.}$$

Реакціи опоръ получаются:

$$A_1 = \frac{600}{2} + \frac{3700.25}{365} = 555 \text{ kg.}$$

$$B_2 = \frac{600}{2} + \frac{3700.340}{365} = 3745 \text{ kg.}$$

Мы видимъ по усилямъ, дѣйствующимъ на балки, что среднія балки изгибаются менѣ крайнихъ, а поэтому мы въ нихъ не будемъ опредѣлять напряженія отъ изгиба.

Намъ нужно еще опредѣлить напряженія въ балкахъ отъ сжатія, вызываемыя горизонтальной составляющей силой отъ силы R_2' ; эта составляющая сила стремится сдвинуть балку съ головной части копра въ горизонтальномъ направленіи. Величина горизонтальной составляющей находится изъ равенства:

$$Q = R_2' \cdot \cos 67^\circ = 68000.0,39 = 27200 \text{ kg.}$$

Считая эту силу распределенной на одну крайнюю и на одну среднюю балки, получаемъ усиліе, дѣйствующее на каждой балкѣ:

$$27200 : 2 = 13600 \text{ kg.}$$

Напряженіе, вызываемое этимъ усиліемъ, сжимающимъ балку, опредѣлится, имѣя площадь поперечнаго сѣченія коробчатой балки $F = 49,95 \approx 50 \text{ cm}^2$.

$$k_z = 13600 \text{ kg.} : 50 = 270 \text{ kg./cm}^2.$$

И суммарное напряженіе, дѣйствующее въ головной балкѣ, получается равнымъ:

$$K = k + k_z = 390 + 270 = 660 \text{ kg./cm}^2.$$

Число заклепокъ, удерживающихъ каждую головную балку отъ сползанія, равно при ($d = 2 \text{ cm.}$) $13600 : 1256 \approx 10$ шт.

Всѣ головныя балки лежатъ на двухъ фасонныхъ листахъ; реакціи опоръ каждой балки мы уже знаемъ, и теперь передъ нами являются двѣ задачи—опредѣлить размѣры фасонныхъ листовъ передняго и задняго.

На приложенныхъ чертежахъ графически опредѣляются изгибающіе моменты для этихъ листовъ;

1) максимальный изгибающій моментъ для передняго листа получается равнымъ:

$$M_{max} = 3,5 \times 100 \times 30 \times 10 = 105000 \text{ kg. cm.}$$

при $K = 800 \text{ kg./cm}^2$

$$W_x = M_{max} : K = 10500 : 800 = 131 \text{ cm}^2.$$

Принимая высоту фасоннаго листа посрединѣ въ 40 см. при толщинѣ его въ 1 см., получаемъ

$$W_x = \frac{1.40^2}{6} = 267 \text{ cm}^2.,$$

т. е. величина листа получается достаточной.

2) Максимальный изгибающий моментъ для задняго листа равенъ

$$M_{max} = 11\,200 \cdot 30 \cdot 10 = 660\,000;$$

при допущеніи $K = 800 \text{ kg/cm}^2$ получаемъ

$$W_x = M_{max} : K = 660\,000 : 800 = 825.$$

По конструктивнымъ соображеніямъ, для удобства приклепыванія подкосной фермы, приходится брать высоту листа равной 1,5 м. Тогда при толщинѣ его въ 1 см.

$$W_x = \frac{1,150^2}{6} = 3750 \text{ cm}^3,$$

т. е. вполне достаточно.

Число заклепокъ, приклепывающихъ задній фасонный листъ къ вертикальнымъ ногамъ, опредѣляется изъ величины реакцій; такъ какъ въ нашемъ случаѣ каждая реакція на заднія ноги равна: 11300 kg., то при заклепкѣ діаметромъ 2 см. получаемъ число необходимыхъ заклепокъ

$$11300 \text{ kg.} : 1256 = 9 \text{ шт.}$$

Такъ какъ постановка заклепки обходится обыкновенно не дороже 5 коп., то въ практикѣ принято ставить число заклепокъ значительно больше противъ расчетнаго.

Усилія, дѣйствующія въ вѣтровыхъ связяхъ, получаютъ ничтожными при предварительномъ нахожденіи ихъ на черновикѣ, поэтому сѣченія стержней выбираются наименьшія пригодныя для склепыванія.

У насъ два типа вѣтровыхъ связей—діагональныя и горизонтальныя. Первые для жесткости дѣлаемъ изъ уголковъ № 6, а вторыя ради удобства прикрѣпленія направляющихъ изъ коробчатого желѣза № 12; чтобы сдѣлать вертикальную часть копра по возможности жесткой, вводимъ лишнія діагональныя стержни. Узлы получаютъ на ногахъ вертикальной колоны болѣе частыя—черезъ 2 м., а число заклепокъ опредѣляется легко изъ усилія, отъ котораго стержень можетъ разорваться.

Чтобы избѣжать усложненнаго расчета, устраиваемъ всѣ четыре вертикальныя ноги одинаковой величины.

Наибольшія реакціи отъ фасонныхъ листовъ получаютъ въ заднихъ ногахъ; величина каждой реакціи получается равной 11300 kg. Мы устраиваемъ ногу по всей высотѣ одинакового сѣченія, въ худшихъ условіяхъ будетъ находится самая нижняя часть ноги, такъ какъ въ ней будутъ возникать напряженія отъ вѣса выше лежащихъ частей вертикальной фермы.

Найдемъ вѣсъ вертикальной фермы отъ головы до основныхъ балокъ.

1) Вѣсь косынокъ (350 mm. × 300 mm.)—72 mm.	549 kg.
2) „ всѣхъ фасонныхъ листовъ	1083 „
3) „ діагон. стержней № 6 общ. длин. 281 m.	1983 „
4) „ горизон. „ № 12 „ „ 141 m.	1910 „
5) „ 4-хъ ногъ № 16 общ. длин. $21,2 \text{ m.} \times 4 = 84,8 \text{ m.}$	3425 „
	Считаемъ ровно . . 9000 kg.

На одну ногу приходится усиліе

$$9000 : 4 = 2250 \text{ kg.}$$

считая на заклепки и добавочные уголки $4\% \approx 100 \text{ kg.}$

$$\text{Итого . . 2350 kg.}$$

Усиліе въ задней ногѣ отъ вѣтра равно:

$$12900 \text{ kg.} : 2 = 6450 \text{ kg.} \text{ Смотри діаграммы вѣтровыхъ усилій.}$$

А усиліе отъ вѣса подкосной фермы

$$6200 \text{ kg.} : 2 = 3100 \text{ kg.}$$

Въ нижней панели задней ноги возникаютъ слѣдующія усилія:

1) Отъ вѣса головы вертикальной колонны и дѣствія каната	11300 kg.
2) Отъ вѣса самой колонны	2350 „
3) „ вѣтра	6450 „
4) „ вѣса подкосн. фермы	3100 „

$$\text{Считаемъ ровно . . 24000 kg.}$$

При площади поперечнаго сѣченія уголка $= 51,8 \text{ cm.}^2$ напряженіе отъ сжатія получается равнымъ

$$K = 24000 : 51,8 = 460 \text{ kg./cm.}^2.$$

Свободная длина панели ноги $= 200 \text{ cm.}$ Минимальный моментъ инерціи принятаго уголка $I_{min} = 506 \text{ cm.}^4$, и степень безопасности получается

$$\eta = \frac{506 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 150 \cdot 000}{24000 \cdot 200^2} = 21.$$

Допуская ошибку въ пользу прочности, считаемъ что передняя и задняя нога давятъ на основную балку съ одинаковымъ усиліемъ по 24000 kg., графически находимъ максималный изгибающій моментъ, черт. II-й (6), онъ равенъ:

$$M_{max} = 8,6 \text{ m.} \cdot 1000 \cdot 50 \cdot 5 = 2050000,$$

принимая $K = 800 \text{ kg./cm.}^2$ получаемъ

$$W_x = M_{max} : K = 2050000 : 800 = 2563.$$

Считаясь съ ослабленіемъ балки заклепками, беру предѣльный номеръ двутавровой балки въ нѣмецкомъ сортаментѣ № 55 съ $W_x = 3602$.

Вѣсь и стоимость копра.

1) Вѣсь подкосной фермы	12000 kg.
2) „ головы вертикальной колонны (2-хъ шкивовъ, крыши, помоста головн. балокъ) =	9900 „
3) „ ветикальной колонны	2000 „
4) „ Заклепокъ и добав. уголковъ	400 „
5) „ Основныхъ балокъ 4 шт.	3600 „
6) „ фундаментныхъ болтовъ	2400 „

$$\text{Считаемъ ровно . . 38000 kg.}$$

Считая съ установкой по 30 коп. за килограммъ, получаемъ стоимость желѣзнаго копра:

$$38000 \times 30 = 11400 \text{ руб.}$$

Данныя для предварительной оцѣнки проектируемаго желѣзнаго копра.

Для предварительной оцѣнки стоимости копра, проектъ котораго предполагается разработать, пользуются данными изъ существующихъ сооруженийъ. Таблица Томсона помѣщена мною въ первой части насто ящаго труда, привожу теперь таблицу Гефера.

Высота копра.	Натяженіе каната.	Фактический вѣсъ копра.	Вычисленный вѣсъ.	Разница.
10 м.	1500 kg.	8500 kg.	9500 kg.	+ 1000 kg.
10 "	2000 "	11500 "	10500 "	- 1000 "
12 "	2500 "	12170 "	13800 "	+ 1630 "
13 "	2000 "	12400 "	13650 "	+ 1250 "
14 "	2000 "	13000 "	14700 "	+ 1700 "
14,5 "	2000 "	16000 "	14925 "	- 1075 "
15 "	1500 "	12100 "	14250 "	+ 2150 "
15 "	2100 "	16400 "	16050 "	- 350 "
16 "	1800 "	16900 "	16160 "	- 740 "
17 "	1900 "	18100 "	17510 "	- 590 "
19 "	1850 "	18700 "	19380 "	+ 680 "
20 "	2000 "	19600 "	21001 "	+ 1400 "
21 "	2150 "	20700 "	22680 "	+ 1980 "
21 "	4450 "	22200 "	32340 "	+ 10140 "
22 "	4200 "	37000 "	32780 "	- 4220 "
23 "	2140 "	26000 "	24798 "	- 1202 "
23 "	2260 "	27200 "	25346 "	- 1854 "
23 "	4100 "	31600 "	33810 "	+ 2210 "
24 "	3800 "	29200 "	33840 "	+ 4640 "
26 "	4300 "	39400 "	39260 "	- 140 "
27 "	4100 "	42700 "	39690 "	- 3010 "
28 "	5000 "	46000 "	46200 "	+ 200 "

Легко убѣдиться, что пользоваться такими таблицами затруднительно, ибо если высота предполагаемаго копра подходитъ къ одной изъ приведенныхъ въ таблицѣ, то натяженіе каната можетъ сильно разниться отъ предполагаемаго, или же наоборотъ.

Если E вѣсъ копра, то вообще

$$E = F(Hs) = A + BH + Cs + DH^2 + KHs = Ls^2 + \dots$$

Эмпирическая формула для E должна удовлетворять условію простоты. На основаніи ряда пробныхъ вычисленій прихожу къ убѣжденію, что слѣдуетъ остановиться на выраженіи:

$$E = H (a + b s),$$

въ которомъ H высота копра въ метрахъ, s натяженіе каната и E вѣсъ копра въ килограммахъ, a и b нѣкоторые числовые коэффициенты, которые слѣдуетъ опредѣлить.

Напишемъ рядъ числовыхъ равенствъ

$$\frac{E}{H} = a + b s;$$

подставляя для s и $\frac{E}{H}$ значенія ихъ, взятая изъ вышеприведенной таблицы, вычислимъ среднее изъ этихъ равенствъ для одного a , и опредѣлимъ разности между фактическими равенствами и среднеарифметическими. Пользуясь этими разностями, вычисляемъ числовые значенія b , среднее изъ опредѣленій примемъ за искомый числовой коэффициентъ, послѣ чего a опредѣляемъ подстановкой b въ среднеарифметическое равенство.

Вотъ ходъ вычисленія.

850—	$a + 1500 b$	301—	$1211 b$	$b = 0,248$
1150—	$a + 2000 b$	1—	$711 b$	$b = 0,001$
1014—	$a + 2500 b$	133—	$211 b$	$b = 0,630$
954—	$a + 2000 b$	197—	$711 b$	$b = 0,277$
929—	$a + 2000 b$	222—	$711 b$	$b = 0,312$
1103—	$a + 2000 b$	48—	$711 b$	$b = 0,067$
807—	$a + 1500 b$	344—	$1211 b$	$b = 0,284$
1093—	$a + 2100 b$	58—	$611 b$	$b = 0,095$
1056—	$a + 1800 b$	95—	$911 b$	$b = 0,104$
1065—	$a + 1900 b$	86—	$811 b$	$b = 0,106$
984—	$a + 1850 b$	167—	$961 b$	$b = 0,173$
980—	$a + 2000 b$	171—	$711 b$	$b = 0,240$
986—	$a + 2150 b$	165—	$561 b$	$b = 0,294$
1057—	$a + 4450 b$	94—	$-1739 b$	$b = -0,054$
1662—	$a + 4200 b$	-511—	$-1489 b$	$b = 0,343$
1130—	$a + 2140 b$	21—	$571 b$	$b = 0,037$
1183—	$a + 2260 b$	-32—	$451 b$	$b = -0,071$
1374—	$a + 4100 b$	-223—	$-1389 b$	$b = 0,160$
1217—	$a + 3800 b$	-66—	$1089 b$	$b = 0,060$
1515—	$a + 4300 b$	-364—	$-1589 b$	$b = 0,229$
1581—	$a + 4100 b$	-430—	$-1389 b$	$b = 0,309$
1642—	$a + 5000 b$	-491—	$-2289 b$	$b = 0,215$
25332— $22 a + 59650 b$		22 $b = 4 184 - 0,125 = 4,059$		
1151— $a + 2711 b$		$b = 0,185$		

$$a = 1151 - 501 = 650.$$

И потому наша формула принимаетъ видъ

$$E = H (650 + 0,185 s).$$

Для простоты примемъ:

$$E = H (650 + 0,2 s),$$

ибо такое упрощеніе только немного измѣняетъ результатъ вычисления и то въ сторону безопасности. О степени пригодности астоящей формулы можно судить по разностямъ между фактическимъ вѣсомъ копровъ и вычисленнымъ на основаніи формулы. Сказанныя данныя помѣщены въ видѣ прибавленія въ двухъ послѣднихъ столбцахъ таблицы Гефера.

Вѣсъ, вычисленный на основаніи формулы, умножается для получения стоимости копра на цѣну килограмма желѣзныхъ конструкцій въ данной мѣстности.

Если высота копра H' задана въ футахъ, натяженіе каната s' въ пудахъ, въ которыхъ равнымъ образомъ требуется опредѣлить вѣсъ сооруженія E' , то понятно

$$16,38 E' = 0,304 H' (650 + 0,185.16,38 s').$$

Отсюда же получаемъ

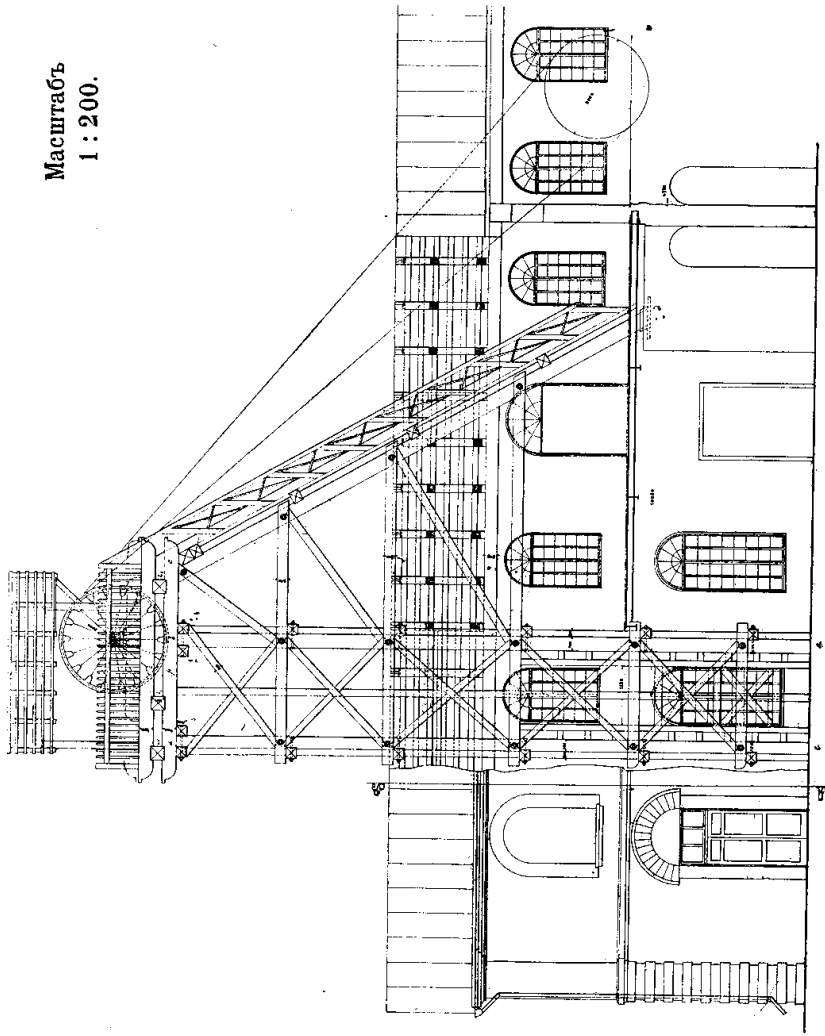
$$E' = H' (12,063 + 0,056 s')$$

или въ упрощенномъ видѣ

$$E' = H' (12 + 0,06 s').$$

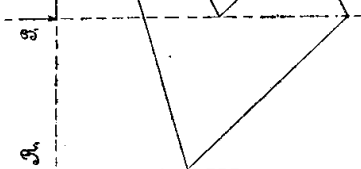
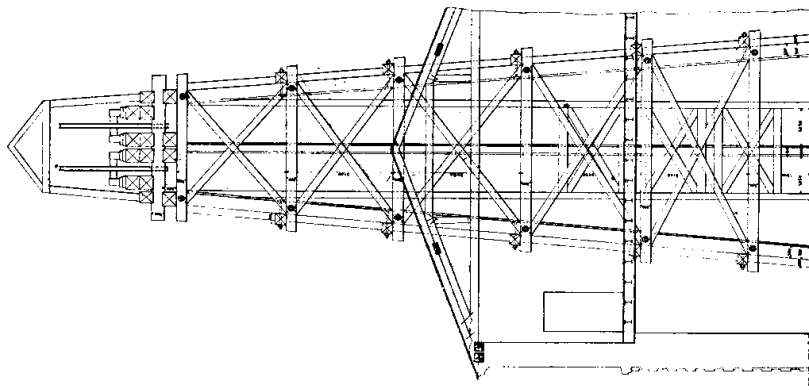
Къ статью С. Ю. Доборжинова. — Матеріалы и изслѣдованія по
теоріи и расчету надшахтныхъ сооружений.

Черт. 1.



Масштабъ
1 : 200.

Черт. 2.



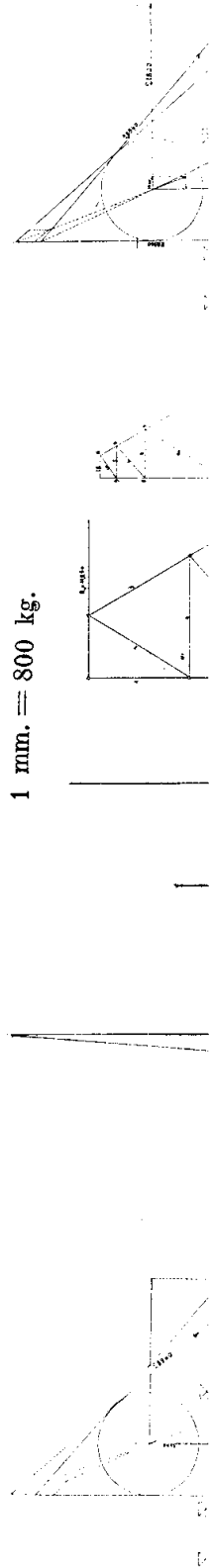
Черт. 3.

Черт. 5.

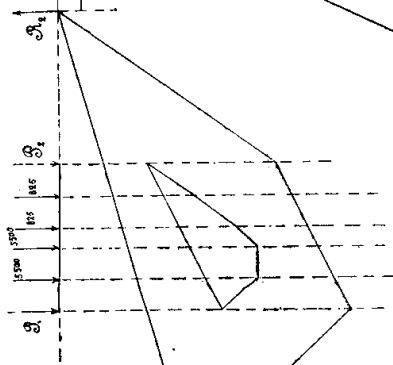
Черт. 6.

Черт. 4.

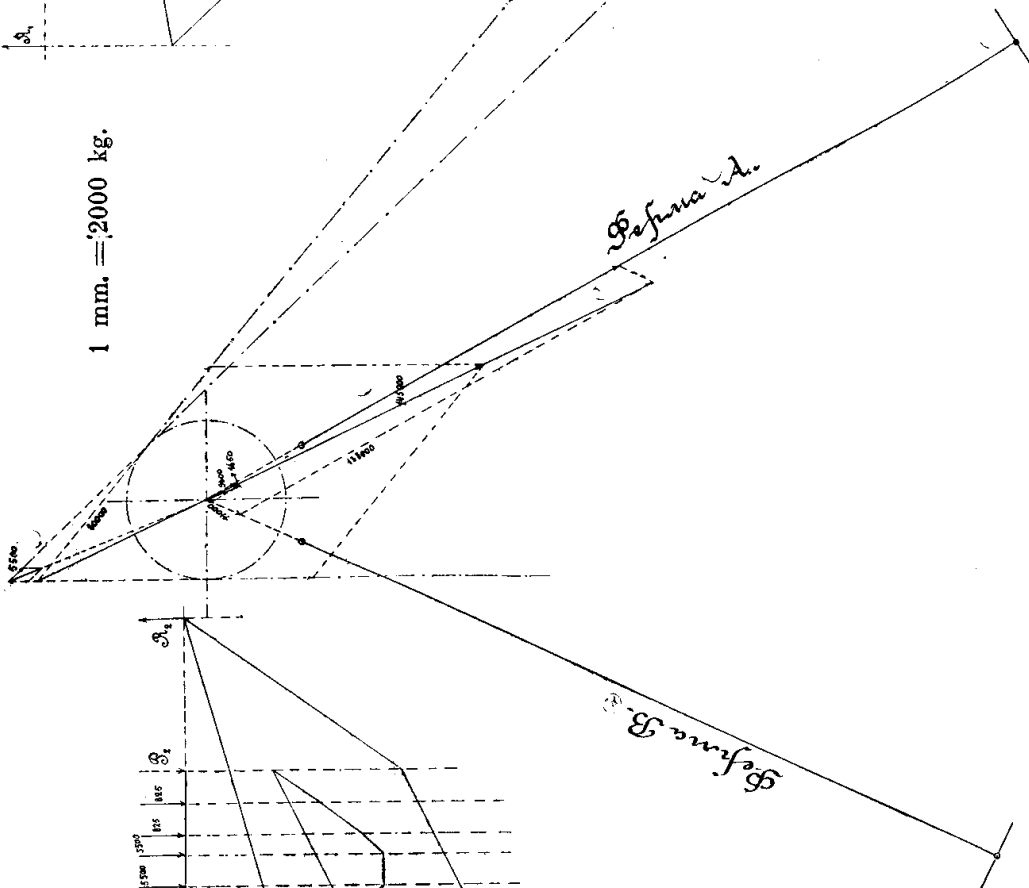
1 mm. = 800 kg.



Черт. 10.

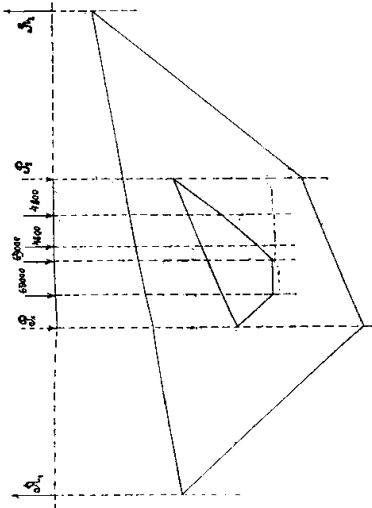


Черт. 8.



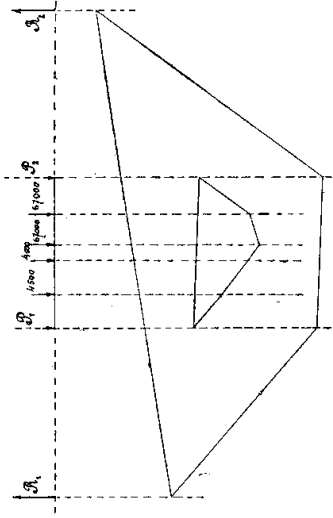
1 mm. = 2000 kg.

Черт. 12.

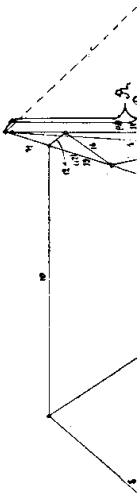


Масштабъ силъ 1 mm. = 2000 kg.
Масштабъ длинъ 1 : 200.

Черт. 13.



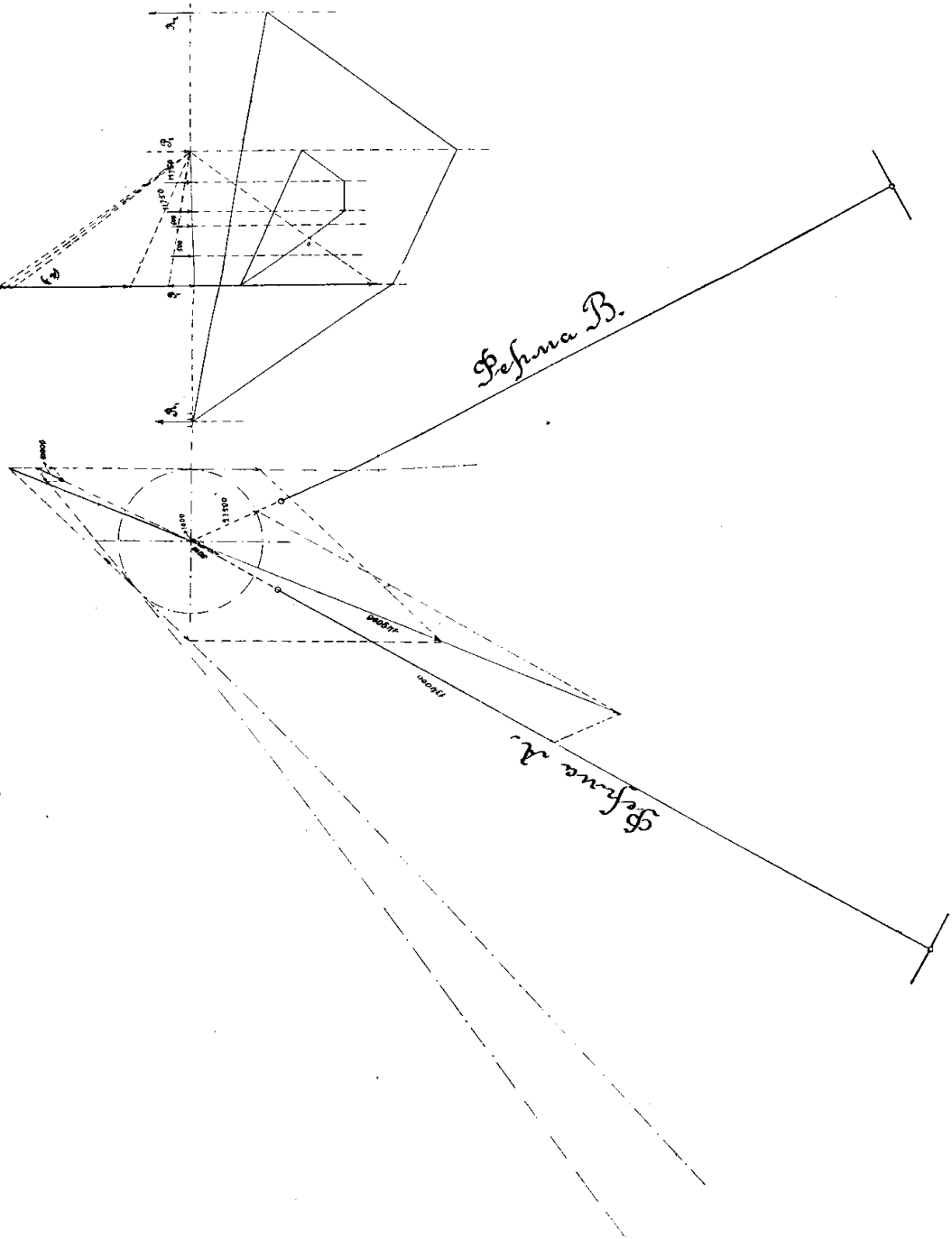
Черт. 16.



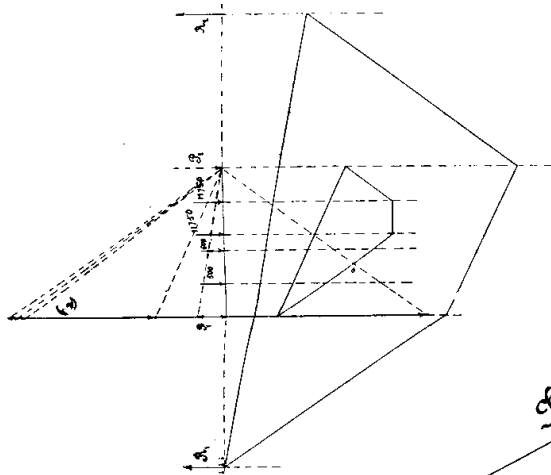
Черт. 14.

1 mm. = 2000 kg.

Черч. 9.



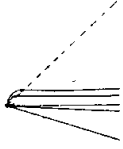
Черч. 11.

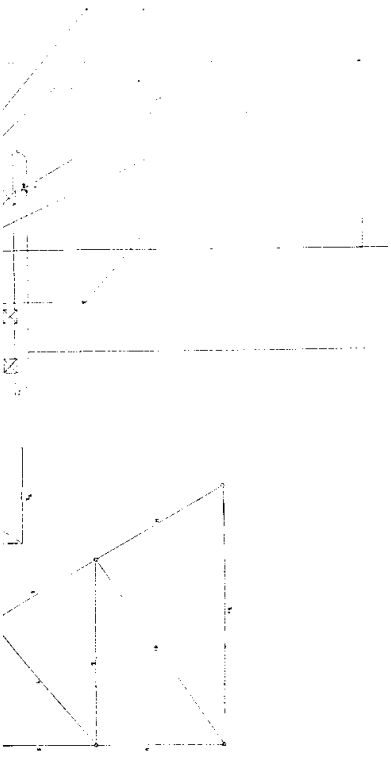


Черч. 18.

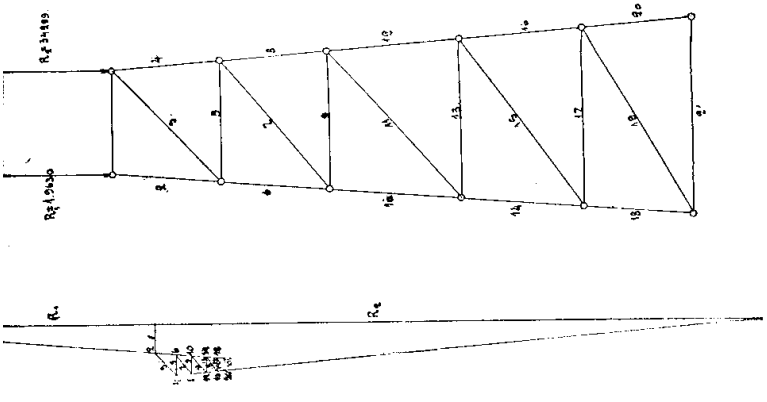


Черч. 17.

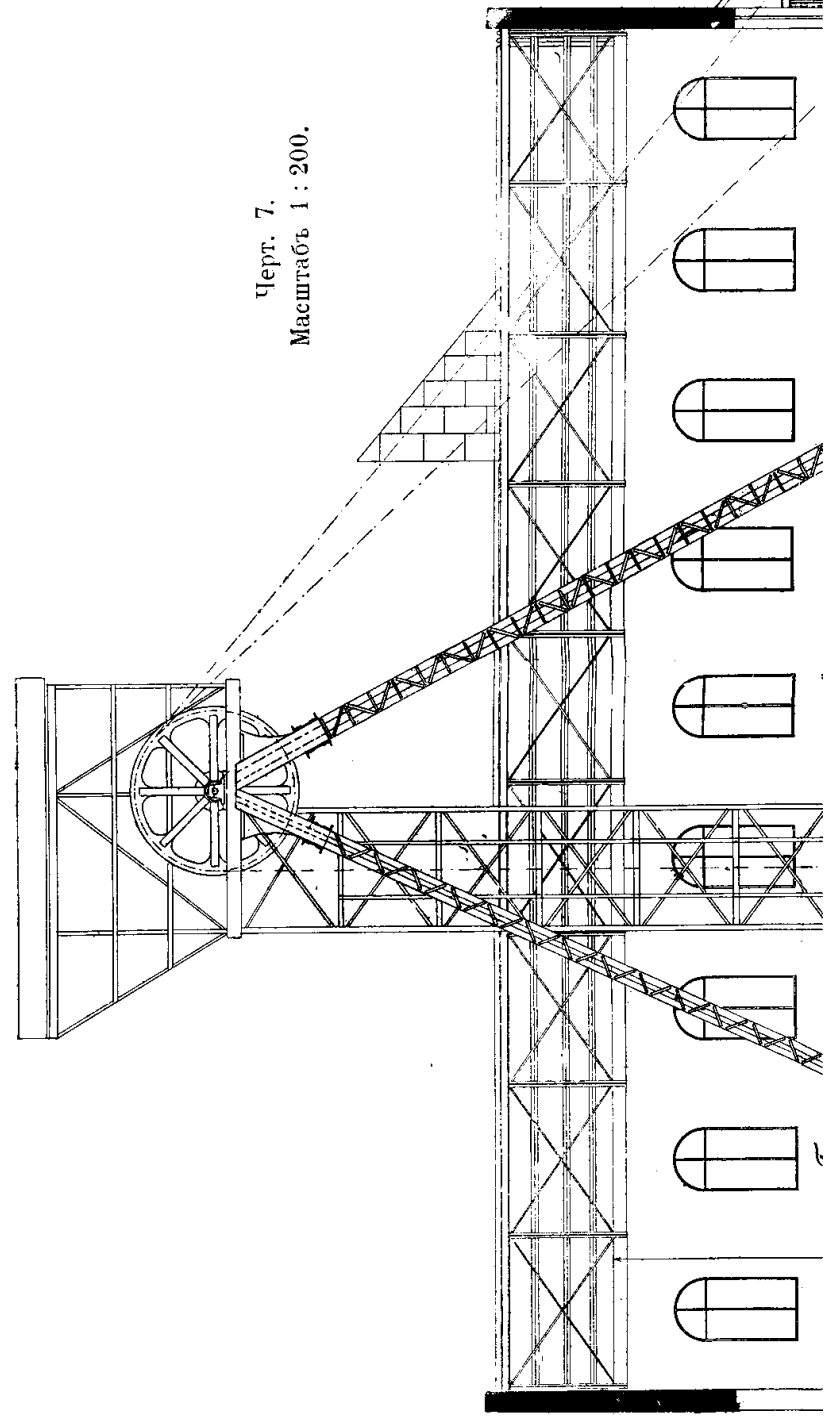
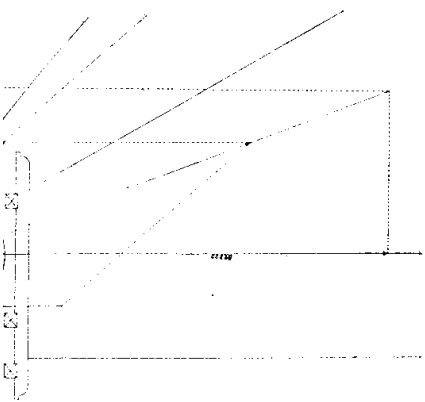




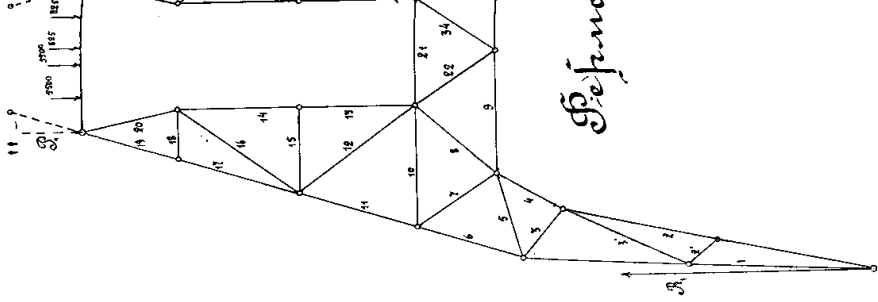
Масштабъ
1 : 200
1 cm. = 8000 kg.



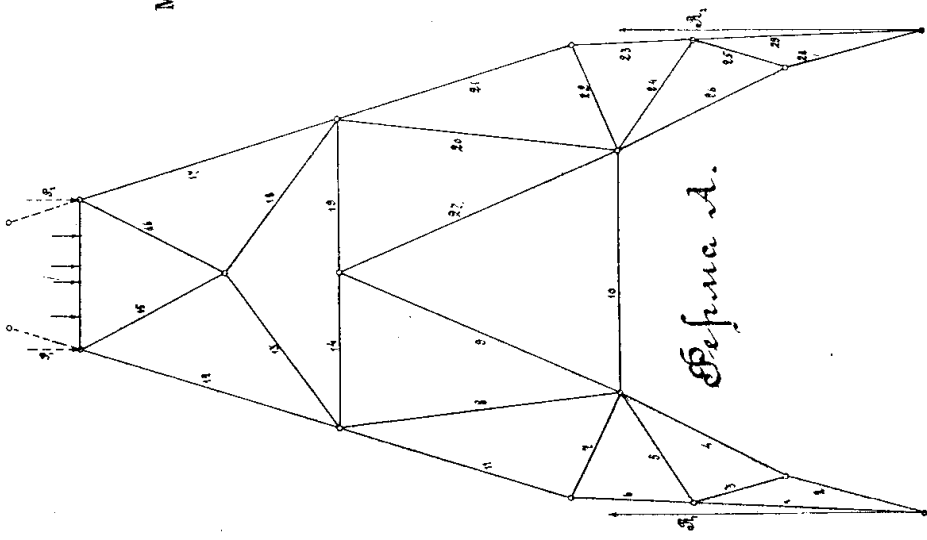
Масштабъ
1 : 200
1 cm = 900 kg.



Черт. 7.
Масштабъ 1 : 200.

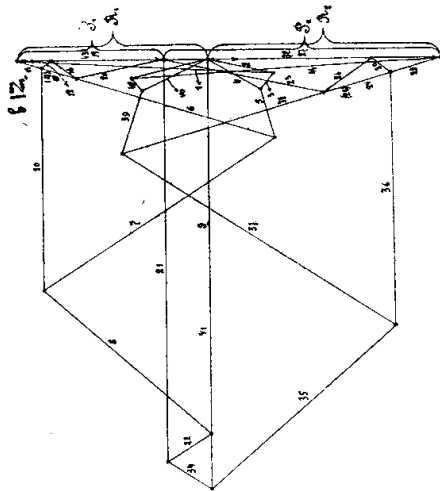


Масштабъ 1 : 200

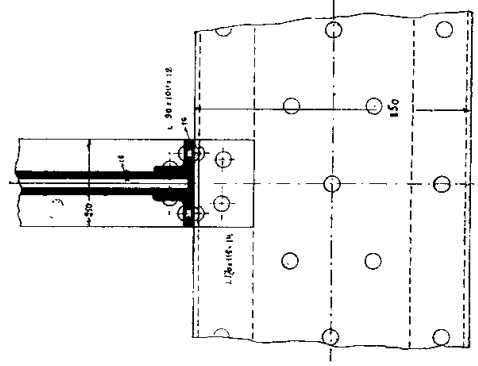


Черт. 19.

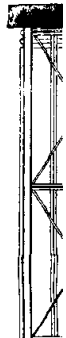
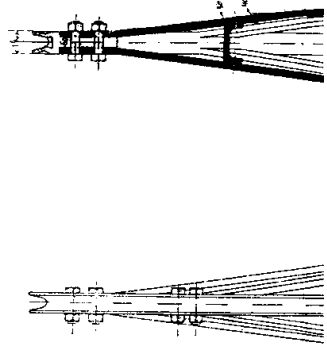
Масштабъ силъ 1 мм. = 400 кг

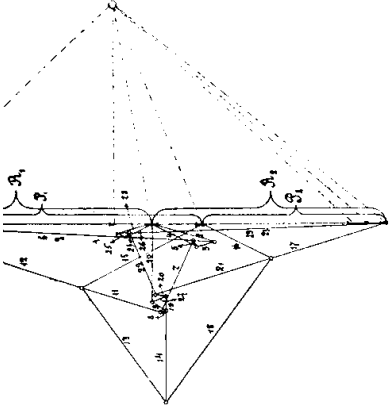


Черт. 24.



Черт. 20.





1 mm. = 2000 kg.

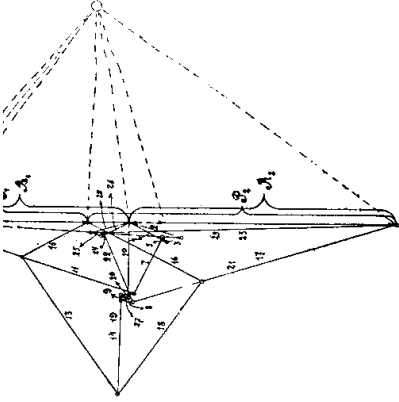


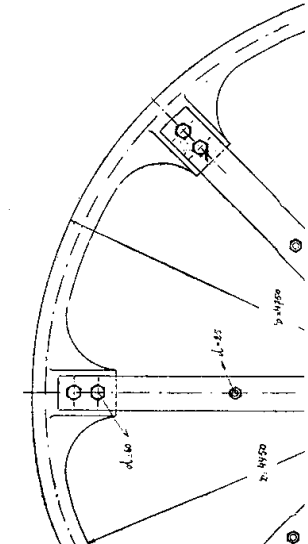
Таблица I сѣченій.

Фигура В.

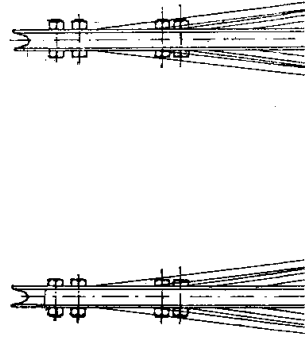
Фигура А.

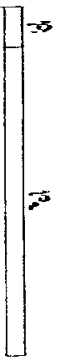
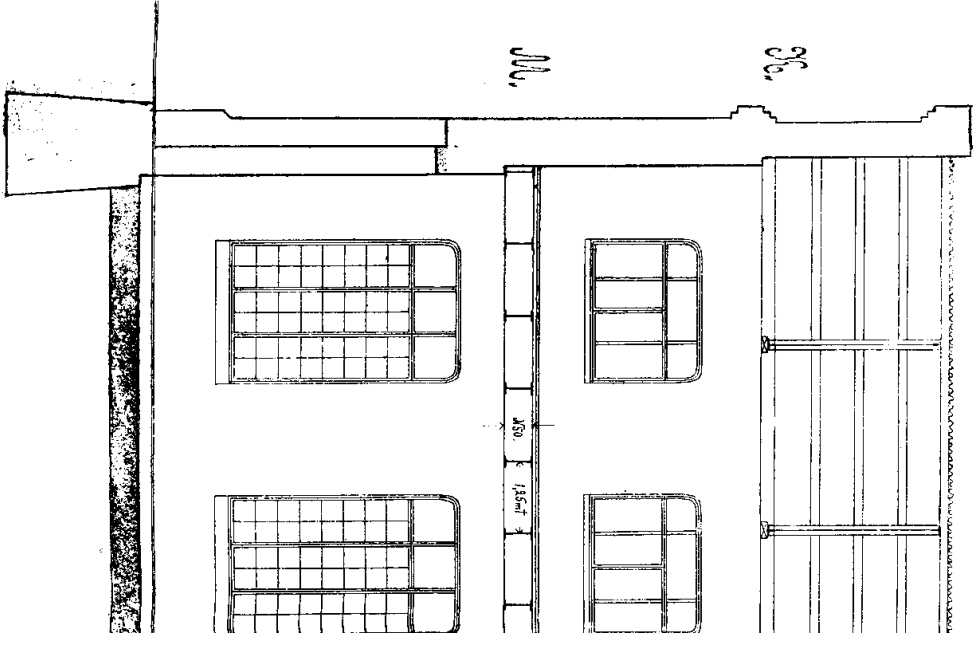
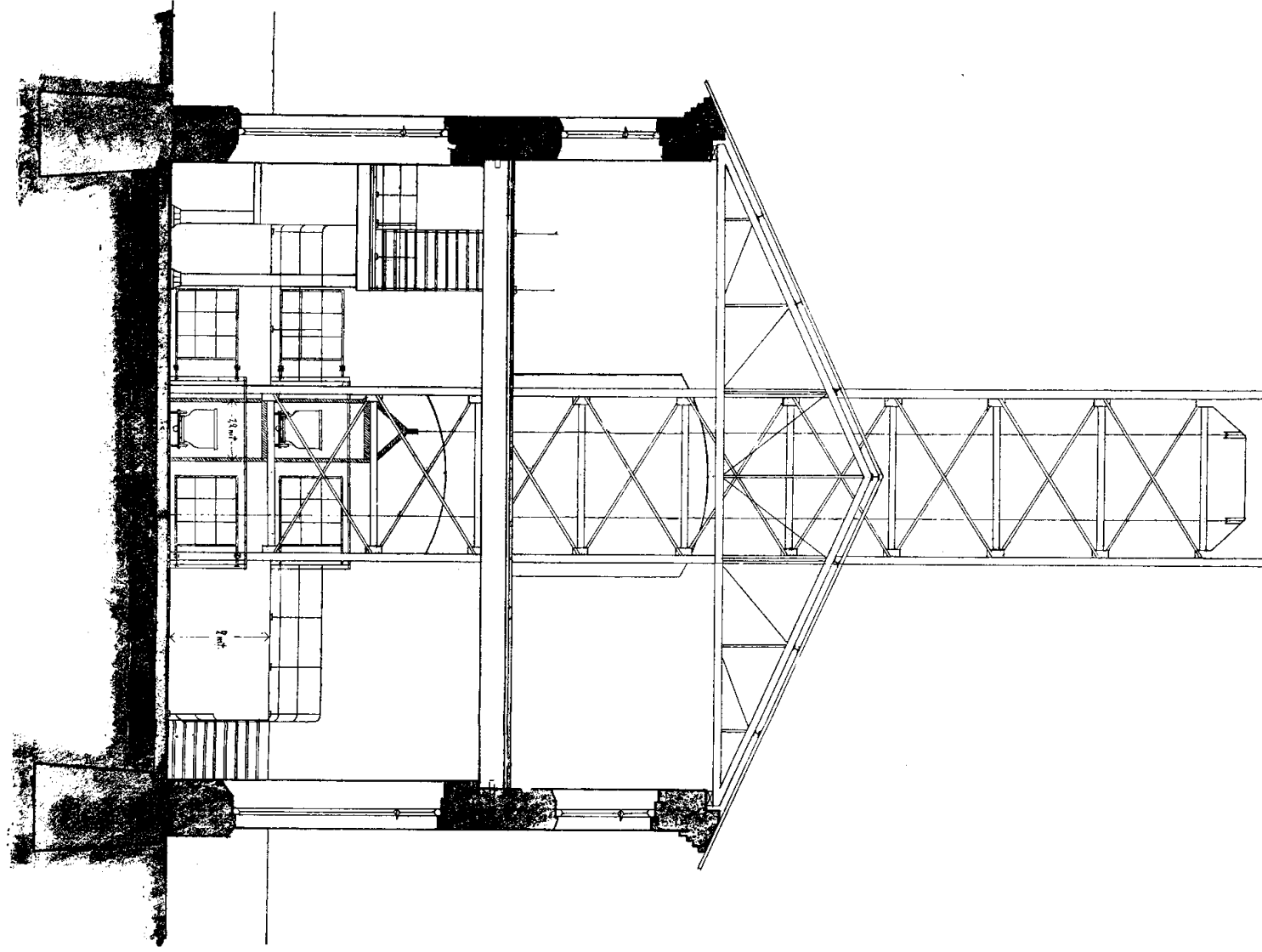
М/к стерж.	Центральная нагрузка	Сечение	Z_x см ²	Z_y см ²	М/к стерж.	Фактическая нагрузка	Сечение	Z_x см ²	Z_y см ²	$Z_{x'}$ см ²
1, 6, 11, 12, 17, 21, 23, 23	98500		8651	464718	1, 6, 11, 12, 17, 21, 23, 23	19240		8651	32894	9213
10, 14, 19	31000		5662	60476	9, 10, 15, 18, 21, 25, 31, 36, 41	94860		5662	39552	9213
13, 15, 16, 18	59000		33570	81587	13, 14, 22, 32	18000		33570	18597	304
3, 5, 8, 9, 20, 24, 25, 27	5600		908	49377	7, 8, 23, 37	16700		908	86591	323
2, 4, 7, 22, 26, 28	23800		1672	48854	2, 2, 3, 3, 4, 5, 12, 16, 20, 22, 23, 24, 30, 34, 35, 40, 42, 43, 44, 44	9400		1672	10835	324

Черт. 21.

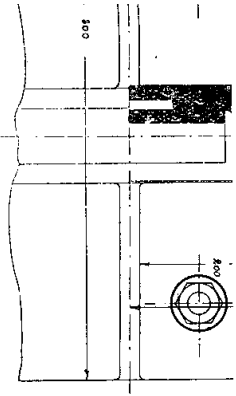


Черт. 22.

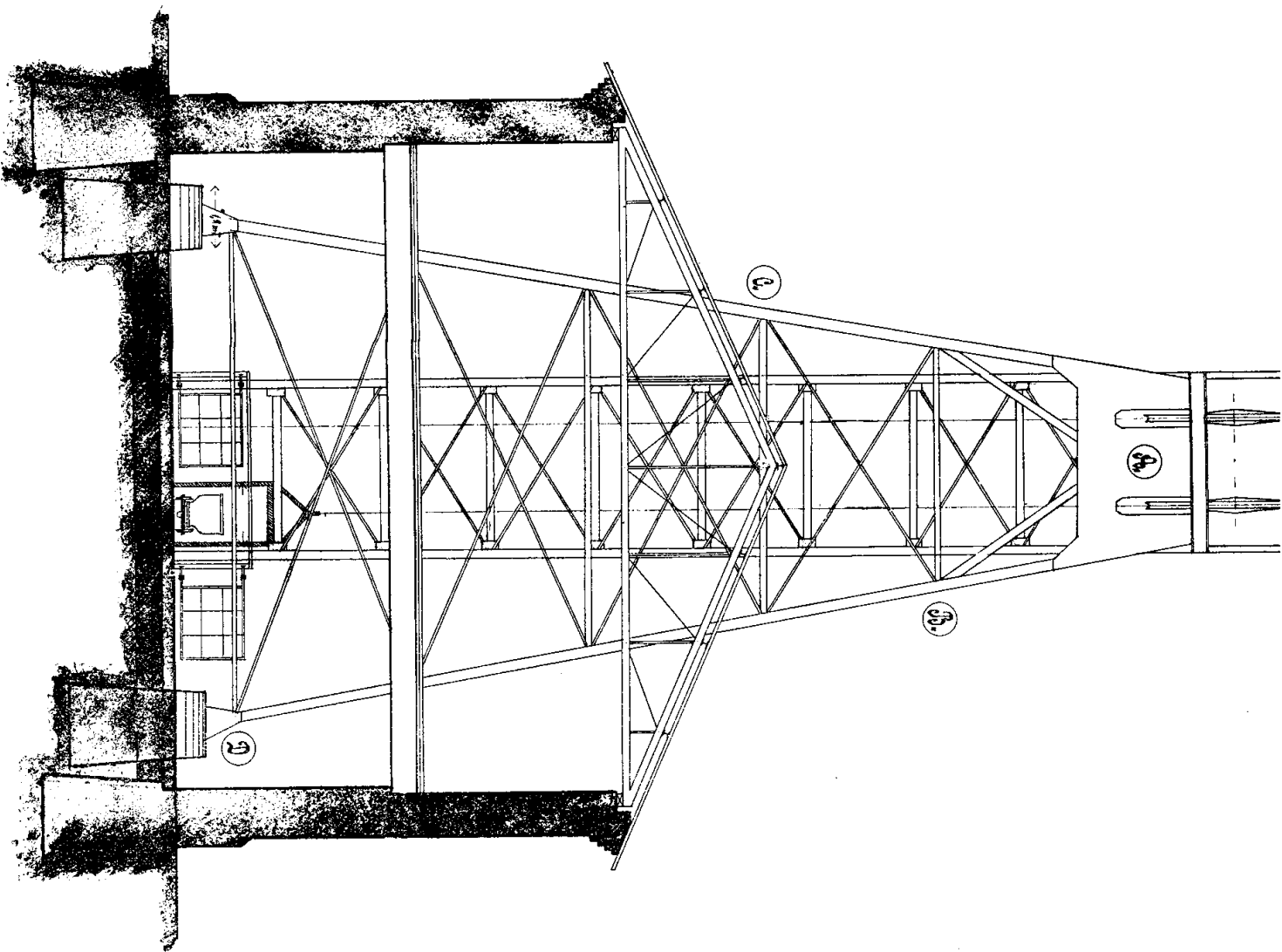
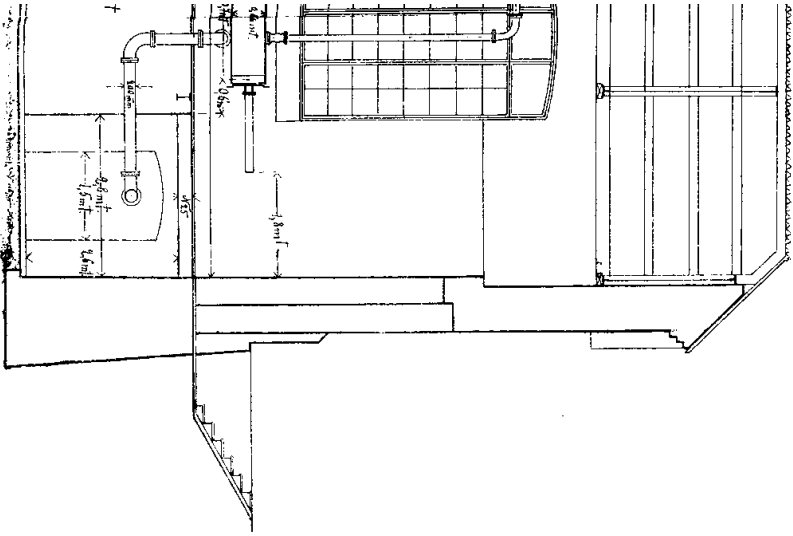




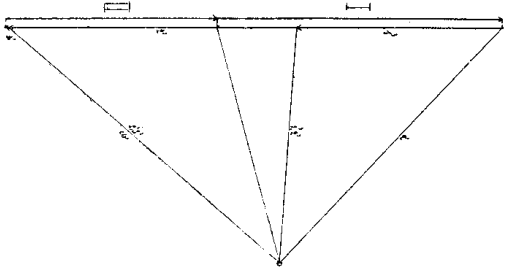
σ = 6000κ



Черт. 30.



Черт. 41-а.



Черт. 42-а.

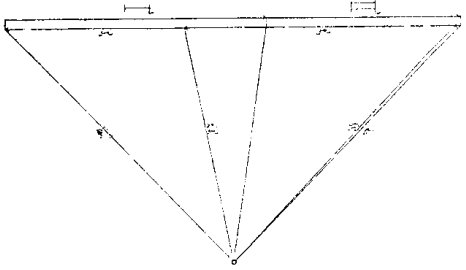


Таблица IV.

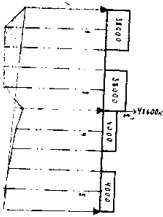
Площа в квадратни метри на отдел. дъгове и на всички дъгове	
№	Площа
1	18502
2	9
3	9
4	9
5	9
6	9
7	9
8	9
9	9
10	9
11	9
12	9
13	9
14	9
15	9
16	9
17	9
18	9
19	9
20	9
21	9
22	9
23	9
24	9
25	9
26	9
27	9
28	9
29	9
30	9
31	9
32	9
33	9
34	9
35	9
36	9
37	9
38	9
39	9
40	9
41	9
42	9
43	9
44	9
45	9
46	9
47	9
48	9
49	9
50	9
51	9
52	9
53	9
54	9
55	9
56	9
57	9
58	9
59	9
60	9
61	9
62	9
63	9
64	9
65	9
66	9
67	9
68	9
69	9
70	9
71	9
72	9
73	9
74	9
75	9
76	9
77	9
78	9
79	9
80	9
81	9
82	9
83	9
84	9
85	9
86	9
87	9
88	9
89	9
90	9
91	9
92	9
93	9
94	9
95	9
96	9
97	9
98	9
99	9
100	9

1 mm. = 1000 kg.

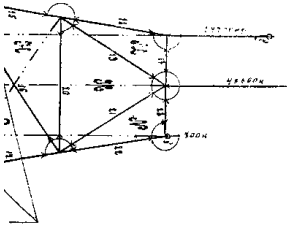
Черт. 44.

1 mm. = 500 kg.

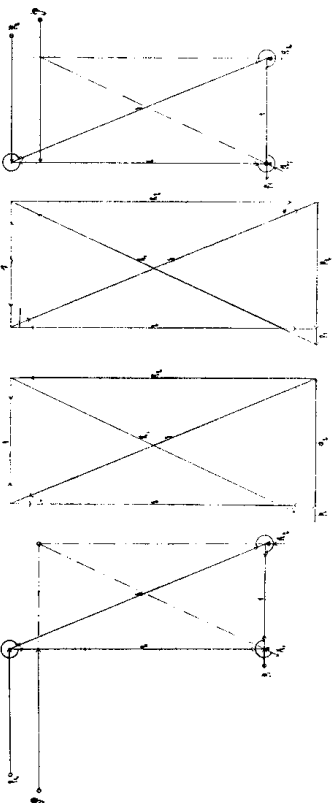
Черт. 41.



Черт. 43.

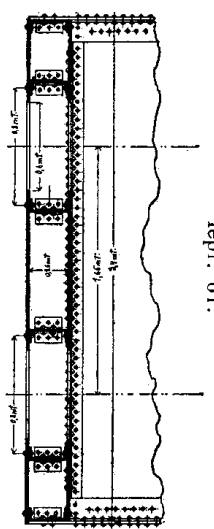


Черт. 48.

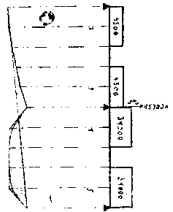


Масштабъ длины 1 : 500 kg. Масштабъ сила 1 mm. = 250 kg.

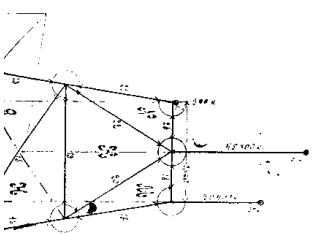
Черт. 61.



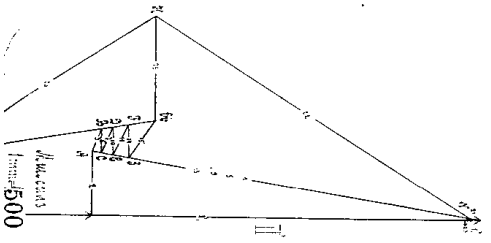
Черт. 42.

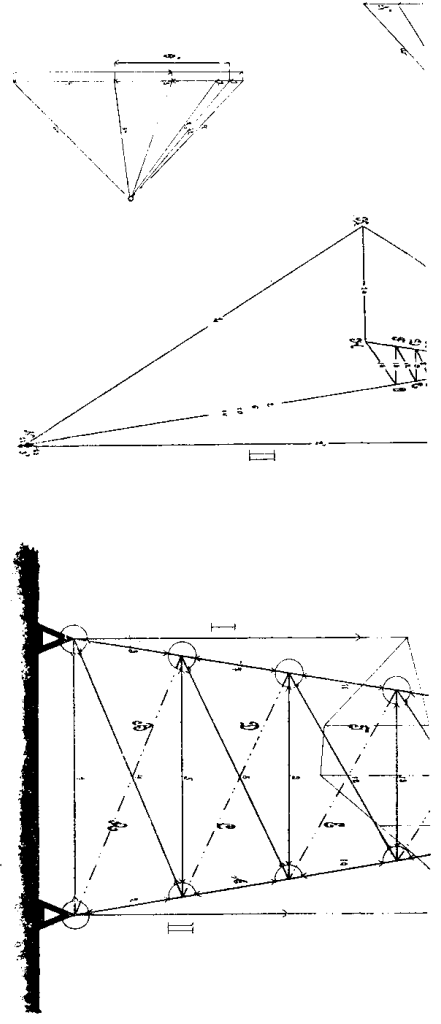


Черт. 45.

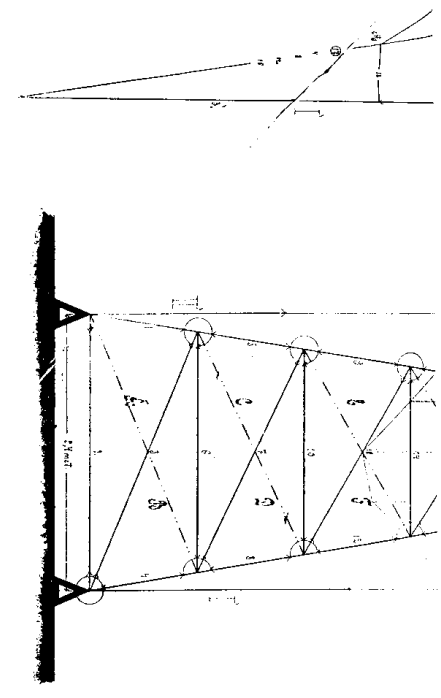


Черт. 46.

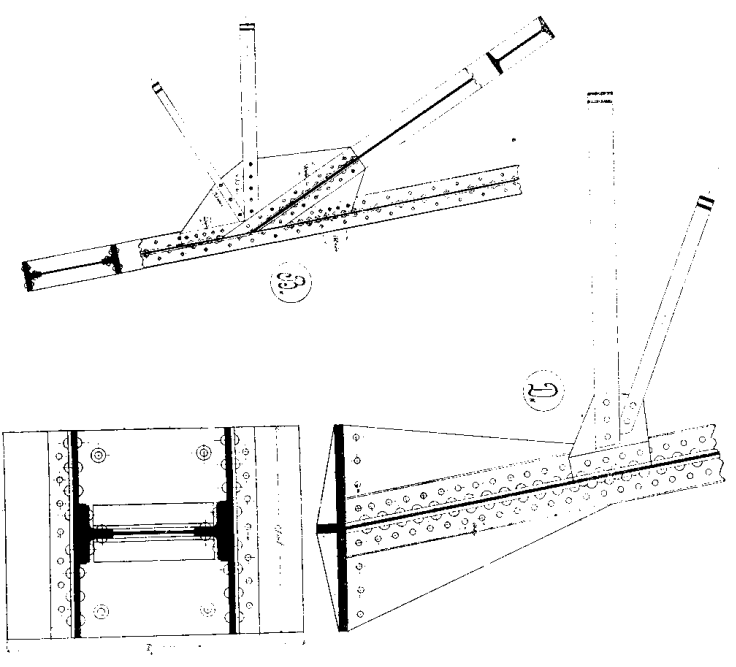




Черт. 53



Черт. 60.



Черт. 56.

