

инж. А. де - Фонтень.

---

# ЖЕЛЪЗО-БЕТОНЪ

его исторія,  
свойства и расчетъ.



Книгоиздательское =====  
===== Товарищество „ОРОСЪ“.

== 1911. ==

**Желъзо - бетонъ, его исторія,  
== свойства и расчетъ. ==**



## ПРЕДИСЛОВІЕ АВТОРА.

Техника строительнаго искусства, развиваясь постепенно, достигла своего высшаго развитія и побѣдила громадныя трудности, встрѣчаемыя неоднократно при разныхъ обстоятельствахъ, напр. при постройкѣ такихъ мостовъ, какъ мосты чрезъ р. Обь, Енисей, Каму и мн. др. При этихъ постройкахъ желѣзо являлось для пролетныхъ частей незамѣнимымъ матеріаломъ, а другіе матеріалы въ такихъ случаяхъ не могли совершенно съ нимъ соперничать.

Но въ повседневной практикѣ, чаще встрѣчается необходимость постройки болѣе скромныхъ сооружений, мостовъ съ меньшими пролетами, при томъ часто при специальныхъ условіяхъ, которыя вредно отражаются на прочности желѣза и вопросъ о долговѣчности желѣзной конструкціи подвергается большому сомнѣнію. Камень естественно явился матеріаломъ подходящимъ во многихъ случаяхъ для замѣны желѣза, такъ какъ, не подвергаясь, подобно дереву, атмосфернымъ вліяніямъ, обладаетъ достаточной прочностью и большою долговѣчностью.

Однако дороговизна камня, его вѣсъ, трудность обработки и примѣненія его въ разныхъ случаяхъ заставили строителей искать новыхъ матеріаловъ и постепенно прийти къ употребленію въ работу цементнаго бетона.

Свойство желѣза сцѣпляться съ цементнымъ бетономъ въ одно цѣлое помогли бетону занять вскорѣ важное мѣсто въ строительномъ искусствѣ подъ особымъ названіемъ „béton armé“ во Франціи или „желѣзобетона“ въ Россіи. Родиной желѣзобетона надо считать Францію. Lambot въ Carces вы-

строилъ въ 1850 г. изъ желѣзобетона лодку, потомъ садовникъ Монье строилъ желѣзобетонные резервуары въ своемъ саду. Можно однако считать, что только инж. Геннебинъ началъ строить желѣзобетонныя сооруженія въ собственномъ смыслѣ этого слова, примѣняя желѣзо на растяженіе въ растягиваемыхъ частяхъ постройки и предоставляя, главнымъ образомъ бетону, выдерживать сжимающія усилія внѣшнихъ силъ.

Лѣтомъ 1898 года онъ испытывалъ свой первый желѣзобетонный мостъ длиной  $12_{,00}$  *m* при ширинѣ  $4_{,00}$  *m*, который только при полезной нагрузкѣ въ 2500 *kilg* на 1 *m*  $\square$  поверхности моста (694<sub>,3</sub> пуда на 1 саж. кв.) сломался. Въ другихъ странахъ однако желѣзобетонъ долгое время вызывалъ недоброуверіе, какъ дѣло новое, а каждую неудачу старались истолковать въ смыслѣ непригодности желѣзобетона къ широкому его примѣненію въ строительномъ дѣлѣ. Такъ на парижской выставкѣ въ 1900 г. рухнулъ пѣшеходный желѣзобетонный мостъ, въ 1902 г. въ Базелѣ обрушился такой-же домъ, да и послѣ были не разъ неудачи при сооруженіи желѣзобетон. построекъ.

Однако, послѣ изслѣдованія причинъ каждаго отдѣльнаго несчастнаго случая, выяснялась всегда наличность недосмотра, неумѣнія и вообще причинъ, ничего общаго неимѣющихъ съ пригодностью желѣзобетона, какъ строительнаго матеріала.

Распространеніе знаній о желѣзобетонѣ сильно въ нѣсколько лѣтъ подвинуло его развитіе и теперь вездѣ онъ получилъ права гражданства и вышелъ изъ положенія секретнаго препарата, а начинаетъ дѣлаться предметомъ общаго достоянія. Въ литературѣ появлялось нѣсколько научныхъ дѣлъ, разсматривающихъ вопросъ съ точки зрѣнія даннаго лица и теоріи, которую оно примѣняло къ изслѣдованію свойствъ желѣзобетона, данное же пособие издается съ цѣлью дать общія понятія о желѣзобетонѣ и расчетъ его для разныхъ главнѣйшихъ случаевъ, могущихъ встрѣтиться въ практикѣ, безъ стремленія создавать новыя теоріи, а лишь съ желаніемъ сдѣлать постройки изъ желѣзобетона доступными для самаго широкаго круга лицъ.

## Свойства желѣзобетона.

Прежде чѣмъ дальше говорить о желѣзобетонныхъ постройкахъ перейдемъ къ изложенію общихъ свѣдѣній о его свойствахъ.

I. На первомъ планѣ надо поставить *силу сцѣпленія желѣза съ цементнымъ бетономъ*, отъ котораго собственно и зависитъ главнымъ образомъ большое сопротивленіе этого рода сооружений. Сцѣпленіе это настолько велико, что по-является какъ бы новый матеріалъ, который подобно желѣзу оказываетъ большое сопротивленіе дѣйствию внѣшнихъ силъ и обладаетъ большой эластичностью, имѣя въ то-же время всѣ свойства бетона.

Опыты при этомъ показали, что сила сцѣпленія желѣза съ цементомъ больше силы сцѣпленія частицъ самаго цемента въ бетонѣ между собою. Если выдергивать желѣзный пруть, задѣланный въ портландскій цементъ, то онъ вырывается заодно съ прилипшимъ къ нему слоемъ цемента, а такъ какъ поверхность разрыва цемента больше боковой поверхности прута, то слѣдовательно сила сцѣпленія желѣза съ цементомъ больше сопротивленія самаго цемента на разрывъ.—Вообще надо различать бетонъ и желѣзобетонъ.

Бетонъ есть смѣсь изъ цемента, песку и гравья или гранитнаго щебня при извѣстномъ количествѣ воды; непремѣнной же составной частью желѣзобетона является желѣзо (вообще желѣзные прутья), расположенное въ соотвѣтствующихъ частяхъ сооруженія. При этомъ сила сцѣпленія желѣза съ цементомъ сильно и замѣтно возрастаетъ со временемъ, и если послѣ 2-хъ недѣль она равна 20 — 25 *kg.* на 1 *cm*  поверхности сопротивленія, то спустя 5 недѣль она

достигаетъ 50 — 60 *klg.* Этотъ вопросъ обстоятельно изслѣдовалъ французскій ученый Consider, причемъ вообще выяснилось, что желѣзобетонныя сооруженія до года все увеличиваютъ свою прочность, каковая потомъ отъ времени нисколько не уменьшается, что является цѣннымъ свойствомъ этого рода построекъ.

II. Вода, а именно количество ея, имѣетъ большое вліяніе на силу сцѣпленія желѣза съ цементомъ, причемъ вода сама по себѣ должна быть чистой и не содержать въ себѣ вредныхъ кислотъ, могущихъ разъѣдать желѣзо. Бетонъ при достаточномъ количествѣ воды даетъ полную связь цемента съ желѣзомъ, что понятно сильно увеличиваетъ прочность сооруженія, но излишнее ея употребленіе дѣлаетъ однако бетонъ пористымъ и вредно вліяетъ на его прочность.

Все вышесказанное относится къ портуландскому цементу средняго качества и средней быстроты схватыванія. Совсѣмъ иная сила сцѣпленія желѣза съ цементомъ при быстрохватывающихся и шлаковыхъ цементахъ, причемъ въ этомъ случаѣ она много меньше и очень непостоянна.

Кромѣ того желѣзо въ шлаковыхъ цементахъ со временемъ ржавѣетъ и теряетъ свою крѣпость, что понятно очень вредно отзывается на прочности сооруженія, что совсѣмъ не замѣчается при употребленіи въ дѣло обыкновеннаго портуландскаго цемента средней быстроты схватыванія, получаемаго напр. отъ обжига мергеля, коего составъ можетъ быть приблизительно такой: (изъ окрестностей ст. Амвросьевка).

кремнезема . . . . .	17 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
глинозема . . . . .	3 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
извести . . . . .	43 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
магнезія . . . . .	0,7 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
- окиси желѣза . . . . .	1 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
летучихъ веществъ . . . . .	35,3 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>

III. Способность бетона предохранять желѣзо, погруженное въ него, отъ ржавчины очень важна въ строительномъ дѣлѣ. Хорошо извѣстно, какъ быстро пропадаетъ желѣзо вблизи желѣзнодорожныхъ мастерскихъ и паровозныхъ

депо, отъ дыма паровозовъ и сѣрнистыхъ испареній. Въ этихъ случаяхъ металлическія сооруженія ослабляются въ нѣсколько лѣтъ настолько, что дальнѣйшее пользованіе ими представляется положительно опаснымъ. Но и въ обыкновенныхъ постройкахъ желѣзо тоже сравнительно быстро ржавѣетъ; окраска замедляетъ разрушительное дѣйствіе окисленія, но далеко не предохраняетъ желѣза вполнѣ, и требуетъ постояннаго ремонта. Кромѣ того отдѣльныя метал. части не окрашиваются до склепки, а потомъ въ мѣста эти никакая кисть не пройдетъ и можно лишь замазать, что однако не мѣшаетъ процессу окисленія.

Между тѣмъ цементный бетонъ вполнѣ предохраняетъ желѣзо отъ ржавчины, какъ въ прѣсной, такъ и въ морской водѣ, что недавно ясно показали опыты Консидера, Баушингера, а также раскопки въ Испаніи, Италіи и Греціи. Здѣсь цѣли якорныя задѣланы были въ бетонъ болѣе 200 лѣтъ и вполнѣ сохранились. Замѣчена была также полная сохранность желѣзной арматуры въ трубахъ изъ желѣзобетона водопровода, уложеннаго въ Гренобль въ 1886 г., который осматривали въ 1901 г., причемъ напоръ воды былъ 25 *m*. Эту способность бетона предохранять желѣзо отъ ржавчины объясняютъ образованіемъ химической реакціи, которая (двойной силикатъ алюминія) поглощаетъ ржавчину и покрываетъ металлическія части тонкимъ непроницаемымъ слоемъ стекла, предохраняющимъ желѣзо отъ вліянія атмосферы и окисленія. Разстояніе желѣза отъ наружной поверхности бетона въ 25 *mm* даетъ вполнѣ надежную защиту желѣза отъ окисленія.

Не надо забывать, что все вышесказанное относится къ порландскому цементу; шлаковый цементъ, который сравнительно часто теперь примѣняется въ Германіи и въ особенности въ Соединенныхъ Штатахъ, совершенно не годится для желѣзобетонныхъ работъ, содержа въ себѣ частицы угля и даже сѣры. Если задѣлать желѣзные прутья въ бетонъ состава:

1 часть шлаковаго цемента  
2 части песку

и 5 частей антрацитнаго пепла, то приблизительно черезъ 4—5 недѣль они совершенно заржавѣютъ.

IV. Представляя какъ-бы новый строительный материалъ желѣзобетонъ имѣетъ свой коэффициентъ расширенія одинаковый для всей его массы и очень близкій къ таковому для желѣза, а именно:

коэффициентъ расшир. цементн. желѣзоб. (въ средн.)	0,00001210
„ „ желѣза	„ 0,00001223

Въ виду расширенія желѣзобетона отъ дѣйствія температуры выгодноѣ производить эти работы лѣтомъ, дабы зимой части сооруженія сжимались, такъ какъ бетонъ гораздо легче переноситъ сжатъе, нежели растяженіе. Причемъ не надо забывать, что вообще при большихъ морозахъ желѣзобетонныхъ работъ производить нельзя и минимальной температурой можно считать — 4° С.; при болѣе низкой температурѣ схватываніе цемента сомнительно, а сцѣпленъе съ желѣзомъ ничтожно.

Составляя неотлеплѣмую часть желѣзобетона, желѣзо однако имѣетъ, какъ мы видѣли, другой коэффициентъ расширенія и, казалось бы, что эта разность коэффициентовъ можетъ вредно отражаться на желѣзобетонныхъ постройкахъ, однако можно положительно утверждать, что въ существующихъ желѣзобетонныхъ сооруженияхъ не было замѣчено вреднаго вліянія этой разницы, такъ что опасенія, что годовыя измѣненія будутъ разстраивать и ослаблять эти конструкции, оказались на дѣлѣ неосновательными. Въ общемъ же по отношенію къ желѣзобетоннымъ постройкамъ надо соблюдать тѣ-же способы для избѣжанія вредныхъ вліяній расширенія и сжатъя частей, какъ и для металлическихъ конструкций, примѣняя, такъ называемые, температурные швы или разрѣзы. Практически для желѣзобетона можно считать возможными сооружения неразрывныхъ желѣзобетонныхъ плитъ съ балками, площадью около 90 кв. саж. при плоскихъ перекрытыяхъ и до 60 кв. саж. при сводчатыхъ.

V. Въ воздвигаемыхъ сооруженияхъ очень важно сопротивленіе частей его ударамъ и вообще *динамическому* дѣйствію силъ. Для того, чтобы признать данный строительный материалъ годнымъ для дѣла необходимо, чтобы

сооруженія изъ него *не сразу* разрушались подъ дѣйствіемъ силъ даже много превосходящихъ расчетную нагрузку, чтобы разрушеніе происходило постепенно, съ появленіемъ все новыхъ, видныхъ на глазъ деформаций. Желѣзобетонъ въ этомъ отношеніи представляетъ отличие отъ другихъ строительныхъ матеріаловъ, такъ какъ въ немъ мѣстное разрушеніе при дѣйствіи предѣльныхъ силъ происходитъ только въ одномъ мѣстѣ, не распространяясь на остальные части сооруженія. При наличности другихъ строительныхъ матеріаловъ такое мѣстное разрушеніе ведетъ за собою полное разстройство сооруженія и обращаетъ его въ кучу обломковъ.

Были произведены опыты (общество австрійскихъ инженеровъ и архитекторовъ) съ арками пролетомъ въ 23 метра, построенными изъ песчаника, кирпича, бетона и желѣзобетона, при чемъ оказалось, что разрушающая нагрузка въ моментъ появленія первой трещины превзошла расчетную нагрузку:

для свода изъ песчаника	на 30 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
„ „ „ кирпича	„ 59 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
„ „ „ бетона	„ 31 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
„ „ „ желѣзобетона	„ 86 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>

Эти опыты лишній разъ показали какое огромное значеніе имѣетъ желѣзная арматура въ бетонѣ, какъ въ отношеніи прочности, такъ въ отношеніи свойствъ, которыя получаетъ такое сооруженіе. Эти опыты производились при статической нагрузкѣ. Слѣдуетъ однако замѣтить, что на мостахъ подъ обыкновенную дорогу каждый камень при прохожденіи тележки является передачей для удара. Поэтому для мостовъ изъ желѣзобетона предпочтительно мостовая изъ асфальта, дерева или бетона, хотя на практикѣ повседневно употребляется мостовая изъ кубиковъ, какъ правильной тески, такъ и неправильной, что однако нисколько не повліяло на прочность этихъ мостовъ. Для желѣзнодорожныхъ мостовъ полезно класть слой баласта. Этихъ мостовъ изъ желѣзобетона въ Россіи построено сравнительно мало; какъ на одинъ изъ удачныхъ примѣровъ, можно указать на желѣзо-

дорожный мостъ изъ желѣзобетона пролетомъ 3 саж. около ст. Мариуполь Екатерин. ж. д. чрезъ Зинцевъ ручей.

При испытаніяхъ самымъ тяжелымъ паровозомъ онъ далъ упругій прогибъ въ 1 *mm*, т. е.  $\frac{1}{6400}$  пролета, хотя по договору этотъ прогибъ могъ быть въ 6,4 *mm*.

Очень интересное испытаніе было произведено на вліяніе толчковъ на мосту чрезъ р. Виенпе въ Шателлеро, состоящемъ изъ трехъ арокъ пролетомъ: средняя 50 метровъ, а крайнія по 40 метровъ. При прохожденіи катка въ 16 тоннъ упругая осадка въ ключѣ средней арки была 4,3 *mm*

т. е.  $\frac{4,3}{50000}$  или до  $\frac{1}{12000}$ ; когда же поперекъ моста уложены были деревянные бруски толщиной въ 50 *mm* на разстояніи 2500 *mm* одинъ отъ другого, и по нимъ проѣзжали тѣмъ же каткомъ, то прогибъ былъ 5,5 *mm*. Кромѣ этихъ опытовъ немало еще есть примѣровъ прекраснаго сопротивленія желѣзобетонныхъ сооружений динамическому дѣйствію силъ, напр. при установкѣ машинъ на желѣзобетонныхъ междуэтажныхъ полахъ. Къ желѣзобетоннымъ колоннамъ и балкамъ прикрѣпляютъ сплошь и рядомъ кронштейны и лежащая на нихъ трансмісія производитъ значительныя сотрясенія, что однако нисколько не уменьшаетъ крѣпости сооружений.

Наконецъ въ Вѣнѣ въ 1898 г. были произведены опыты съ разрушеніемъ желѣзобетоннаго свода, пролетомъ въ 13 *m* при 2 *m* ширины, динамитомъ, причемъ получились очень удачные результаты. Толщина въ ключѣ свода была 20 *cm*, въ пятахъ 32 *cm* при стрѣлѣ подъема 2,85 *m*. Былъ заложенъ зарядъ экразита въ 3 *klg* и покрытъ мѣшками съ пескомъ. Сила заряда соотвѣтствовала пробиванію бутовой плиты или каменнаго свода въ 90 *cm* толщиной.

Послѣ взрыва при осмотрѣ свода оказалось, что сводъ былъ разрушенъ только въ мѣстѣ взрыва, въ то время какъ ближайшая часть свода только на 20 *cm* вокругъ заложения заряда дала незначительныя трещины.

Изъ этого видно, что желѣзобетонъ благодаря арматурѣ локализируетъ дѣйствие мгновенной, динамической

нагрузки и безъ значительныхъ поврежденій поглощаетъ живую силу удара.

Наконецъ яркое доказательство того, что желѣзобетонъ выдерживаетъ удары, представляютъ желѣзобетонныя сваи, которыя забиваются паровыми бабами значительнаго вѣса, такъ какъ и сами сваи имѣютъ большой вѣсъ. Высота паденія этихъ паровыхъ бабъ доходитъ до 1200 *mm* при вѣсѣ бабы до 4200 *kg*.

Живую силу, образующуюся отъ паденія такой бабы, вполне легко безъ поврежденія выдерживаетъ и поглощаетъ свая размѣромъ 40 × 40 *cm* съ арматурой въ 4 прута діаметромъ по 32 *mm* съ горизонтальными связями изъ проволоки въ 5 *mm* чрезъ 15 *cm*.

VI. Желѣзобетонныя сооруженія при ихъ исполненіи не представляютъ никакихъ трудностей. Всѣ матеріалы, какъ желѣзо, песокъ, цементъ и щебень, а также и воду можно доставлять частями, и въ общемъ вѣсъ отдѣльныхъ частей не бываетъ больше 10—12 пуд. напр., бочки съ цементомъ, или 7—8 пудовъ, самые тяжелые желѣзные прутья.

VII. Нельзя не отмѣтить еще одно важное свойство бетона — это непроницаемость, что важно при сооруженіи резервуаровъ изъ желѣзобетона, причемъ цементная штукатурка является вполне достаточнымъ предохранительнымъ средствомъ отъ просачиванія, имѣя въ виду давленіе на нее отъ воды, причемъ для этой штукатурки составъ 1 : 1 является самымъ жирнымъ. Къ тому же со временемъ бетонъ самъ по себѣ дѣлается водонепроницаемымъ, такъ какъ вода, проникая въ поры бетона, осаждастъ въ нихъ разныя соли, преимущественно известковыя. Съ другой стороны вслѣдствіе соединенія извести съ углекислотой, содержатся въ водѣ и могутъ образоваться углекислыя соли, которыя также способствуютъ полной закупоркѣ поръ и воздушныхъ каналовъ въ массѣ бетона.

VIII. Желѣзобетонъ къ тому же обладаетъ свойствомъ останавливать и локализовать дѣйствіе пожара; вслѣдствіе незначительной теплопроводности, предохраняющей желѣзную арматуру отъ раскаиванія, желѣзо въ желѣзобетонѣ, въ случаѣ пожара, очень не скоро подвергается его дѣйствію.

а потому долгое время огонь не производит дѣйствія на желѣзобетонное сооруженіе, и тушеніе водой, несмотря на охлажденіе, не производитъ никакихъ деформаций въ сооруженіи, чего понятно нельзя сказать о перекрытыяхъ на желѣзныхъ балкахъ, которыя, накалившись, при тушеніи потомъ водой скручиваются и служатъ причиной разрушенія большихъ сооружений.

IX. При всѣхъ вышеописанныхъ качествахъ желѣзобетонъ много дешевле желѣзныхъ конструкцій что даетъ ему возможность распространяться все больше и больше.

Говоря о качествахъ желѣзобетона, надо упомянуть и о недостаткахъ, каковыми являются:

1. Ограниченный срокъ производства работъ, почти исключительно лѣтомъ.

2. Необходимость возводить каждый разъ дорогостоящую и хлопотливую опалубку.

3. Необходимость выдержать желѣзобетонную постройку въ опалубкѣ, предъ употребленіемъ въ дѣло, довольно продолжительный срокъ, въ общемъ не меньше 4—5 недѣль со дня окончанія работы.

### **Системы желѣзобетонныхъ сооружений.**

Системы желѣзобетонныхъ конструкцій отличаются главнымъ образомъ типомъ арматуры, которая, составляя одно цѣлое съ бетономъ и являясь важнѣйшимъ факторомъ прочности, естественно обратила на себя вниманіе строителей. Главнымъ образомъ всѣ предложенныя формы арматуры ясно носятъ на себѣ желаніе не дать желѣзу возможность перемѣщаться въ бетонной массѣ.

1. И такъ способъ Ranson'a введенъ въ 1884 году и распространился въ Америкѣ. Эта система состоитъ въ скручиваніи квадратныхъ желѣзныхъ прутьевъ въ холодномъ состояніи; понятно что при этомъ скольженіе желѣза въ бетонѣ невозможно.

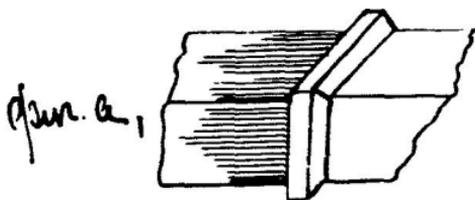
2. Основанъ на той же идеѣ способъ Johnson'a. Эта система имѣетъ распространеніе главнымъ образомъ въ Аме-

рикѣ и состоитъ въ употребленіи въ дѣло для арматуры желѣзобетонныхъ сооружений квадратнаго желѣза, прокатаннаго въ вальцахъ такъ, что оно имѣетъ мѣстныя утолщенія, какъ это показано на фиг. а, 1.

3. Профиль Kahn'a имѣетъ ту же идею.

4. Болѣе интереснымъ и оригинальнымъ является профиль „*métal déployé*“, изобрѣтеніе американца Golding'a. Онъ

изготавливается изъ цѣльнаго листа, который такъ рѣжутъ, а потомъ растягиваютъ, что получается сѣтка, съ клѣтками въ видѣ ромбовъ.



5. Удобнымъ матеріаломъ также, а главное для крупныхъ частей, являются рельсы, но въ виду вѣса и дороговизны можно ихъ рекомендовать только при условіи, что они являются бракомъ, а поэтому на желѣзныхъ дорогахъ этотъ родъ конструкцій очень распространенъ и этотъ типъ можно назвать рельсобетоннымъ. Такъ построены мосты близъ ст. Караванная Екатерин. ж. д., чрезъ б. Безымянную.

6. Самая распространенная арматура однако это круглые желѣзные прутья, которые въ системѣ Монье укладываются по двумъ взаимно перпендикулярнымъ направленьямъ, и въ пересѣченьяхъ ихъ прутья связываются одноиметровой проволокой. Такое расположеніе прутьевъ мѣшаетъ ихъ скользенью въ массѣ бетона.

7. Инж. Геннебикъ вмѣсто связыванія прутьевъ ставитъ, чрезъ одно пересѣченіе, такъ назыв. хомуты т. е. согнутые вдвое куски полосоваго желѣза  $20 \times 1\frac{1}{2}$  мм и др. размѣровъ, причемъ края такого хомута отогнуты въ разныя стороны.

У Такие же хомуты ставитъ инж. Геннебикъ въ балки. Въ практикѣ часто отступаютъ отъ предложенныхъ Геннебикомъ плоскихъ хомутовъ, употребляя такіе же изъ круглой или овальной (бракованной) проволоки въ балкахъ,

и совсѣмъ не употребляя хомутовъ въ плитахъ, такъ какъ всушности пользы отъ нихъ въ плитахъ немного или она ничтожна.

8. Система Мелана изъ тавровыхъ балокъ или рельсъ соединенныхъ болтами или угольниками.

9. Наконецъ надо упомянуть о системѣ Матрая. Въ этой системѣ при помощи проволочныхъ канатовъ, закрѣпленныхъ за конецъ двухтавровыхъ балокъ, нагрузка, дѣйствующая на нихъ, съ середины частью переносится на края балокъ, чѣмъ въ общемъ уменьшается размѣръ балокъ при той же нагрузкѣ. Между балками образуютъ сѣтку, которую набиваютъ бетономъ средняго качества, такъ какъ вся крѣпость сооруженія жидется на балкахъ и канатахъ, а бетонъ представляетъ собою лишь заполненіе, такъ что собственно эту систему нельзя назвать желѣзобетонной и она есть скорѣе переходъ отъ бетонныхъ сводовъ на балкахъ къ желѣзобетоннымъ сооруженіямъ въ собственномъ смыслѣ слова.

Изложивъ вкратцѣ сущность желѣзобетонныхъ сооружений, исторію ихъ, свойства желѣзобетона, главныя системы и типы арматуръ, перейдемъ теперь къ производству желѣзобетонныхъ работъ и къ расчету этого рода сооружений.

### **Производство работъ.**

Выборъ матеріаловъ всегда составляетъ главную заботу строителя; для желѣзобетона же, въ особенности, качество матеріаловъ, его составляющихъ, сильно влияетъ на прочность сооруженія.

Какъ мы знаемъ, въ составъ желѣзобетоннаго сооруженія помимо деревянной опалубки, составляющей вспомогательную часть его, входятъ, какъ неотъемлемыя его составныя:

- а) желѣзо,
  - б) гравій или щебень (гранитный),
  - с) песокъ,
  - д) цементъ,
- и е) вода для составленія замѣси необходимая.

## Ж е л ѣ з о .

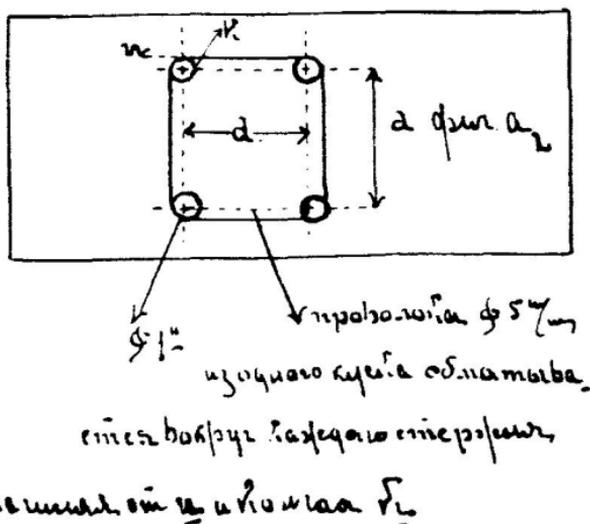
Какъ было уже сказано, желѣзо своими свойствами и способностью сцѣпляться съ бетономъ послужило причиной появленія новаго строительнаго матеріала, который теперѣ носить самостоятельное названіе „желѣзобетонъ“.

Естественно поэтому, что вопросъ о томъ каково же должно быть это желѣзо прямо бросается въ глаза. Напрашивается, безусловно, мысль: вліять на увеличеніе вышеуказанныхъ свойствъ желѣза. Не дать возможности желѣзу скользить въ массѣ бетона озабачивало всѣхъ строителей, откуда и появились разныя системы арматуры, въ коихъ желѣзу придавалась съ этой цѣлью особая форма или специальный профиль, и въ этомъ направленіи, какъ мы выше видѣли, изобрѣтательность пошла достаточно далеко. Однако обыкновенные круглые прутья, въ виду ихъ простоты и удобства прокатки а потому и дешевизны, заняли первенствующее мѣсто въ желѣзобетонномъ строительствѣ. Какъ специальныхъ профилей, такъ и обыкновенныхъ круглыхъ желѣзныхъ прутьевъ поверхность должна быть свободна отъ всякихъ жировъ и маселъ.

Ржавые прутья, насколько это свѣжая ржавчина, могутъ безъ очистки употребляться въ дѣло; со временемъ эта ржавчина сама исчезнетъ. Такая круглая арматура вполне отвѣчаетъ цѣли и, не будучи привилегированной, является самой удобной для строителя.

При этомъ желѣзо должно давать на разрывъ сопротивленіе около 34 *klg* на 1 *mm*<sup>2</sup>, при удлиненіи до 13%—12%. Въ виду того, что литая сталь даетъ временное сопротивленіе на разрывъ до 48 *klg* на 1 *mm*  $\square$ , при удлиненіи отъ 20 до 23%, то, при ея наличности, полезно ее брать въ качествѣ арматуры для желѣзобетоннаго сооруженія, такъ какъ, давая такимъ образомъ большой запасъ прочности, она не дороже желѣза. Для хомутовъ и связи прутьевъ колоннъ, свай и т. д. можно употреблять овальную проволоку (бракованную по отношенію къ ея формѣ), причемъ, если проволока должна сгибаться больше 180°, то ее надо предварительно отжечь. Вопросъ о сгибаніи желѣзной арматуры долженъ

обратить на себя внимание строителя. До диаметра въ 1" можно сгибать желѣзные прутья въ холодномъ состояніи, не больше однако 90°, и только проволоку оттоженную можно обвивать вокругъ главныхъ прутьевъ арматуры на холоду. Напримѣръ, такъ называемые крючки, на колонну или сваю изготовляются изъ 5 *мм* оттоженной проволоки предварительно на шаблонѣ, а потомъ нанизываются на прутья сваи, чѣмъ достигается аккуратность работы.



Въ доску  $a$ , толщиной около  $1\frac{1}{2}$  вершка, вбиты четыре желѣзныхъ стержня на разстояніи, соотвѣтствующемъ размѣру изготовляемой сваи или колонны (для размѣра  $30 \times 30$  *см*, при арматурѣ діаметромъ 1", величина  $a$  будетъ равна 24 *см*). — Прутья толще одного дюйма діаметромъ сгибаются въ нагрѣтомъ состояніи; для этого при болѣе крупныхъ работахъ полезно имѣть на мѣстѣ работъ горни и наковальню. Многіе строители концы прутьевъ въ балкахъ дѣлаютъ въ видѣ ласточкина хвоста; эта операція, понятно, тоже должна быть произведена въ нагрѣтомъ состояніи. Въ послѣднее время вмѣсто этого расчемленія загибаютъ концы прутьевъ подъ угломъ въ 180°, что во всякомъ случаѣ больше помогаетъ неизбѣжности положенія желѣзныхъ

прутьевъ въ массѣ бетона. При большихъ пролетахъ въ мостахъ является необходимость заказывать на заводахъ для главныхъ балокъ желѣзные прутья длиной до 17—20 *m* при діаметрѣ до 38 *mm*; такіе прутья въ несогнутомъ состояніи можно перевозить лишь на двухъ сцѣпленныхъ платформахъ, что обходится очень дорого. Обыкновенно заводъ, съ согласія строителя — заказчика, пересылаетъ такіе прутья въ согнутомъ состояніи, причемъ понятно при прокаткѣ заводу безразлично согнуть такой пруть при любомъ радіусѣ сгиба. Надо безусловно предлагать радіусъ этого сгиба на 180° дѣлать какъ можно больше, лишь бы въ результатѣ пруть помѣстился по ширинѣ платформы. Вопросъ этотъ очень важенъ, такъ какъ расгибать такіе прутья надо непременно въ нагрѣтомъ состояніи, что можетъ повести къ случайнымъ перегрѣвамъ, между тѣмъ эти прутья составляютъ главную прочность основныхъ балокъ, а слѣдовательно и самого моста.

Вообще полезно заказывать для желѣзобетонныхъ построекъ мѣрное желѣзо согласно спецификаціи, составляемыхъ при вычерчиваніи проекта. Этотъ пріемъ удешевляетъ постройку, такъ какъ тогда обрѣзки не пропадаютъ непроизводительно. До послѣдняго времени, въ виду конкуренціи желѣзодѣлательныхъ заводовъ, эти послѣдніе довольно охотно исполняли такіе заказы, не увеличивая особенно цѣны. Съ 1909 года въ виду образования желѣзнаго треста въ Россіи, заводы или совсѣмъ не принимаютъ подобнаго рода заказовъ въ отношеніи мѣрности прутьевъ или заставляютъ платить за это цѣну, которая поглащаетъ всю выгоду отъ такого способа заготовки арматуры. Поэтому теперь строитель имѣетъ передъ собой задачу приготовления арматуры на мѣстѣ работъ. Удобнѣе всего для этой цѣли брать въ дѣло американскіе ножницы, на которыхъ одинъ человекъ можетъ рѣзать на холоду жезѣзо до 1" діаметромъ, большаго же діаметра прутья слѣдуетъ, по мѣрѣ возможности, заказывать на заводахъ длиной согласно спецификаціи. На практикѣ можетъ часто встрѣтиться необходимость увеличить длину прутьевъ, разъ болѣе длинныхъ нѣтъ на мѣстѣ работъ. Вообще говоря, сварка нежелательна, однако нельзя безусловно ее исключать. Важно какъ исполнить сварку,

и какъ расположены одно относительно другого мѣста сварки. Если сварка сдѣлана аккуратно и умѣло, и мѣста сварки расположены въ шахматномъ порядкѣ, то опасаться недоразумѣній нечего.

Кромѣ круглаго желѣза употребляется еще полосовое, главнымъ образомъ на подвѣски или хомуты. Употребленіе этихъ хомутовъ вызвано, какъ было сказано выше, заботой о томъ, чтобы желѣзная арматура не перемѣщалась въ массѣ бетона, а также чтобы въ балкахъ они сопротивлялись скалывающимъ усиліямъ. Хотя для плитъ хомуты предложилъ Геннебикъ, но польза употребленія ихъ подлежитъ въ данномъ случаѣ большому сомнѣнію. Дѣйствительно, благодаря наличности хомутовъ, устанавливается бѣльшая связь между арматурой и массой бетона, однако связываніе арматуры въ мѣстахъ пересѣченія прутьевъ вполне обезпечиваетъ неизблемость арматуры въ бетонѣ, разслаиваніе же плиты при небольшой ея толщинѣ и аккуратной работѣ маловероятно. Между тѣмъ хомуты изъ плоскаго желѣза, благодаря наличности острыхъ краевъ, рѣжутъ бетонъ и потому въ резервуарахъ безусловно хомуты не рекомендуются, такъ какъ служатъ причиной ихъ течи.

Для балокъ же подвѣски дѣлать предпочтительно изъ 6—7 *мм* проволоки, доводя ихъ концы до плиты, какъ показано на фиг. а<sub>3</sub>.



Будучи практичнѣе, этотъ типъ хомутовъ къ тому же удобнѣе для строителя, въ виду того, что онъ свободенъ отъ привилегіи, хотя Геннебикъ привиле-

гировалъ собственно лишь форму хомутовъ изъ плоскаго желѣза. Въ виду вышесказаннаго примѣненіе полосоваго желѣза въ желѣзобетонѣ можно ограничить употребленіемъ его лишь, какъ упоръ для вертикальныхъ прутьевъ колоннъ, что важно въ виду бѣльшей его цѣны противъ круглаго желѣза.

## Гравій и щебень.

Если важно, чтобы желѣзо имѣло всѣ возможныя и присущія ему качества въ самой высокой степени, то неменѣе должна быть сильна забота объ употребленіи въ желѣзобетонное сооружеііе хорошаго гравія или щебня. Въ данномъ случаѣ надо различать разные сорта этого матеріала. Въ общемъ онъ долженъ быть тщательно промытъ предъ употребленіемъ въ работу и не долженъ содержать никакихъ землистыхъ примѣсей. Въ Петербургѣ составляютъ бетонъ изъ двухъ сортовъ гравія: обыкновеннаго — болѣе мелкаго, и, такъ называемаго, лахтинскаго — болѣе крупнаго.

Также и въ другихъ приморскихъ мѣстностяхъ берутъ въ дѣло морской гравій. Если такой гравій не содержитъ ракушекъ, то это одинъ изъ лучшихъ матеріаловъ для составленія бетона. Несмотря на свою гладкую поверхность онъ прекрасно схватывается съ цементомъ и при испытаніяхъ желѣзобетонное сооруженіе изъ такого бетона даетъ прекрасные результаты.

Дальше въ нѣкоторыхъ мѣстностяхъ можно найти мелкій хрящъ разныхъ вывѣтрившихся каменныхъ породъ; во многихъ случаяхъ это матеріалъ вполне пригодный для бетона; чаще однако этотъ гравій настолько вывѣтрился, что при треніи между ладонями, онъ обращается въ глинистый порошокъ, и, понятно, для бетона не годится. Очень часто эти куски хряща, обладая достаточной крѣпостью, загрязнены землистыми частицами, которыя такъ плотно къ нимъ пристали, что обыкновенное обмываніе водой не можетъ обчистить этихъ частицъ. Въ данномъ случаѣ является сомнительнымъ, чтобы такой нечистый гравій могъ плотно схватиться съ цементомъ и потому рекомендовать его въ работу нельзя, въ особенности для болѣе тонкихъ желѣзобетонныхъ построекъ.

Наконецъ въ бетонъ употребляютъ щебень. Понятно, что кирпичный щебень для желѣзобетонныхъ работъ ни подь какимъ видомъ употреблять нельзя. Кирпичъ впитываетъ въ себя влагу, которая, при замерзаніи, разрываетъ бетонъ,

давая трещины по всѣмъ направленіямъ. Въ дѣло можетъ быть употребленъ лишь щебень гранитный. Получить его можно, разбивая большіе осколки гранитныхъ породъ на болѣе мелкіе, въ ручную или машинами. Машины, употребляемыя для этой цѣли, называются дробилками и принципъ ихъ состоитъ въ томъ, что камень бросаютъ въ промежутокъ между двумя щеками, изъ которыхъ одна неподвижна, а другая приводится въ качательное движеніе при помощи шатуновъ. Валъ ведущій шатуны вращается или отъ привода или отъ отдѣльнаго мотора. Щека подвижная можетъ измѣнять положеніе, сообразно съ чѣмъ будетъ измѣняться размѣръ получаемого щебня. Кромѣ гранита для тойже цѣли пригоденъ и плотный песчаникъ.

Такой щебень надо считать идеальнымъ, такъ какъ, обладая всѣми качествами, какъ и морской гравій, имѣетъ къ тому же шероховатую поверхность, которая великолѣнно схватывается съ цементомъ и составляетъ съ нимъ одно цѣлое. Такой щебень очень легко очистить отъ земляныхъ частицъ простымъ обмываніемъ водой. — Вопросомъ еще очень важнымъ для щебня и гравія является ихъ размѣръ.

Принято его не дѣлать больше 25—30 *mm* для желѣзобетонныхъ сооружений, имѣющихъ болѣе тонкія части, и не болѣе 40 *mm* для крупныхъ частей, въ особенности для рельсобетонныхъ построекъ. Для гравія соблюсти это правило очень легко; для щебня вопросъ этотъ труднѣе, такъ какъ раздробленіе на болѣе мелкіе куски довольно дорого, но результаты при употребленіи въ дѣло такого щебня получаются блестящіе и вполне оправдываютъ затраченный трудъ. Чтобы выдержать размѣръ щебня слѣдуетъ его просѣвать чрезъ соответствующее сито. Мелочь каменную получаемую при этомъ полезно примѣшивать къ песку, промывъ ее предварительно водой.

## П е с о к ъ .

Песокъ вообще долженъ быть кварцевый, по возможности крупнозернистый и настолько тщательно промытый, чтобы скрипѣлъ въ рукѣ. Примѣсь глины, также какъ и пы-

ли или грязи безусловно нежелательна. Назначеніе песку заполнить пустоты, которыя находятся въ массѣ гравія или щебня, потому его отношеніе къ объему этихъ послѣднихъ матеріаловъ не можетъ быть величиной постоянной, а должно быть опредѣлено каждый разъ отдѣльно для даннаго случая. Удобнымъ и легкимъ способомъ опредѣленія отношеній объемовъ песку и гравія или щебня можно считать нижеслѣдующій. Въ ведро насыпаютъ до верху гравія или щебня, послѣ чего наливаютъ въ него воды до тѣхъ поръ, пока не станетъ выливаться. Воды помѣстится столько, сколько позволяютъ пустоты между частицами гравія или щебня. Опредѣливъ объемъ этой воды получимъ количество песку, (по объему) которое надо для составленія бетона.

Для отдѣленія отъ песку землистыхъ частицъ его тоже просѣваютъ чрезъ соотвѣтствующее сито размѣромъ приблизительно въ  $1\frac{1}{8}$ " , а также полезно песокъ промывать.

## Ц е м е н т ъ .

Цементъ долженъ быть портландскій и вообще удовлетворять всѣмъ техническимъ условіямъ на приѣмну портландъ — цементовъ, утвержденнымъ постановленіями Министрства Путей Сообщенія. При этомъ рекомендуются цемента медленно схватывающіеся.

Шлаковые и быстросхватывающіеся цемента для железобетонныхъ работъ не годятся. Надо обращать вниманіе, чтобы цементъ, предназначенный въ работу, не былъ подмоченъ; поэтому предлагается брать въ дѣло цементъ въ бочкахъ, а не въ мѣшкахъ, и складывать его подъ навѣсомъ, подъ хорошей крышей. Подъ такимъ навѣсомъ укладываются брусія размѣра  $3 \times 3$  вершка приблизительно, и на нихъ накатываются бочки съ цементомъ; при такихъ условіяхъ можно быть увѣреннымъ, что цементъ подмоченнымъ не будетъ. Вообще полезно каждую партію цемента испытать предъ употребленіемъ въ дѣло, опредѣлить его химическій составъ, удѣльный вѣсъ, тонкость помола, постоянство объема и срокъ схватыванія. Назначеніе цемента

заполнить пустоты, которыя имѣются въ массѣ песку и связать все въ одно цѣлое, такъ что опредѣленіе его количества можетъ быть аналогично опредѣленію количества песка по отношенію къ такому гравію.

Вообще же практика указала уже напередъ ту пропорцію, которая пригодна для даннаго случая. Очень пригодна пропорція одной части цемента на двѣ части песку и четыре части гранитнаго щебня или гравія.

Интересно также испытать пригодность цемента скоро, безъ особыхъ приспособленій. Такимъ способомъ пробы цемента можетъ служить нижеслѣдующій.

Изъ небольшого количества цемента (безъ песку) съ нѣкоторымъ количествомъ воды приготовляемъ лепешку діаметромъ сантиметровъ десять и высотой сантиметра два. Этой лепешкѣ дадимъ высохнуть въ продолженіи двадцати четырехъ часовъ на кускѣ стекла безъ доступа вѣтра и солнца (въ комнатѣ). Послѣ этого кипятимъ ее въ водѣ въ продолженіи шести часовъ бизпрерывно.

Лепешка должна получиться очень твердой, безъ трещинъ по краямъ. Годный для желѣзобетонныхъ работъ цементъ всегда выдержитъ съ успѣхомъ подобную пробу.

Въ Россіи на югѣ обжигаютъ мергель (составъ см. стр. 8) въ специальныхъ печахъ для полученія портландъ-цемента. Амвросьевскій мергель даетъ очень удобный для работъ медленно схватывающій цементъ.

## В о д а .

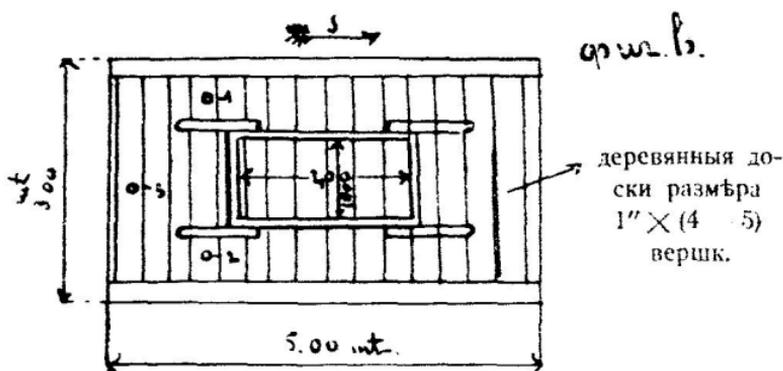
Какъ мы уже видѣли, вода въ бетонѣ играетъ значительную роль и отъ количества ея зависитъ его пористость, меньшая или бѣльшая.

Температура воды не должна быть ниже  $+4^{\circ}$  С., иначе схватываніе цемента происходитъ въ ненормальныхъ условіяхъ. По окончаніи работы поливаютъ водою работу еще недѣли двѣ, въ особенности въ жаркое время. Вода должна быть чиста и не содержать въ себѣ кислотъ, вредно дѣйствующихъ на желѣзную арматуру.

## Приготовление бетона.

Обыкновенно бетонъ или смѣшиваніе между собою цемента, песка, гравья или щебня съ нѣкоторымъ количествомъ воды готовится въ ручную.

Изъ досокъ втораго сорта устраивается на землѣ горизонтальный помостъ, покрытый крытымъ навѣсомъ. Вообще обходятся безъ такого навѣса, но онъ желателенъ для охраненія приготовляемого бетона, какъ отъ дождя, такъ и слишкомъ интенсивныхъ солнечныхъ лучей; самъ помостъ служитъ для приготовления на немъ замѣсовъ.



Очень распространенъ составъ бетона приблизительно 1:4:8 по объему. Для этого готовятъ ящикъ безъ дна изъ досокъ втораго сорта размѣра  $2 \times 1 \times 0,33$  м, т. е. объемомъ  $0,66$  м<sup>3</sup>.

Вообще объемъ бетона (готоваго) равенъ объему потребленнаго гравья, такъ что здѣсь выходитъ 1 бочка цемента на  $8 \times 0,080 = 0,64$  м<sup>3</sup> бетона, или 16 бочекъ цемента на 1 саж. куб. бетона, къ чему надо еще прибавить до 2 бочекъ цемента на заливку.

Всыпаютъ въ этотъ ящикъ, поставленный на помостъ, восемь бочекъ (10-ти пудоваго размѣра) цементныхъ щебня гранитнаго или гравья; сверху сыпятъ еще четыре такихъ же бочки песку. Послѣ этого двое рабочихъ поднимаютъ за рукоятки ящикъ кверху; послѣ снятъя этого ящика образуется на помостъ усѣченная призма. Ставятъ по бокамъ

этого разсыпаннаго бетона двухъ рабочихъ съ лопатами (такъ назыв. совковыми) и одного впереди (точки 1, 2 и 3) съ граблями. Рабочіе 1 и 2 перекидываютъ лопатами щебень и песокъ въ сторону рабочаго съ граблями и двигаются по направленію стрѣлки *s*. Въ тоже время третій рабочій разравниваетъ массу такъ, чтобы не было отдѣльныхъ кучекъ песку или щебня. На перемѣшанный такимъ образомъ составъ разворачиваютъ одну десятипудовую бочку цемента. Вышеуказанный способъ перемѣшиванія состава повторяютъ опять, и наконецъ еще разъ перемѣшиваютъ составъ, но третій рабочій вмѣсто грабель имѣетъ въ рукахъ поливалку съ водой. Перемѣшанный такимъ образомъ составъ долженъ дать массу сѣраго цвѣта, эластичную и вполне однородную. Отъ количества воды будетъ зависѣть степень влажности этого бетона. Не надо забывать, что песокъ обыкновенно бываетъ влаженъ, а поэтому вообще количество воды измѣняется въ каждомъ данномъ случаѣ, даже при одной и той же пропорціи составныхъ частей.

По степени влажности бетонъ можно принципиально раздѣлить на два сорта.

Во первыхъ: пластичный бетонъ съ прибавкою воды отъ 6 — 12%; онъ представляетъ собою густую мягкую массу, которая стремится расползтись по помосту и заполнить, подобно жидкости, всѣ углубленія безъ трамбованія.

Такимъ пластичнымъ бетономъ слѣдуетъ заполнять формы балокъ перекрытій и вообще тѣхъ частей желѣзобетонныхъ сооружений, гдѣ по расчету, согласно правиламъ сопротивленія матеріаловъ, приходится ставить много желѣза. Между горизонтальными прутьями арматуры въ такихъ случаяхъ трамбовка пройти не можетъ, въ то время какъ пустоты безусловно вредно бы отразились на прочности сооруженія. Вышеупомянутый пластичный бетонъ самъ заполняетъ всѣ промежутки между прутьями арматуры. Незначительное трамбованіе такой массы вполне намъ обезпечить, что арматура со всѣхъ сторонъ будетъ облеплена тонкимъ слоемъ цементнаго раствора. Понятно, что такой пластичный бетонъ долженъ быть жирный, такъ какъ часть цемента

можетъ вытечь чрезъ щели опалубки, благодаря довольно значительному количеству воды.

Во вторыхъ можно приготовить бетонъ съ 5—4% воды, который въ рукѣ образуетъ комъ съ влажной поверхностью. Такой бетонъ держится въ кучѣ и требуетъ болѣе энергичнаго трамбованія. Въ такихъ случаяхъ получается въ результатъ поверхность, на которой выступаетъ мѣстами вода.

Берлинскій профессоръ Mörsch въ 1903 году производилъ опыты для опредѣленія измѣненія силы сцѣпленія желѣза съ цементнымъ бетономъ въ зависимости отъ процентнаго содержанія воды въ замѣсѣ, что представлено въ нижепомѣщенной таблицѣ:

Составъ замѣса	Сила сцѣпленія въ килограмм. на $1\text{см}^2$		
	при 10% воды	при 15% воды	при 25% воды
	п о о б ъ е м у		
1 : 3	19	40	23
1 : 4	26	38	24
1 : 5	30	21	8
1 : 6	27	19	12
1 : 7	16	15	9
1 : 8	12	10	7

Изъ этой таблицы можно замѣтить, что при болѣе тощихъ замѣсахъ количество воды не такъ сильно влѣяетъ на силу сцѣпленія желѣза съ цементомъ и что слишкомъ большое количество воды оказываетъ вредное влѣянiе на это свойство металла. Повторимъ, что при температурѣ ниже  $-4^{\circ}\text{C}$ . работъ производить изъ желѣзобетона не слѣдуетъ.

Что касается поливки, то её не слѣдуетъ производить ни въ сырыхъ помѣщенiяхъ, ни при температурѣ ниже  $0^{\circ}\text{C}$ . Если желѣзобетонная работа окончена до морозовъ, то все-

такъ надо заботиться о томъ, чтобы бетонъ выстоялся въ возможно нормальныхъ условіяхъ, а поэтому надо верхнюю поверхность прикрывать соломой и рогожами.

При болѣе крупныхъ работахъ производство замѣсовъ въ ручную затруднительно, и невыгодно, какъ въ отношеніи стоимости, такъ и въ отношеніи потери времени; одна партія рабочихъ лѣтомъ за рабочій день не сѣмѣетъ приготовить болѣе 25 замѣсовъ такихъ, какъ мы говорили выше, (т. е. въ общемъ 13 бочекъ цементныхъ въ одномъ замѣсѣ), или едва 1,5 куб. саж. бетона, а между тѣмъ нужно задолжать около 8 человекъ, считая въ томъ числѣ трехъ рабочихъ при составленіи бетона, одного десятника и двѣ пары подносчиковъ.

Въ послѣднее время вошло въ большое употребленіе машинное приготовленіе замѣсовъ.

Замѣчается понятно большая экономія въ стоимости, во времени, а также и въ качествѣ работы, такъ какъ аккуратность составленія замѣсовъ въ ручную при большомъ ихъ количествѣ подвергается большому сомнѣнію.

Эти мѣшалки приводятся во вращеніе или отъ привода или имѣютъ свой электрическій моторъ.

Принципъ такой мѣшалки состоитъ въ томъ, что въ ковшъ, расположенный надъ машиной, бросаютъ по порядку матеріалы, составляющіе замѣсъ, въ соотвѣтствующей пропорціи; весь этотъ матеріалъ попадаетъ на архимедовъ винтъ, который вращается, хорошо перемѣшиваетъ составъ и передвигаетъ его къ выходному отверстию. Когда одинъ замѣсъ вышелъ изъ машины, бросаютъ въ ковшъ слѣдующій замѣсъ и т. д.; надъ архимедовымъ винтомъ помѣщена трубка съ отверстиями, по которой проходитъ вода; помѣщеннымъ передъ трубкой краномъ регулируютъ количество притока воды. Для обслуживанія такой мѣшалки, производительностью до 3 куб. саж. въ день, достаточно пяти рабочихъ, т. е. двѣ пары подносчиковъ и рабочаго, который будетъ стоять при машинѣ, слѣдитъ за ходомъ ея, смазкой, притокомъ воды. Особаго десятника въ данномъ случаѣ не нужно, такъ какъ перемѣшиваніе не зависитъ отъ рабочихъ и производится мѣшалкой автоматически.

Krantz предложилъ бросанье уже смѣшаннаго въ ручную состава на нѣсколько наклонныхъ плоскостей такъ, чтобы, падая съ одной на другую, онъ окончательно перемѣшался. Идея эта очень примитивна и никакой почти пользы принести не можетъ, такъ какъ, какъ было сказано, надо перемѣшать сначала составъ въ ручную, да кромѣ того мокрый составъ будетъ задерживаться на наклонныхъ плоскостяхъ и во всякомъ случаѣ этотъ способъ на успѣшность работъ повліять не можетъ.

При производствѣ работъ важно все заблаговременно обдумать, дабы удешевить работу. Для этого слѣдуетъ подвозить гравій или щебень, песокъ и лѣсъ для опалубки возможно ближе къ мѣсту производства работъ, а также слѣдуетъ непосредственно около работъ устанавливать мѣшалки.

### Исполненіе работъ желѣзобетоннаго сооруженія.

Имѣя хорошо и въ нужной пропорціи составленный замѣсъ можемъ приступить къ заполненію имъ формъ. Принципіально слѣдуетъ стараться, чтобы не было большаго промежутка времени между двумя послѣдовательными заполненіями формъ бетономъ.

Горизонтальныхъ швовъ въ бетонѣ допустить нельзя. Вертикальныя спайки допускаются, но предъ продолженіемъ работы на слѣдующій день, надо шовъ надрубить, полить цементнымъ молокомъ и особенно аккуратно утрамбовать этотъ шовъ. Укладываютъ бетонъ горизонтальными слоями небольшой толщины около 5 *см*, трамбуютъ аккуратно и смотрятъ за тѣмъ, чтобы въ одно время не подносили къ одному мѣсту слишкомъ много состава, результатомъ чего будетъ трамбованье слишкомъ большой толщины бетона, что всѣмъ нежелательно.

Какъ было уже упомянуто, для тѣхъ частей сооруженія, гдѣ арматуры много, надо употреблять болѣе влажный бетонъ, такъ какъ трамбовать тогда очень затруднительно. Вообще трамбованіе должно быть добросовѣстно, такъ какъ только тогда можно быть увѣреннымъ, что пустотъ не бу-

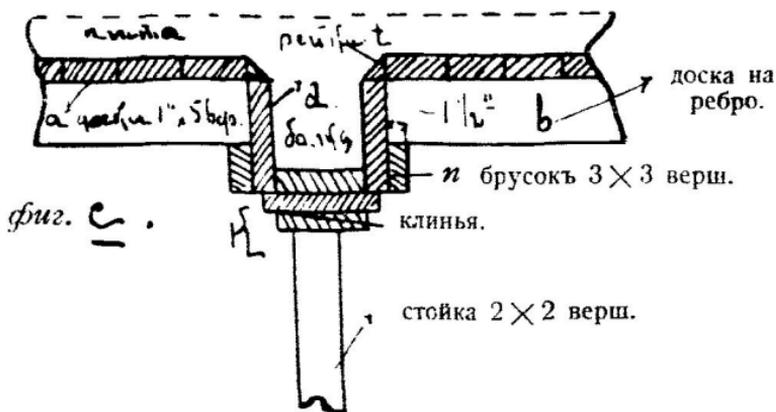
детъ въ бетонной массѣ и вся арматура обволочена будетъ цементнымъ растворомъ.

Какъ бетонъ, такъ и арматура представляютъ значительный вѣсъ; если къ этому прибавить сотрясенія отъ трамбованія и ходьбы рабочихъ при производствѣ работы, то легко замѣтимъ, что деревянная опалубка должна быть приготовлена очень основательно.

### Приготовление опалубки для производства желѣзобетоннаго сооруженія.

Производство желѣзобетонной работы состоитъ въ томъ, что предварительно заготавливаютъ формы, слѣдуя чертежу сооруженія, дабы потомъ въ нихъ уложить арматуру и заполнить ихъ цементнымъ составомъ.

Формы эти или опалубка представляютъ очевидно вспомогательную часть сооруженія, но въ тоже время отъ ихъ исполненія зависитъ въ сильной степени успѣхъ желѣзобетоннаго сооруженія.



Обыкновенно опалубку изготовляютъ изъ дерева, обращая вниманіе на то, чтобы легко было снимать её, когда минуетъ въ ней надобность.

Формы стоятъ дорого и уменьшить ихъ стоимость очень важно. Для этого объ этомъ надо думать еще при составленіи проекта и стараться составлять его такъ, чтобы,

по возможности, типъ опалубки и ея размѣры повторялись. Возможность употребить данную опалубку нѣсколько разъ, есть самое вѣрное средство удешевить постройку.

Какъ было уже сказано, желѣзобетонная постройка должна выстояться, предъ употребленіемъ въ дѣло, нѣкоторое время, причемъ разныя части сооруженія могутъ освободиться отъ поддерживающей ихъ опалубки въ разное время, смотря по степени ихъ важности, соотвѣтственно чему надо устроить формы. Прежде всего можно снять опалубку изъ подъ плиты, приблизительно чрезъ недѣлю послѣ окончанія бетонирования. На фиг. *c* указана система лѣсовъ, которая очень легко постепенно разбирается. Расщепивъ топоромъ бруски *n*, мы освободимъ вертикальныя доски *b*, а потому и лежащія на нихъ доски *a*, которыя совсѣмъ излишне прибывать гвоздями къ *b*, а достаточно это сдѣлать лишь въ нѣсколькихъ мѣстахъ.

Доски *a* и *b* будутъ совершенно цѣлы и для такихъ же размѣровъ опалубки вполне опять пригодны. Непремѣнно рекомендуется укладка реекъ *t*, для того чтобы сочетаніе плиты съ балкой было подъ тупымъ угломъ. Недѣли чрезъ три послѣ окончанія бетонирования снимаютъ боковыя вертикальныя доски *d*. Нижнюю доску, положенную подъ балкой, и стойки желательнo оставлять до шести недѣль. Освобождается же стойка очень легко выбивкой клиньевъ *k*.

Не надо забывать, что послѣ снятія стоекъ балки дадутъ нѣкоторый прогибъ, такъ какъ при наличности лѣсовъ все сооруженіе находится въ нѣкоторомъ напряженномъ состояніи отъ осадки бетона, а потому стойки надо снимать чрезъ одну сначала, до конца балки, а не сразу, иначе сооруженіе будетъ испытывать нежелательныя сотрясенія при сниманіи лѣсовъ.

Даже совершенно горизонтальная нижняя поверхность балки кажется на глазъ прогнувшейся, а поэтому дѣлаютъ еѣ приподнятой противъ краевъ на  $\frac{1}{1000}$  пролета.

Кромѣ времени, которое выстаивается желѣзобетонное сооруженіе, надо еще обращать вниманіе на звукъ, издаваемый бетономъ подъ ударомъ молотка. Вполнѣ высохшій бетонъ даетъ ясный и звонкій звукъ, тогда какъ сырой, не-

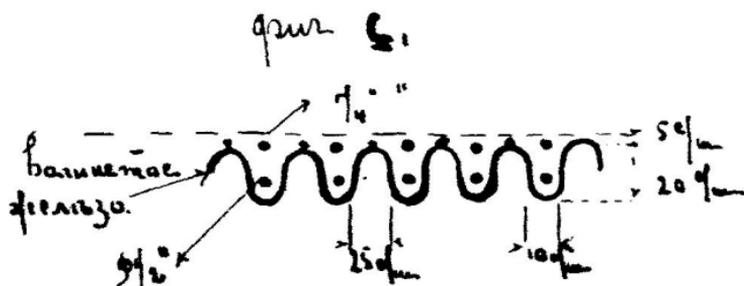
достаточно схватившийся бетонъ, издаетъ подь ударомъ молотка звукъ тупой и глухой.

Если для опалубки взяты обыкновенныя нестроганныя доски, то поверхность бетона получается шереховатой и вообще некрасивой на глазъ. Для невидимыхъ частей сооруженія достаточно замазать цементомъ неровности. Видимыя части требуютъ болѣе аккуратной отдѣлки. Съ давнихъ поръ таковой считается цементная штукатурка, но она очень дорога, а главное обсыпается и отваливается, что еще больше обезображиваетъ сооруженіе. Въ послѣднее время стали внутреннюю поверхность досокъ опалубки видимыхъ частей строгать и получаютъ такимъ образомъ болѣе гладкую наружную поверхность бетона, которую или мажутъ цементнымъ молокомъ или покрываютъ специальными цементными красками.

Для бетонирования вертикальныхъ колоннъ устраиваютъ опалубку съ трехъ сторонъ, четвертую закладываютъ постепенно, по мѣрѣ трамбованія. Для успѣшности сооруженія желѣзобетонной постройки необходимо, какъ было сказано выше, чтобы лѣса были построены основательно; въ особенности надо обратить вниманіе на незыблемость стоекъ.

Въ случаѣ плохаго грунта очень часто приходится забивать подь стойки деревянныя сваи ручнымъ копромъ.

Дороговизна лѣса и желаніе примѣнять въ дѣло формы нѣсколько разъ привела строителей къ мысли изготовленія опалубки изъ листоваго тонкаго желѣза, измѣнивъ соотвѣтственно конструкцію.



Нѣкоторые предлагаютъ слѣдующую систему опалубки, для которой можно употребить въ дѣло волнистое желѣзо, толщиной около  $1\frac{1}{2}$  мм.

Въ результатѣ получается волнистая плита очень большаго сопротивленія; расчетъ ея дадимъ ниже.

Волнистыя формы имѣють длину по размѣру пролета, а число волнъ около десяти. Сила сопротивленія такого волнистаго желѣза настолько велика, что, при небольшихъ пролетахъ, стоекъ по серединѣ пролета не ставить. При рельсобетонныхъ постройкахъ можно тоже обойтись почти, безъ стоекъ, подвѣсивая всю опалубку при помощи проволокъ къ рельсамъ, представляющимъ достаточное сопротивленіе для этой цѣли. Достаточно во избѣжаніе прогиба поставить стойки лишь по серединѣ пролетовъ.

Въ Россіи распространеніе желѣзныхъ формъ для желѣзобетонныхъ сооружений встрѣчаетъ затрудненіе въ виду нежеланія желѣзодѣлательныхъ заводовъ идти на встрѣчу новшествами, не могущимъ дать имъ особенныхъ выгодъ.

Во избѣжаніе прилипанія бетона къ желѣзнымъ листамъ, надо поверхность ихъ, обращенную къ бетону, смазать какимъ нибудь жиромъ, напр. мазутомъ.

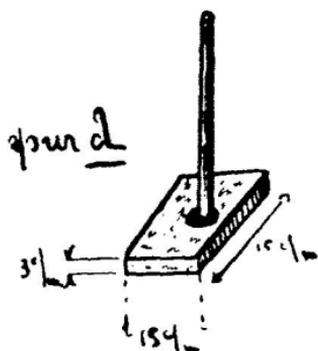
При большихъ пролетахъ или арочныхъ мостахъ вопросъ объ устройствѣ рациональной опалубки сводится къ спроектированію соотвѣтствующихъ деревянныхъ фермъ; если строится мостъ чрезъ желѣзнодорожные пути, гдѣ нельзя ставить стоекъ, то приходится прибѣгнуть къ сооруженію деревянныхъ шпренгельныхъ фермъ, на которыхъ обопрется опалубка. При устройствѣ лѣсовъ для поддержанія арокъ и сводовъ надо, какъ и для балокъ, придавать подъемъ немного больше проектнаго, въ видѣ запаса на осадку какъ свода, такъ и кружалъ.

Каркасъ укладывается въ формы, располагая прутья согласно чертежа съ тѣмъ, чтобы нигдѣ арматура не выходила изъ массы бетона. Набивають сначала одна за другой балки, а во избѣжаніе высыханія мѣстъ спая прикрываютъ ихъ мокрыми рогожами.

Предъ расположеніемъ арматуры очищаютъ опалубку отъ всякихъ отбросовъ, смываютъ водой, а щели замазываютъ цементнымъ растворомъ во избѣжаніе вытеканія цемента вмѣстѣ съ водой чрезъ эти щели.

## Инструментъ.

Какъ было уже упомянуто при желѣзобетонныхъ работахъ употребляются въ дѣло ножницы для разрѣзки желѣза, горнѣ, наковальня, лопаты, грабли и трамбовки. Эти послѣднія бываютъ разныхъ формъ и видовъ, смотря по ихъ назначенію. Плоская трамбовка (фиг. *d*) служитъ для трамбованія большихъ поверхностей бетона.



Въ болѣе тѣсныхъ мѣстахъ употребляются, такъ называемыя коническія трамбовки (фиг. *e*).

Между прутьями арматуры балокъ употребляютъ „крючки“ (фиг. *f*). Потому необходимы носилки, тачки, ведра, наконецъ употребляютъ мѣшалки, и копры, ручные и паровые, для забивки свай.

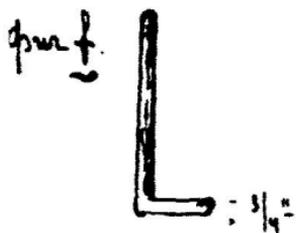
При сооруженіи желѣзобетонныхъ сооружений выше извѣстнаго предѣла надъ уровнемъ земли, полезно подымать матеріаль къ мѣсту работъ или въ ручную лебедками или даже машинными подъемниками.



## Штукатурка.

Кромѣ приданія опрятнаго вида частямъ сооруженія, штукатурка употребляется еще для предохраненія бетона отъ просачиванія. Обыкновенно штукатурка состоитъ изъ двухъ частей песка и одной части цемента; толщина ея колеблется отъ 5 и до 20 *mm*. Для водонепроницаемыхъ покрововъ усиливаютъ дозировку, дѣлая еѣ 1:1,

а толщину доводятъ до 50 *mm*, въ два или три приема. Самъ по себѣ бетонъ со временемъ дѣлается водонепроницаемымъ,



такъ какъ вода, просачиваясь внутрь его, растворяетъ тамъ известь и отлагаетъ её затѣмъ вблизи поверхности бетоннаго слоя. Вблизи поверхности образуется корка и дальнѣйшее просачиванье невозможно.

Для немедленнаго образованія водонепроницаемаго слоя прибавляютъ въ воду для замѣсовъ:

гашеную известь  
кремнистый натрій  
мыло  
квасцы.

Полезно вмѣсто воды при заготовкѣ бетона брать смѣсь пятипроцентнаго мыльнаго раствора и семипроцентнаго квасцоваго; водонепроницаемость бетона при этомъ сильно возрастаетъ.

Въ предыдущемъ были изложены всѣ подробности приготовления бетона, его свойства и особенности. Обратимъ еще вниманіе на пропорцію желѣза въ бетонѣ, или отношеніе площади сѣченія желѣзныхъ прутьевъ  $s$  къ площади бетона  $\Omega$ . Отношеніе это  $\frac{s}{\Omega}$  колеблется отъ 0,01 до 0,05, при каковой пропорціи мы дѣйствительно имѣемъ дѣло съ новымъ строительнымъ матеріаломъ, носящимъ особое названіе „желѣзобетонъ“, а не съ желѣзной арматурой, погруженной въ бетонъ. Это замѣчаніе важно при выборѣ сѣченія бетонныхъ частей, дабы не уменьшать безъ нужды размѣра бетона, такъ какъ значительное количество желѣза въ бетонѣ, послѣ нѣкотораго предѣла, безусловно уменьшаетъ качества желѣзобетоннаго сооруженія, какъ таковаго. Это свойство надо тоже имѣть въ виду при разборѣ причинъ какой-нибудь неудачи при желѣзобетонныхъ постройкахъ.

Только при извѣстной пропорціи желѣза въ бетонѣ, оно можетъ быть окружено хорошо бетонной массой безъ пустыхъ пространствъ и раковинъ. Понятно, что при всемъ этомъ, составъ бетона играетъ громадную роль и долженъ измѣняться соотвѣтственно размѣрамъ и назначенію данной

части желѣзобетоннаго сооруженія. Къ тому же необходимымъ условіемъ является еще хорошее перемѣшиваніе смѣси при достаточномъ количествѣ воды и при аккуратномъ трамбованіи.

Только при этихъ условіяхъ желѣзобетонъ представляетъ нѣчто цѣлое и только къ такому сооруженію применимы выводы и формулы, которые мы постараемся систематически представить ниже, съ цѣлью дать возможность опредѣлить прочные размѣры желѣзобетоннаго сооруженія при разныхъ случаяхъ, представляемыхъ практикой.

Итакъ рассмотримъ слѣдующіе случаи дѣйствія внѣшнихъ силъ на желѣзобетонное сооруженіе:

- 1) дѣйствіе сжимающихъ внѣшнихъ силъ
- 2) "       растягивающихъ       "       "
- 3) "       скалывающихъ       "       "
- и 4) "       изгибающихъ       "       "

которое вызываетъ въ сооруженіи совокупность первыхъ трехъ случаевъ. Въ каждомъ изъ этихъ случаевъ постараемся послѣ изложенія теоріи и выводовъ нашихъ изъ нея, дать также расчетъ въ цифрахъ, чтобы сдѣлать практически доступными и ясными эти выводы возможно большому числу лицъ.

Прежде всего приведемъ коэффициенты прочности, которыми мы намѣрены пользоваться при нашихъ расчетахъ, а именно:

- 1) напряженіе бетона, какъ при непосредственномъ сжатіи, такъ и при сжатіи отъ изгиба, при наличности желѣзной арматуры, отъ 25 до 30 *klg* на 1 *cm*  $\square$ ;
- 2) напряженіе бетона на скалываніе и сцѣпленіе бетона съ желѣзомъ въ 5 *klg* на 1 *cm*  $\square$ ;
- 3) напряженіе бетона на растяженіе будемъ считать за нуль;
- 4) напряженіе желѣза на сжатіе и растяженіе 9 *klg* на 1 *mm*  $\square$ .

Условимся также относительно единиц вѣса различныхъ матеріаловъ, съ которыми можно имѣть дѣло при желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ.

Вѣсъ одного куб. метра гравія				вѣсить 1500 <i>klg</i>
"	"	"	щебня	" 1400 "
"	"	"	песку	" 1600 "
"	"	"	бетона	" 1200 "
"	"	"	желѣзобетона	" 2500 "
"	"	"	цемента	" 1200 "
"	"	"	сосн. дерева	" 900 " (свѣжаго)
"	"	"	гранитн. камня	" 1800 "
"	"	"	асфальта	" 1100 "
"	"	"	глины	" 1800 "
"	"	"	земли насыпной	" 1600 "
"	"	"	желѣза	" 7800 "
"	"	"	камня	" 2000 "

## I. Расчетъ частей желѣзобетоннаго сооруженія, подверженнаго дѣйствию внѣшнихъ сжимающихъ силъ.

Если сѣченіе бетона и желѣза соотвѣтствуетъ нагрузкѣ, то сохраняется равновѣсіе внѣшнихъ и внутреннихъ силъ, что можно выразить уравненіемъ :

$$Q = \Omega \cdot \sigma_b + s \cdot \sigma_f \quad (a)$$

гдѣ  $Q$  — дѣйствующая сжимающая внѣшняя сила въ *klg*.

$\Omega$  — площ. попереч. сѣченія данной бетонн. части въ *см*  $\square$

$s$  — площ. попереч. сѣченія арматуры, перпенд. направленію силъ, въ *см*  $\square$

$\sigma_b$  — напряженіе бетона на сжатіе въ *klg* на 1 *см*  $\square$

$\sigma_f$  — " желѣза " " " " " 1 "

Извѣстно, что напряженія  $\sigma_b$  и  $\sigma_f$  относятся между собою, какъ ихъ коэффициенты упругости, а именно :

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_b} = \frac{E_f}{E_b} = n$$

откуда  $\sigma_f = n \cdot \tau_b$ , каковое значеніе для  $\sigma_f$  вставимъ въ уравненіе (а), тогда получимъ :

$$Q = \Omega \cdot \tau_b + s \cdot n \cdot \tau_b \quad \text{или}$$

$$(b) \quad Q = \tau_b \{ \Omega + n \cdot s \} \quad \text{или}$$

$$(c) \quad Q = \tau_b \Omega \left\{ 1 + n \frac{s}{\Omega} \right\}.$$

Надо въ данномъ случаѣ задаться значеніемъ  $n$  и тогда при  $\sigma_b = 30 \text{ klg}$  и значеніи  $n$  отъ 10 до 20 значеніе ( $\sigma_f = n \cdot \sigma_b$ ),  $\sigma_f$  будетъ колебаніе отъ 300 до 600  $\text{klg}$ .

Между тѣмъ мы рассчитываемъ желѣзобетонныя сооруженія, предполагая напряженіе желѣза на сжатіе около 900  $\text{klg}$  на 1  $\text{cm}^2$ .

Поэтому можно предложить такой способъ расчета, что считаемъ за аксіому, что желѣзная арматура выдерживаетъ безопасно сама, половину нагрузки, т. е.

$$\tau_f = \frac{Q}{2 \cdot s} \quad \text{или} \quad s = \frac{Q}{2 \cdot \tau_f}.$$

Теперь уравненіе (b) представится такъ :

$$Q = \tau_b \left\{ \Omega + n \cdot \frac{Q}{2 \cdot \tau_f} \right\}$$

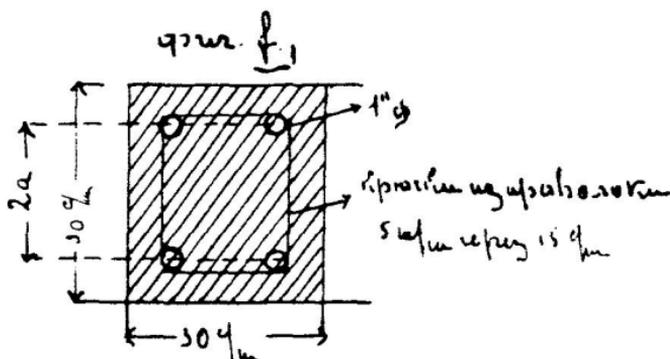
или, разрѣшая его относительно  $\tau_b$  получимъ для этого напряженія нижеслѣдующее выраженіе :

$$\tau_b = \frac{Q}{\Omega + n \cdot \frac{Q}{2 \cdot \tau_f}}. \quad (d)$$

Величину  $n$  примемъ въ среднемъ равной 15. Если будемъ въ уравненіе (c) подставлять, значенія  $n$  отъ 10 до 20 при разныхъ значеніяхъ дроби  $\frac{s}{\Omega}$ , а именно отъ 0,01 до 0,05,

то легко увидимъ, что значеніе  $Q$  не измѣнится больше 17%, а потому, принявъ для  $n$  среднее значеніе 15, мы очень мало вліяемъ на значеніе  $Q$ , а слѣдовательно и  $\tau_b$ .

*Примѣръ.* Сила въ 30000 *klg* сжимаетъ колонну сѣченіемъ 30 × 30 *см*. Определить арматуру для данного случая.



$$\Omega = 30 \times 30 = 900 \text{ см}^2.$$

Согласно вышесказаннаго сѣченіе продольной желѣзной арматуры будетъ равно :

$$s = \frac{Q}{2 \cdot \sigma_f} = \frac{30000}{2 \cdot \sigma_f} = 16,67 \text{ см}^2$$

т. е. надо поставить или 4 прута  $\phi \frac{15}{16}$ ", тогда  $s = 17,80 \text{ см}^2$   
или 4 "  $\phi 1$ " "  $s = 20,24$  "

Возьмемъ послѣднее значеніе для  $s$ , а именно  $s = 20,24$  и подставимъ въ уравненіе (d), тогда получимъ :

$$\tau_b = \frac{30000}{30 \times 30 + 15 \times 20,24} = 25 \text{ klg на } 1 \text{ см}^2,$$

что согласуется съ принятыми нами напряжениями; кстаті замѣтимъ что отношеніе  $\frac{s}{\Omega}$  въ данномъ случаѣ равно

$$\frac{20,24}{30 \times 30} = 0,0(2).$$

Этотъ расчетъ въ достаточной степени правиленъ и вполне рекомендуется, если только данная часть сооруженія при сжатіи не подвергается одновременно продольному изгибу.

Въ послѣднемъ случаѣ, который собственно говоря, почти всегда въ практикѣ имѣетъ мѣсто, вмѣсто обусловленнаго нами предѣльнаго напряженія для  $\sigma_b \text{ max.} = 30 \text{ klg}$  (стр. 36), мы найдемъ его изъ формулы Ранкина.

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1 + K \cdot \frac{\Omega \cdot H^2}{I}},$$

гдѣ  $H$  — свободная длина колонны, если концы ея не закрѣплены

или  $H$  — половина свободной длины колонны, если концы ея закрѣплены оба

или  $H$  — три четверти свободной длины колонны, если одинъ конецъ закрѣпленъ.

$I$  — моментъ инерціи поперечнаго сѣченія бетона и желѣза, приведеннаго къ матеріалу бетона.

$K$  — коэффициентъ, равенъ :

$$K = \frac{\sigma}{8 \cdot E}, \text{ что для бетона}$$

при  $\sigma = 30 \text{ klg}$  и  $E_b = \frac{E_f}{n} = \frac{20 \cdot 10^5}{15}$ , выразится такъ

$$K = \frac{30 \cdot 15}{8 \cdot 20 \cdot 10^5} = 0,000028 \text{ и}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1 + 0,000028 \frac{\Omega \cdot H^2}{I}}.$$

Формула (с) (стр. 38) очевидно не учитываетъ уменьшенія площади сѣченія бетона присутствіемъ желѣза. Если бы отношеніе

$\frac{s}{\Omega}$  превзошло 0,05, то слѣдуетъ этотъ факторъ принять во вниманіе и ввести въ формулу (с) соотвѣтствующую поправку и тогда получимъ формулу такую для  $Q$

$$(с) \quad Q = \sigma_b \cdot \Omega (1 + (n-1) \frac{s}{\Omega}).$$

*Примѣръ.* Сила въ 30000 *klg* сжимаетъ колонну сѣченіемъ 30 × 30 *см*, при свободной длинѣ колонны, закрѣпленной обѣими концами, равной 8 *м*.

Не обращая вниманія на продольной изгибъ, найдемъ по прежнему, что въ такую колонну достаточно поставить при дѣйстви этихъ внѣшнихъ силъ 4 прута діаметромъ 1", и крючки изъ 5-ти миллиметровой проволоки чрезъ каждые 15 *см* (последнее практически).

Также найдемъ, что  $\sigma_b = 25 \text{ klg}$  на 1 *см*  $\square$ . Остается узнать не превышаетъ ли оно  $\sigma'_b$  согласно формулѣ Ранкина при  $\sigma_{b \text{ max.}} = 30 \text{ klg}$ .

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1 + K \frac{\Omega \cdot H^2}{I}} \text{ гдѣ } I = I_b + n \{ I_f + s \cdot a^2 \} \text{ (см. фиг. } f) \text{ (g)}$$

и при  $n = 15$ , имѣемъ здѣсь

$$I = \frac{30^4}{12} + 15 \left\{ 4 \frac{3,14(2,54)^4}{64} + 4 \frac{3,14(2,54)^2}{4} \left( \frac{30-6}{2} \right)^2 \right\} = \\ = 111345 \text{ см}^4.$$

Замѣтимъ, что  $I_f$  моментъ инерціи желѣзныхъ прутьевъ относительно ихъ центра тяжести, очень малая величина (въ данномъ случаѣ около 8), а поэтому достаточно опредѣлить  $I$  по формулѣ (g) пренебрегая  $I_f$ , а именно:

$$I = I_b + n \cdot s \cdot a^2.$$

Въ нашемъ примѣрѣ отъ этой неточности разница будетъ на 120 или около  $\frac{1}{1000}$  величины  $I$ .

$$\text{Имѣя } \Omega = 30 \times 30 = \text{см}^2$$

$$H = \frac{800}{2} = 400 \text{ см}$$

и  $K = 0,000028$ , получимъ  $\sigma'_b = 29,1 \text{ klg}$ , такъ что размѣровъ измѣнять не надо, такъ какъ у насъ было  $\sigma_b = 25 \text{ klg}$ , что меньше  $29,1 \text{ klg}$ .

Если предположить, что колонна не закрѣплена своими концами, то получимъ  $\sigma'_b = 26,8 \text{ klg}$ .

Въ виду нѣкоторой неопредѣленности вопроса, когда въ желѣзобетонныхъ сооруженіяхъ надо считать концы колоннъ залрѣпленными, и когда незакрѣпленными предлагается, въ видахъ запаса прочности, предполагать, что концы не закрѣплены и считать въ формулѣ Ранкина за  $H$  полную свободную высоту колонны.

Говоря о сжимающихъ усиліяхъ, нельзя обойти молчаніемъ, какъ мы видѣли, очень важнаго послѣдствія прекраснаго сопротивленія желѣзобетона не только сжатію статическому, но и динамическому дѣйствию силъ.

Результатомъ этого свойства желѣзобетона является широкое примѣненіе въ дѣло желѣзобетонныхъ свай, которыя забиваются, подобно деревяннымъ, копрами, какъ ручными, такъ и паровыми.

Для расчета свай можно считать, что онѣ продольному изгибу не подвергаются, разъ цѣликомъ почти, предполагается забить ихъ въ землю.

*Примѣръ.* Какую нагрузку можетъ выдержать желѣзобетонная свая (переносная) размѣромъ  $25 \times 25 \text{ см}$  съ арматурой въ четыре прута по  $\frac{3}{4}$ "  $\phi$ , т. е.  $s = 11,40 \text{ см}^2$ .

Пользуемся формулой (с) (стр. 38):

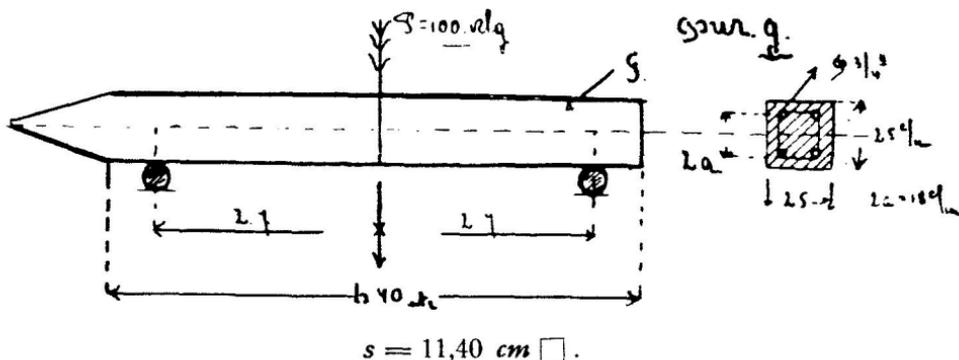
$$Q = \sigma_b \cdot \Omega \left\{ 1 + n \frac{s}{\Omega} \right\}, \text{ здѣсь } \Omega = 25 \times 25 = 625$$

$$\sigma_b = 25 \text{ klg}, n = 15 \text{ и } \frac{s}{\Omega} = 0,019, \text{ тогда } Q = 20310 \text{ klg}.$$

Но кромѣ нагрузки, размѣръ какъ бетона, такъ и сѣченія арматуры свай зависитъ также отъ ея длины, опредѣ-

ляемой глубиной заложения грунта въ данномъ мѣстѣ. Если нечего опасаться сломать сваю отъ ударовъ бабою въ началѣ ея забивки, то надо обратить вниманіе, чтобы при доставленіи сваи къ мѣсту работъ она не поломалась, во избѣжаніе чего провѣряютъ прочность сваи, предполагая, что она краями лежитъ на двухъ бревнахъ, а по серединѣ съль рабочій.

*Примѣръ.* Желѣзобетонная свая размѣра  $25 \times 25$  см съ арматурой въ четыре прута по  $\frac{3}{4}$ " и крючками изъ 5-ти миллиметровой проволоки чрезъ каждые 15 см, перевозится къ мѣсту работъ. Надо провѣрить ея прочное сопротивленіе, предполагая ее подверженной дѣйствию собственнаго вѣса и вѣса рабочаго, который помѣстился по серединѣ ея длины, равной 6,4 м.



Вѣсъ сваи  $G$  равенъ  $0,25 \times 0,25 \times 6,40 \times 2500 \text{ кг} = 1000 \text{ кг}$ .

Моментъ изгиба отъ собственнаго вѣса сваи можно приблизительно считать равнымъ :

$$M_1 = \frac{G \cdot l}{8} = \frac{1000 \cdot 5,4}{8} = 670 \text{ кг/м}.$$

Моментъ изгиба отъ силы  $P = 100 \text{ кг}$  равенъ :

$$M_2 = \frac{Pl}{4} = \frac{100 \cdot 5,4}{4} = 135 \text{ кг/м}.$$

$$\Sigma M = M_1 + M_2 = 805 \cdot \text{klg/m}.$$

Этому моменту будетъ сопротивляться сѣченіе сваи (фиг. *g*), приче́мъ можно считать, что половина арматуры, дѣйствуя на плечѣ  $a = 9 \text{ см}$ , выдерживаетъ половину изгибающаго момента, т. е. должно быть, что :

$$\frac{s}{2} \times a \times \sigma_f \geq \frac{805}{2},$$

что въ данномъ случаѣ выразится такъ :

$$451,7 > 402,5 \text{ klg/m}.$$

Несмотря на примитивность этого расчета, ясно, что легко можетъ представиться случай, что свая можетъ поломаться или во всякомъ случаѣ, испытать нежелательный остающійся изгибъ. Поэтому даже при небольшихъ пролетахъ въ случаѣ глубокаго заложения грунта, послѣдствіемъ чего является большая длина сваи, ихъ дѣлаютъ сѣченіемъ больше, чѣмъ надо бы по расчету, и кромѣ того значительно увеличиваютъ сѣченіе арматуры. Чтобы не возвращаться къ этому вопросу второй разъ, постараемся теперь же дать о сваяхъ нѣкоторыя свѣдѣнія.

ТАБЛИЦА  
сѣченій желѣзныхъ прутьевъ.

Диаметръ		Вѣсъ пог. метра	$\omega = \frac{\pi d^2}{4}$	2 $\omega$	3 $\omega$	4 $\omega$	5 $\omega$	6 $\omega$	7 $\omega$	8 $\omega$	9 $\omega$	10 $\omega$
дюймы	миллм.											
1/4"	6,35	0,244	31,7	63,3	95	127	158	190	222	254	285	320
5/16"	7,94	0,386	50	99	149	198	248	298	346	396	445	495
3/8	9,53	0,555	71	142	214	285	356	428	500	570	641	712
7/16	11,11	0,749	97	194	290	387	484	580	678	777	874	971
1/2	12,7	0,988	127	254	380	507	634	760	887	1014	1141	1268
9/16	14,3	1,251	161	321	482	642	803	964	1125	1286	1447	1609
5/8	15,87	1,542	197	395	593	791	988	1186	1385	1583	1781	1980
11/16	17,47	1,868	239	478	717	956	1195	1434	1680	1920	2159	2400
3/4	19,05	2,220	285	570	855	1140	1425	1710	1995	2280	2565	2850
13/16	20,64	2,610	332	664	996	1328	1660	1992	2345	2677	3010	3350
7/8	22,22	3,025	388	776	1164	1552	1940	2328	2710	3100	3490	3880
15/16	23,81	3,470	445	890	1335	1780	2225	2670	3115	3560	4005	4450
1	25,4	3,946	506	1012	1518	2024	2530	3036	3550	4055	4560	5070
1 1/16	27,9	4,450	570	1140	1710	2280	2850	3420	4050	4580	5150	5720
1 1/8	28,6	5,000	641	1282	1923	2564	3205	3846	4500	5140	5785	6390
1 3/16	30,17	5,575	713	1426	2139	2852	3565	4278	5010	5720	6450	7160
1 1/4	31,75	6,180	790	1580	2370	3160	3950	4740	5540	6330	7120	7910
1 5/16	33,34	6,800	872	1744	2616	3488	4360	5232	6115	6990	7870	8740
1 3/8	34,94	7,480	956	1912	2868	3824	4783	5736	6720	7690	8604	9610
1 7/16	36,52	8,170	1047	2094	3140	4188	5235	6282	7325	8380	9420	10460
1 1/2	38,10	8,880	1140	2280	3420	4560	5700	6840	7985	9120	10250	11400
1 9/16	39,70	9,650	1238	2476	3714	4952	6190	7428	8665	9900	11150	12380
1 5/8	41,27	10,410	1338	2675	4008	5350	6590	8020	9360	10690	12030	13380

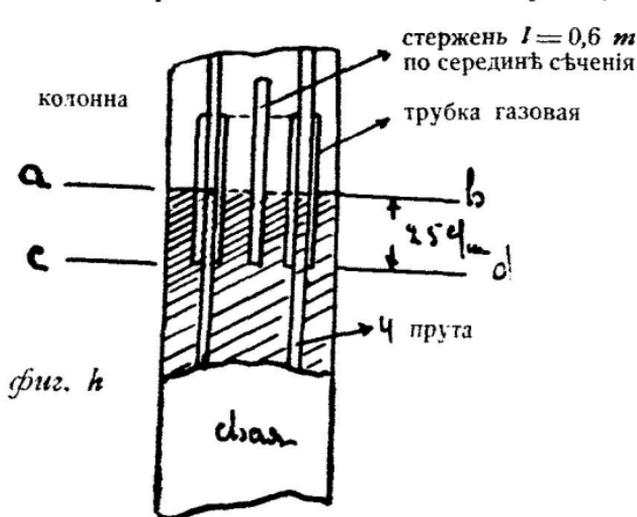
## Желѣзобетонныя сваи.

Какъ и деревянныя, эти сваи служатъ для устройства основаній подь сооруже́нїями разнаго вида, но ихъ можно забивать какъ въ сухомъ, такъ и въ мокромъ мѣстѣ и количество ихъ, противъ деревянныхъ, можетъ быть значительно меньше, такъ какъ нагружать ихъ можно сильнѣе.

Вообще различаютъ а) сваи мѣстныя  
и б) сваи переносныя.

Не вдаваясь въ подробности разныхъ оттѣнковъ способа изготовленія мѣстныхъ свай, упомянемъ лишь, что сущность его состоитъ въ томъ, что въ грунтъ забиваютъ желѣзный кожухъ, который потомъ наполняютъ бетономъ, съ арматурой или безъ нея.

Болѣе распространенъ типъ свай желѣзобетонныхъ, переносныхъ; ихъ готовятъ отдѣльно, вдали отъ мѣста работъ, и принципъ ихъ состоитъ въ томъ, что въ формахъ укладывается желѣзная арматура и потомъ формы набиваютъ бетономъ (обыкновенно четыре прута, связанные крючками изъ 5-ти миллиметровой проволоки). Когда такая свая высохнетъ, то её можно перевозить и забивать копромъ, какъ и деревянную.



Разъ свая забита, то является вопросъ о сочетаніи съ ней остальной желѣзной арматуры. Если на сваю непосредственно ставить колонну такого же сѣченія и съ той же арматурой, то можно предложить поставить на прутья сваи газовыя трубки

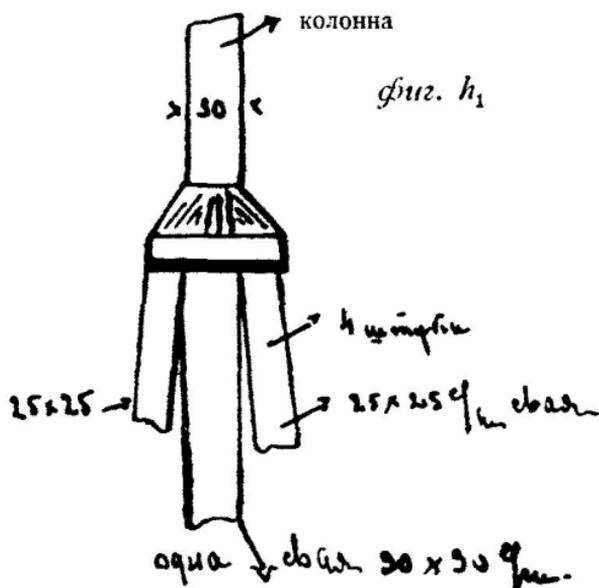
длиной около 50 см и въ эти трубки налить цементнаго раствора. Для увеличенія сѣченія арматуры полезно по-

серединѣ помѣстить кусокъ прута длиной около 0,60 м (фиг. *h*).

Свая доходитъ до линіи *ab*, потомъ на высотѣ 25 см разбиваютъ бетонъ и оставляютъ четыре конца арматуры, послѣ чего надѣваютъ на нихъ трубки. Послѣ этого устанавливаютъ формы для колонны и вставляютъ въ трубки арматуру колонны и набиваютъ бетономъ одновременно какъ верхнюю часть свай, такъ и колонну. Спай свай и колонны надо хорошо полить цементнымъ растворомъ.

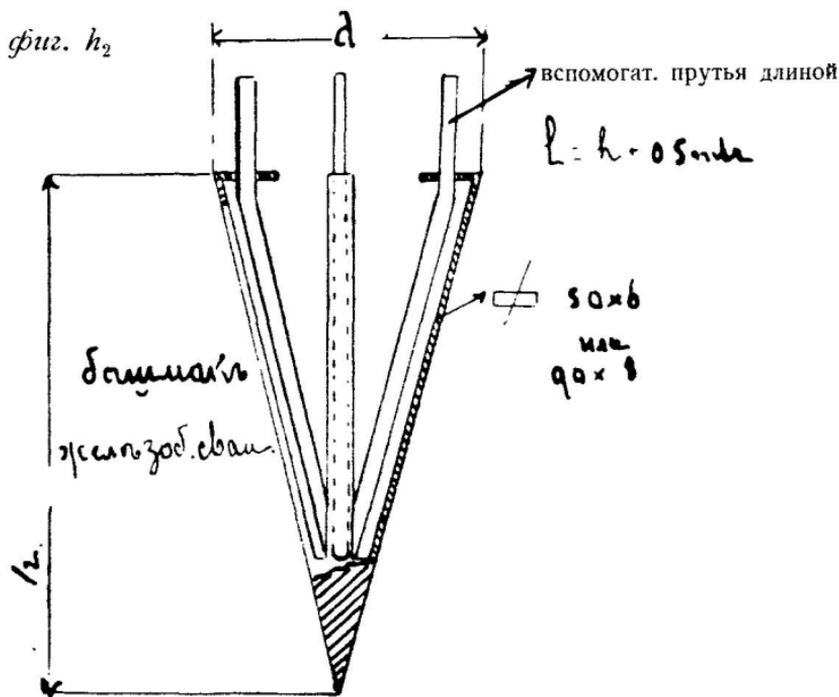
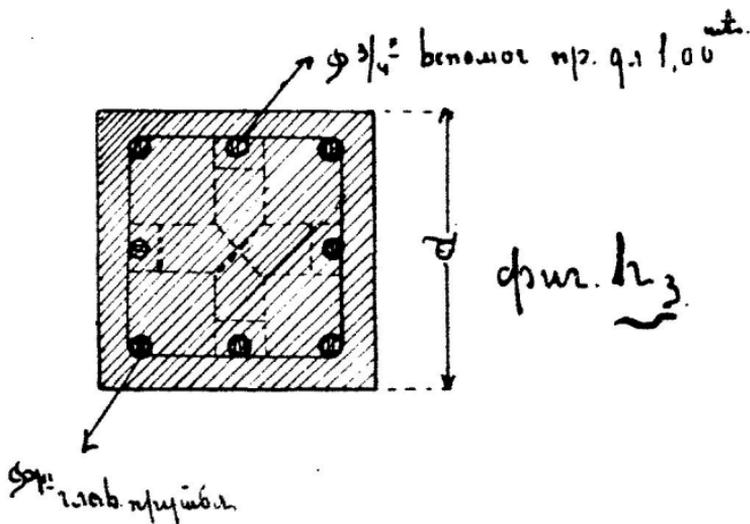
Этотъ способъ сочетанія свай съ колонной очень простъ, но особенно предлагать его нельзя; онъ возможенъ при увѣренности, что сѣченіе этого спае не будетъ подвергаться боковымъ усилямъ внѣшнихъ силъ.

Удобнѣе и безопаснѣе основывать колонну сооруженія на двухъ или большемъ числѣ свай, верхнія сѣченія коихъ образуютъ площадку, вполне удобную для сооруженія обыкновеннаго „башмака“ подъ колонну. Концы арматуры свай заходятъ въ это основаніе колонны и получается соединеніе колонны со сваями очень прочное и основательное.



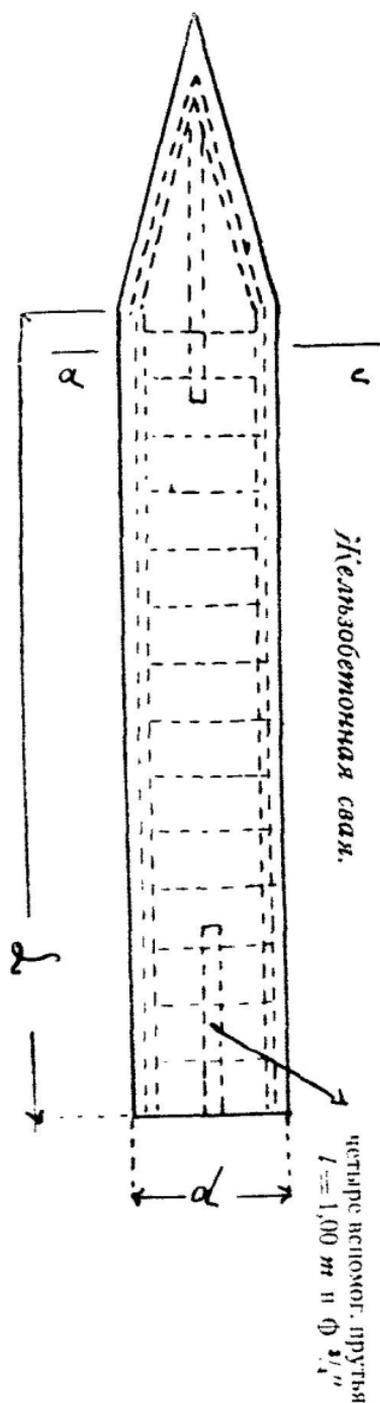
Опишемъ вкратцѣ самый распространенный типъ желѣзобетонной свай, такъ называемой американской.

Чертеж № 1.

Съечение по  $ac$ 

Башмакъ желѣзобетонной сваи можно приготовить изъ полосоваго желѣза размѣра  $50 \times 6$  мм или  $90 \times 8$  мм, смотря по его размѣру. Башмакъ заканчивается остриемъ, гдѣ за одно съ четырьмя полосами желѣза заварень кусокъ квадратнаго желѣза  $1\frac{1}{4} \times 1\frac{1}{4}$ ". На концѣ свая имѣеть четыре вспомогаельныхъ прута, которые проходятъ въ отверстія загнутыхъ верхнихъ концовъ полосъ. Главные прутья расположены въ углахъ сваи и тоже въ башмакъ согнуты, и упираются въ заваренную его часть. Голова сваи имѣеть тоже четыре вспомогаельныхъ прута длиной около одного метра.

При трамбованіи такой сваи (въ горизонтальномъ положеніи на практикѣ) полезно голову сваи изготовить изъ болѣе жирнаго состава, а также и нижнюю ея часть, добавляя для этого въ замѣсъ (стр. 23) еще полъ бочки (10-ти пудовой) цемента. Въсь и размѣръ свай доходить иногда до очень большихъ размѣровъ; такъ при постройкѣ желѣзобетоннаго моста чрезъ рѣку Воронежъ забивались сваи размѣромъ  $40 \times 40$  см при длинѣ до 16 м.



дрин. М.ч.

Паденіе бабы, какъ ручной, такъ и паровой производить сильный ударъ и надо защитить голову сваи отъ поврежденій. Если будемъ большой костью забивать въ стѣну маленькимъ молоткомъ, даже съ большой силой, то костья не вобъемъ, а лишь поранимъ головку; потому то первымъ условіемъ удачной забивки свай является соотвѣтствіе вѣса бабы  $Q$  съ вѣсомъ сваи  $q$ .

Во всякомъ случаѣ нужно, чтобы

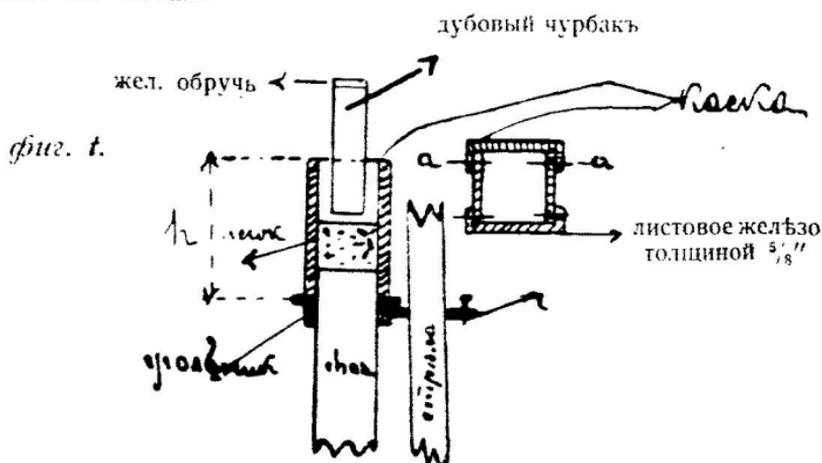
величина  $Q$  близка была къ  $q$ .

При паденіи бабы вѣсомъ въ  $2000 \text{ klg}$  съ высоты  $100 \text{ см}$  работа ея равна  $2000 \times 100 = 200000 \text{ klg}'\text{см}$ , что, при площади сваи въ  $900 \text{ см}^2$  ( $30 \times 30$ ), представитъ  $222 \text{ klg}$  на  $1 \text{ см}^2$ , что бетонъ выдержитъ вполне безопасно.

Надо позаботиться только, чтобы передача этого удара сваѣ состоялась при посредствѣ слегка упругаго тѣла.

Можно предложить изготовлять, для защиты головы сваи, „каска“ изъ листового желѣза.

Такія же каски литыя, даже стальныя, легко даютъ трещины и кромѣ того исправлять ихъ затруднительно. Каска изъ листового желѣза состоитъ изъ четырехъ кусковъ, склепанныхъ въ мѣстахъ  $a$ , причемъ изнутри заклепки должны быть въ потай.



На сваю надѣвается угольникъ, состоящій изъ двухъ частей, свинчиваемыхъ вмѣстѣ, послѣ установки на сваю.

Къ одной изъ сторонъ угольника приваренъ штырь  $r$ , который входитъ между стрѣлами копра, направляетъ сваю при забивкѣ и не позволяетъ ей упасть наружу. На угольникъ опирается каска, куда насыпаютъ песку, а сверху ставятъ чурбакъ, имѣющій внизу и вверху желѣзные обручи. По этому чурбаку бьютъ паровой или ручной бабой и въ него же можно вставить заостренный край штока поршня паровой бабы.

Предпочтительно забивать сваи паровыми копрами, причемъ при нѣкоторомъ количествѣ свай, стоимость забивки оказывается дешевле, чѣмъ при ручныхъ копрахъ.

Во всякомъ случаѣ свая должна быть забита до отказа. Величину этого отказа или минимальнаго погруженья сваи при данныхъ условіяхъ отъ одного удара, опредѣляютъ эмпирическими формулами.

Формула Брикса достаточно удобна

$$\text{по ней отказъ } e = \frac{h \cdot Q^2 \cdot q}{2 \cdot p \cdot (Q + q)^2}$$

гдѣ  $h$  — высота подъема бабы

$Q$  — вѣсъ бабы

$q$  — вѣсъ сваи

2 — коэффициентъ безопасности

$p$  — нагрузка на сваю

при  $h = 100 \text{ cm}$ ;  $Q = 1400 \text{ klg}$ ;  $q = 1960 \text{ klg}$ ; и  $p = 63000 \text{ klg}$  получимъ

$$e = 2,7 \text{ m.}$$

Пользуются также формулой „голландской“ а именно:

$$\text{отказъ } e = \frac{q \cdot h}{6 \cdot p} \times \frac{Q}{Q + q}, \text{ гдѣ}$$

при прежнихъ обозначеніяхъ коэффициентъ безопасности здѣсь 6.

Если въ эту формулу подставимъ вышеприведенныя числовыя данныя, то получимъ

$$e = 2,1 \text{ мт.}$$

Для правильной забивки сваи важно также рациональное устройство копра, а также и паровой бабы.

## II. Расчетъ растянутыхъ частей желѣзобетонныхъ сооружений.

Въ виду принятаго нами положенія, что напряженіе бетона на растяженіе считаемъ за нуль, мы можемъ выразить равновѣсіе внѣшнихъ и внутреннихъ силъ нижеслѣдующимъ уравненіемъ, считая, что желѣзная арматура выдерживаетъ сама всю нагрузку.

$$Q' = \sigma_f \cdot s \cdot ,$$

гдѣ  $Q'$  растягивающая внѣшняя сила въ  $klg$ ,  $s$  — сѣченіе арматуры въ  $cm^2$ , и  $\sigma_f$  напряженіе желѣза на растяженіе въ  $klg$  на  $1 cm^2$ .

Но чтобы имѣть какое нибудь руководство при опредѣленіи размѣровъ бетонныхъ частей сооруженія при этихъ условіяхъ, провѣримъ всегда сѣченіе ихъ, считая, что напряженіе бетона на растяженіе не должно превосходить временнаго сопротивленія растяженью самаго бетона, т. е. по предыдущему, напишемъ

$$Q' = \sigma'_f \{ \Omega + (n-1) s \}$$

причемъ величину  $\sigma'_f$  временное сопротивленіе бетона на растяженіе будемъ считать равнымъ  $25 klg$ .

*Примѣръ.* На затяжку дѣйствуетъ растягивающая сила въ  $16000 klg$ ; опредѣлимъ арматуру для нея и минимальное сѣченіе бетона.

$$Q' = \sigma_f \cdot s$$

$$\text{или } s = \frac{18000}{900} = 20 \text{ см} \square \text{ или 4 прута } \phi 1''$$

$$\text{дальше } Q' = \sigma_f \{ \Omega + (n - 1) s \} \text{ при } \sigma'_f = 25 \text{ klg}$$

получимъ подходящее сѣченіе затяжки

$$27 \times 27 \text{ см}$$

практически надо взять  $30 \times 30 \text{ см}$ , въ круглыхъ цифрахъ.

При этихъ расчетахъ мы не принимали во вниманіе, что бетонъ при затвердѣваніи даетъ усадку, или получается нѣкоторое сжатъе желѣза, вызываемое этимъ сокращеніемъ объема.

Практическаго значенія при расчетѣ это явленіе не имѣетъ, такъ такъ вообще это добавочное сжатъе желѣза не превышаетъ 6 klg на 1 см  $\square$ .

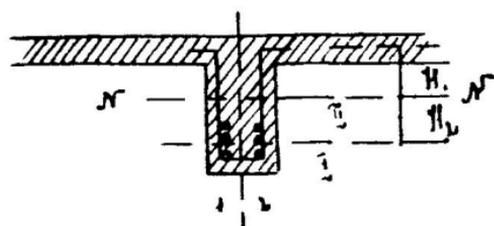
При дѣйствиіи сжимающихъ внѣшнихъ силъ это добавочное сжатъе увеличитъ поэтому приблизительно на 0,7%—0,8% расчетное напряженіе желѣза на сжатъе.

При дѣйствиіи же растягивающихъ внѣшнихъ силъ настолько же уменьшится расчетное напряженіе желѣза на растяженіе.

### III. Расчетъ желѣзобетонныхъ частей, находящихся подѣ дѣйствиемъ скалывающихъ усилій внѣшнихъ силъ.

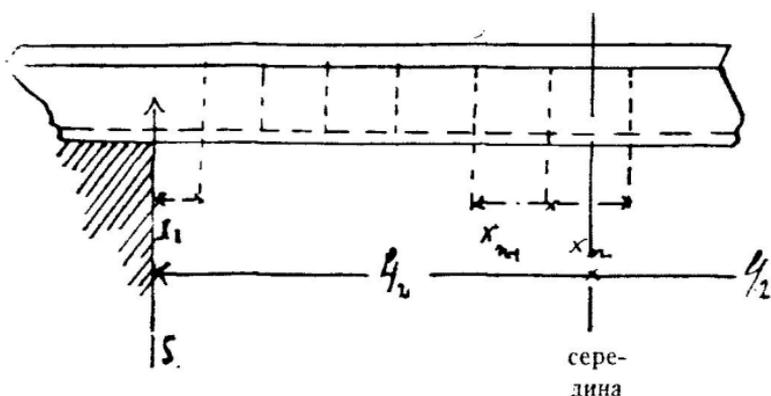
Опредѣленіе величины скалывающихъ усилій необходимо для правильнаго конструированія желѣзобетонныхъ сооружений, равно какъ и для опредѣленія сопротивленія скользенію арматуры, такъ какъ, если бы скользеніе могло имѣть мѣсто, то сооруженіе перестало бы быть желѣзобетоннымъ.

Скалывающее усилие в балках можно определить по общей формуле строительной механики.



$$T = \frac{W}{b \cdot I} \int_0^x h_1 \cdot ds.$$

где  $W$  — перерезывающая сила в данном сечении балки.



$I$  — момент инерции

$b$  — ширина балки

$\int_0^x h_1 \cdot ds$  — статический момент части

сечения до данного разреза.

Для нейтральной плоскости это выражение, для сечения железобетонной плиты с двумя арматурами  $s_1$  и  $s_2$ , будет равно:

$$T_n = \frac{W}{b \cdot I} \left[ \frac{1}{2} b \cdot x^2 + n \cdot s_1 (x - k) \right].$$

фиг. н.



Для плоскости, проходящей чрез растянутую арматуру, получимъ :

$$T_p = \frac{W}{b \cdot I} \cdot n \cdot s_2 (h - x - k) \text{ и, такъ какъ :}$$

$$\frac{1}{2} b \cdot x^2 + n \cdot s_1 (x - k) = n s_2 (h - x - k),$$

то слѣдуетъ, что скалывающее усилие въ нейтральной плоскости имѣетъ максимальное значеніе.

Для балокъ тавроваго сѣченія или вообще ограниченъ двумя параллельными плоскостями, скалывающее усилие можно представить такъ :

$$T = \frac{W}{b} \cdot \frac{\Sigma s}{\Sigma I},$$

гдѣ  $\Sigma s$  — статическій моментъ относительно нейтральной оси, и такъ какъ для балокъ съ арматурой въ нижней части балки :

$$\frac{\Sigma I}{\Sigma s} = h_1$$

т. е. разстоянію между точками приложенія равнодѣйствующей всѣхъ сжимающихъ усилій и равнодѣйствующей всѣхъ растягивающихъ усилій, то для этого случая балокъ, скалывающее усилие равно :

$$T_t = \frac{W}{b \cdot h_1}; \text{ въ } klg \text{ на } 1 \text{ cm}^2.$$

Если  $\zeta$  есть периметръ сѣченія нижней арматуры и  $T_s$  сила сцѣпленія желѣза и бетона, то можно написать, что :

$$T_t \cdot b = T_s \cdot \zeta$$

откуда сила сцѣпленія :

$$T_s = \frac{T_t \cdot b}{\zeta}$$

и для балокъ съ одной нижней арматурой, подставляя

$$T_t = \frac{W}{b \cdot h_1}, \text{ имѣемъ:}$$

$$T_s = \frac{W}{\zeta \cdot h_1} \cdot \text{въ } klg \text{ на } 1 \text{ см}^2.$$

Необходимо всегда провѣрить сѣченіе арматуры такъ, чтобы  $T_s$  было не больше 5  $klg/cm^2$ . Что касается скалывающаго усиля  $T_t$ , то мы предлагаемъ всегда загибать вверхъ всѣ прутья нижней арматуры (вообще растянутой) кромѣ одного самаго нижняго ряда, и тогда собственно ихъ сѣченье вполне достаточно, чтобы выдержать это скалывающее усилие.

Въ дѣйствительности же слѣдуетъ ставить еще хомуты для приданія балкамъ бѣльшей компактности и бѣльшей связи всѣхъ частей, а также для воспринятія нѣкоторой части скалывающихъ усилій. Сѣченіе этихъ хомутовъ и ихъ распредѣленіе по длинѣ балки предлагаемъ опредѣлять нижеслѣдующимъ образомъ.

Если  $T_t$  скалывающая сила надъ опорой,  $x_1$  — разстояніе перваго хомута отъ опоры,  $2 \cdot m \cdot \omega$  — сѣченіе хомутовъ въ одномъ вертикальномъ, поперечномъ сѣченіи балки, то можемъ написать такое равенство :

$$2 \cdot m \cdot \omega \cdot \tau_f = T_t \cdot b \cdot x_1,$$

если  $\tau_f$  напряженіе на срѣзъ желѣза хомута, сѣченіемъ  $\omega$ , имѣющаго 2 (стр. 15) вѣтви; подставимъ здѣсь значеніе :

$$T_t = \frac{W}{b \cdot h_1},$$

для балки съ одной арматурой въ растянутой части, тогда :

$$m \cdot \omega = x_1 \times \frac{W}{2 \cdot b \cdot h_1} \times \frac{b}{\sigma_f} = \frac{x_1 \cdot W}{2 \cdot h_1 \cdot \sigma_f};$$

примемъ, что  $x_1 = \frac{3}{4} h_1$  и  $\sigma_f = 7 \text{ klg}$  на  $1 \text{ mm}^2$ , тогда

$m \cdot \omega = 0,054 \cdot W$  въ  $\text{mm}^2$  ( $m$  число хомутовъ въ одномъ сѣченіи).

Такъ какъ загнутые вверхъ прутья нижней арматуры воспринимаютъ часть скалывающихъ усилій, то положимъ, что хомуты воспринимаютъ только нѣкоторую часть этихъ усилій, т. е. напишемъ что

$$m \cdot \omega = \alpha \cdot 0,054 \cdot W$$

гдѣ  $\alpha$  — коэффициентъ безопасности отъ дѣйствія скалывающихъ усилій; возьмемъ его равнымъ 0,5; тогда окончательно сѣченіе хомутовъ въ одномъ вертикальномъ сѣченіи балки

$$(t) \quad m \cdot \omega = 0,027 \cdot W,$$

гдѣ  $W$  перерѣзывающая сила на опорѣ балки; причемъ  $x_1 = \frac{3}{4} h_1$ , есть растояніе перваго хомута отъ опоры.

Въ выраженіи  $2 \cdot m \cdot \omega \cdot \sigma_f = T_t \cdot b \cdot x_1$ , значеніе  $T_t$  перерѣзывающей силы уменьшается къ серединѣ пролета балки такъ, что при одинаковомъ сѣченіи хомутовъ, для выполненія этого равенства, надо увеличивать  $x_1$ , т. е. надо постепенно увеличивать разстояніе между хомутами отъ опоры къ серединѣ пролета балки. Практически предлагаемъ это дѣлать увеличивая  $x_1$  постепенно на 1,2 —  $n \text{ см}$ , пока не получимъ  $x_1 = h_1$  по серединѣ  $l$  пролета балки. Обыкновенно начинаютъ загибать вверхъ прутья нижней арматуры на разстояніи отъ опоръ  $x = \frac{l}{4} - \frac{l}{3}$ .

Можемъ написать для части балки, гдѣ эти прутья загнуты:

$$T_t \times x \times b = A_1,$$

а для балки, ограниченной двумя параллельными плоскостями, и съ арматурой только въ растянутой части при

$$x = \frac{l}{4} \text{ и } T_t = \frac{W}{b \cdot h_1}$$

$$A_1 = \frac{W}{b \cdot h_1} \times \frac{l}{4} \times b = \frac{W \cdot l}{4 \cdot h_1}.$$

Этому усилию противопоставимъ сѣченіе  $\omega_1$  загнутыхъ прутьевъ, подъ угломъ  $\alpha$ , коего синусъ, въ приближеніи, можно считать равнымъ

$$\sin \alpha = \frac{h_1}{l/4} = \frac{4 \cdot h_1}{l}; \text{ тогда } \frac{\omega_1}{\sin \alpha} \cdot \tau_f = A_2$$

$$\text{или } \frac{l}{4h_1} \cdot \omega_1 \cdot \tau_f = A_2.$$

При расчетѣ главныхъ балокъ желѣзобетоннаго балочнаго моста чрезъ р. Псель (см. ниже) имѣемъ  $W = 29500 \text{ klg}$ ;  $l = 12,37 \text{ m}$ ;  $h_1 = 84 \text{ cm}$ ;  $\omega_1 = 68,40 \text{ cm}^2$  (загнуто вверхъ шесть прутьевъ  $\phi 38 \text{ mm}$ ;  $\omega_1 = 68,40 \text{ cm}^2$ ),

$$\text{тогда } A_1 = 109500 \text{ klg (} l \text{ въ cm)}$$

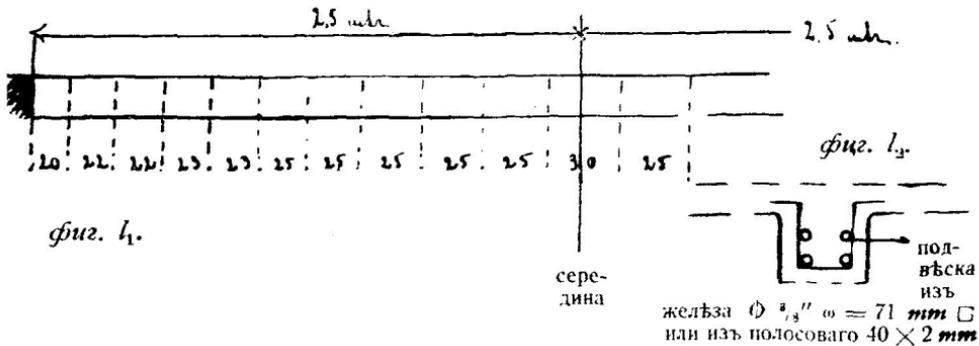
$$\text{и } A_2 = 176000 \text{ „}$$

или  $A_2 > A_1$ , т. е. однихъ загнутыхъ прутьевъ достаточно, чтобы воспринять скальвающія усилья, и поэтому вышепринятый коэффициентъ безопасности  $\alpha = 0,5$  для хомутовъ, вполне возможенъ, сама же формула (t) даетъ очень удачные результаты.

*Примѣръ.* Сила реакціи на опорѣ для балки съ  $H = 30 \text{ cm}$  и пролетомъ  $5,00 \text{ m}$  равно  $5000 \text{ klg}$ ; опредѣлить и распредѣлить подвѣски (хомуты).

$T = 5000 \text{ klg}$  на опорѣ

$m \cdot \omega = 0,027 \quad T = 135 \text{ mm} \square$  и  $x_1 = \frac{3}{4} H = 20 \text{ cm}$ .



Если въ данномъ случаѣ два вертикальныхъ ряда арматуры, то въ каждомъ ряду поставимъ подвѣски  $\phi \frac{3}{8}''$ , по двѣ вмѣстѣ или удобнѣе въ шахматномъ порядкѣ, такъ что, въ общемъ, одна отъ другой будутъ на разстояніи  $\frac{x_1}{2}$ .

Практика показала, что расчетъ подвѣсокъ по эмпирической формулѣ (t) даетъ очень удачные результаты, также удобно указанное здѣсь распределѣніе этихъ подвѣсокъ.

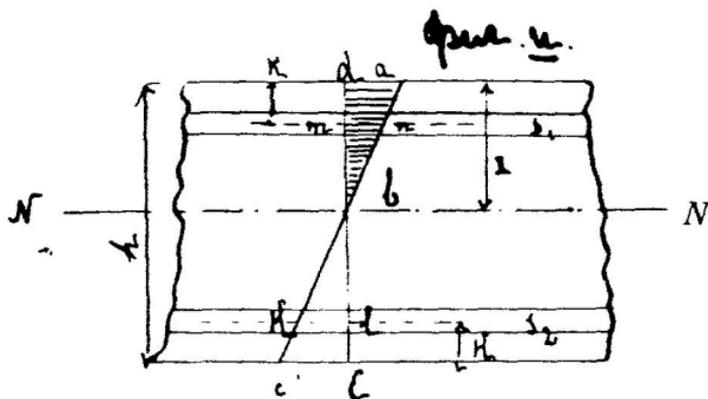
#### IV. Изгибъ желѣзобетонныхъ плитъ.

Предполагается, что плита имѣетъ арматуру въ двухъ направленіяхъ, причѣмъ или обѣ эти арматуры входятъ въ расчетъ при дѣйствіи изгибающихъ внѣшнихъ силъ, или же одна изъ нихъ имѣетъ характеръ вспомогательной. Такая сѣтка изъ желѣзныхъ прутьевъ можетъ быть или только въ растягиваемой части плиты, или также и въ сжимаемой.

Въ этомъ послѣднемъ случаѣ напряженіе арматуры въ сжатой части плиты не будетъ одинаково съ напряженіемъ арматуры въ растянутой части, такъ какъ временное сопротивленіе бетона растяженію въ 12 разъ приблизительно мень-

ше временнаго сопротивленія его на сжатъе, а поэтому положеніе нейтральной оси найти будетъ затруднительно. Случайно лишь она можетъ быть по серединѣ высоты плиты, а вообще она выше этой середины, такъ какъ напряженіе растянутой арматуры больше напряженія сжатой, имѣя въ виду, что здѣсь бетонъ воспринимаетъ часть сжимающихъ усилій. Тоже будетъ при наличности желѣзной арматуры въ растянутой лишь части плиты.

По предложенію Куанье и Тедеско не будемъ принимать во вниманіе сопротивленія бетона на растяженіе, тогда діаграмма упругихъ силъ выразится линіей  $abc$ . Это предположеніе не согласуется съ дѣйствительностью, но возможно, такъ какъ дѣлается въ сторону прочности. При этомъ будемъ считать тогда, что растягивающія усилія выдерживаетъ одна лишь желѣзная арматура.



Тогда  $ad = \sigma_b$  максимум, а сумма всѣхъ сжимающихъ усилій бетона представится въ видѣ площади треугольника  $abd$ , или  $\frac{1}{2} \cdot \sigma_{b \max} \cdot x \cdot b$ , для всей ширины плиты  $b$ .

При этомъ  $x$  есть разстоянье предполагаемой нейтральной оси до верхней поверхности плиты.

Дальше имѣемъ, что напряженіе желѣзной арматуры въ сжатой части плиты можно представить въ видѣ произведенія  $\sigma_{1f} \cdot s_1$  а напряженіе арматуры въ растянутой части и въ видѣ  $\sigma_{2f} \cdot s_2$ .

При равновѣсіи можемъ написать, что сумма проэкцій этихъ напряженій на горизонтальную линію равна нулю, а именно:

$$(г) \quad \frac{1}{2} \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot x \cdot b + \tau_1 f \cdot s_1 - \tau_2 f \cdot s_2 = 0.$$

Теперь можно изъ этого уравненія найти величину  $x$ .

Преобразуемъ для этого его. Предполагаемъ, что изгибъ желѣзобетонной плиты происходитъ такъ, что остается неизмѣннымъ плоскостное сѣченіе и, что оно, мѣняя положеніе, остается такимъ же; такъ что сѣченіе  $dc$  перешло послѣ изгиба въ положеніе  $ac'$ . Можно написать слѣдующія отношенія изъ подобія треугольниковъ.

$$\frac{da}{x} = \frac{mn}{x-k} = \frac{kl}{h-x-k}$$

$$\text{гдѣ } da = \frac{\sigma_{b \text{ max.}}}{E_b}, \quad mn = \frac{\tau_1 f}{E_f}; \quad kl = \frac{\tau_2 f}{E_f}$$

такъ какъ  $da$ ,  $mn$  и  $kl$  представляютъ собою измѣненія бетона и желѣза при изгибѣ

$$\frac{\sigma_{b \text{ max.}}}{E_b \cdot x} = \frac{\tau_1 f}{E_f (x-k)}, \quad \text{откуда}$$

$$\tau_1 f = \frac{E_f}{E_b} \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot \frac{x-k}{x} = n \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot \frac{x-k}{x}$$

аналогично получимъ

$$\tau_2 f = n \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot \frac{h-x-k}{x}$$

Подставимъ эти значенія  $\tau_1 f$  и  $\tau_2 f$  въ уравненіе (г), тогда получимъ

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot x \cdot b + n \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot s_1 \cdot \frac{x-k}{x} - n \cdot \sigma_{b \text{ max.}} \cdot s_2 \cdot \frac{h-x-k}{x} = 0$$

послѣ простѣйшихъ преобразованій получимъ

$$(r') \quad x^2 + 2 \frac{n}{b} (s_1 + s_2) x - \frac{2n}{b} [k s_1 + (h-k) s_2] = 0,$$

$$\text{откуда} \quad x = \frac{n(s_1 + s_2)}{b} + \sqrt{\frac{n^2(s_1 + s_2)^2}{b^2} + \frac{2n}{b} [k s_1 + (h-k) s_2]};$$

$$(w) \quad \text{или} \quad x = \frac{n(s_1 + s_2)}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b[k s_1 + (h-k) s_2]}{n(s_1 + s_2)^2}} \right].$$

Если  $s_1 = s_2$ , то значеніе  $x$  выразится такъ

$$x = \frac{2n \cdot s_1}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{b \cdot h}{2n \cdot s_1}} \right].$$

Если  $s_1 = 0$ , что значеніе  $x$  получить такое значеніе

$$x = \frac{n \cdot s_2}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-k)}{n \cdot s_2}} \right]. \quad (t)$$

Для послѣдняго случая инженеръ Геннебикъ, между другими, предлагаетъ слѣдующую эмпирическую формулу для опредѣленія величины  $x$ , а именно, при наличности желѣзной арматуры только въ растянутой части плиты:

$$x = \frac{\sqrt{M}}{500}$$

$$(s) \quad \text{или} \quad x = 0,002 \sqrt{M},$$

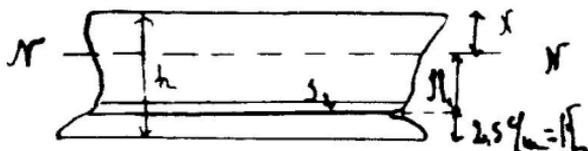
гдѣ  $M$  изгибающій моментъ внѣшнихъ силъ, дѣйствующихъ на плиту въ  $kg/m$ ,  $\frac{1}{500}$  — численный коэффициентъ.

Получаемъ значеніе  $x$  въ метрахъ. При этомъ предполагаютъ, что равнодѣйствующая всѣхъ сжимающихъ усилій приложена по серединѣ высоты  $x$  (фиг.  $k_1$ , стр. 63).

Несмотря на свою простоту эта формула (s) даетъ очень подходящiе результаты для плитъ съ одной арматурой, помѣщенной въ растянутой части плиты. Тогда

$$H_1 = h - k - x.$$

фиг.  $k_1$



Для опредѣленiя теперь  $s_2$  считаютъ, что желѣзная арматура выдерживаетъ сама безопасно половину изгибающаго момента т. е.

$$s_2 = \frac{M}{2 \times \tau f \times H_1} \quad (s')$$

здѣсь, если  $M$  въ  $klg/m$

$\tau f$  въ  $klg$  на  $1\text{ мм}^2$

$H_1$  въ  $m$ , то  $s_2$  получаемъ въ  $mm^2$ .

При этомъ  $\tau_b$  считаютъ равнымъ  $25\text{ klg}$  на  $1\text{ см}$ . Съ другой стороны можно, опредѣливъ по формулѣ (t) или (w) величину  $x$ , подставить её въ формулу Навье

$$(u) \quad \tau_b = \frac{M \cdot x}{\Sigma I},$$

гдѣ  $M$  — изгибающiй моментъ внѣшнихъ силъ.

$\Sigma I$  — сумма моментовъ инерцiи сѣченiя бетона и желѣзной арматуры, приведенной къ материалу бетона.

Моментъ инерціи сѣченія бетона для фиг. *n* равенъ (стр. 60).

$$I_b = \frac{bx^3}{12} + bx \left( \frac{x}{2} \right)^2 = \frac{bx^3}{3}.$$

Моментъ инерціи арматуры соотвѣтственно будетъ равняться

$$I_1 = I_1 f + s_1 (x - k)^2$$

$$\text{и } I_2 = I_2 f + s_2 (h - x - k)^2$$

тогда, пренебрегая значеніемъ  $I_1 f$  и  $I_2 f$ , какъ малыми очень величинами (моменты инерціи арматуры относительно ея центра тяжести), получимъ для  $\Sigma I$  слѣдующее выраженіе

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \left[ s_1 (x - k)^2 + s_2 (h - x - k)^2 \right].$$

Такимъ образомъ опредѣливъ значеніе  $M$ ,  $x$ , и  $\Sigma I$ , значеніе  $\sigma_b$  можетъ быть легко опредѣлено по формулѣ (u), а тогда получимъ, согласно предыдущаго, значенія (стр. 61)

$$(x) \quad \tau_1 f = n \cdot \tau_b \cdot \frac{x - k}{x}$$

$$(y) \quad \text{и } \tau_2 f = n \cdot \tau_b \cdot \frac{h - x - k}{x};$$

формулами (w), (u), (x) и (y) слѣдуетъ пользоваться при наличности въ плитѣ двойной арматуры.

Въ практикѣ же очень часто встрѣчается случай одной арматуры, расположенной въ растянутой части плиты, и для этого случая кромѣ вышеприведенной формулы (s) и указаннаго тамъ же способа расчета, можно примѣнить формулы общества нѣмецкихъ инженеровъ и архитекторовъ, а именно:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{bx \left( h - k - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\text{и } \gamma_f = \frac{M}{s_2 \left( h - k - \frac{x}{3} \right)}.$$

Причем  $x$  определяють для этого случая по формулѣ

$$x = \frac{n \cdot s_2}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b (h - k)}{n \cdot s_2}} \right] \quad (t)$$

Замѣтимъ здѣсь, что плита можетъ имѣть арматуру въ двухъ взаимно перпендикулярныхъ направлєніяхъ, причемъ обѣ будутъ рабочими арматурами или же одна изъ нихъ есть вспомогательная и служитъ только для связи и удержанія желѣза отъ скользянія въ бетонной массѣ. Согласно этой разницы измѣнится выраженіе для изгибающаго момента внѣшнихъ силъ. Въ первомъ случаѣ, условно, для желѣзобетонныхъ плитъ можемъ брать:

$$(1) \quad M_1 = \frac{p \cdot l_1^2}{32}$$

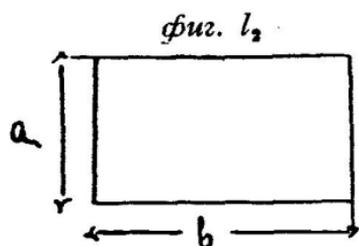
для опредѣленія размѣра сѣченія одной арматуры,

$$\text{или } M_1 = \frac{p \cdot l_1^2}{16}$$

для опредѣленія суммы сѣченій обѣихъ рабочихъ арматуръ на 1  $m^2$  поверхности плиты

(2) и  $M_2 = \frac{p \cdot l_2^2}{10}$  при одной рабочей арматурѣ, а другой лишь вспомогательной.

Въ выраженіи (1) и (2)  $p$  — представляетъ равномерно распределенную нагрузку на 1 метръ кв. поверхности плиты,  $l_1$  среднее ариѳметическое пролетовъ плиты, а  $l_2$  меньшій пролетъ плиты,



т. е.  $l_1 = \frac{a + b}{2}$ , причемъ

при  $b > 2,5 a$  будемъ считать, что работаетъ лишь одна арматура т. е.  $l_2 = a$ .

*Примѣръ.* Плита толщиной  $h = 10$  см и пролетомъ

$$b \times a = 2,67 \times 2,16 \text{ м}$$

испытываетъ равномерно распределенную нагрузку въ 1260  $kg$  на 1  $m^2$  поверхности, включая и собственный вѣсъ 1 кв. метра плиты, т. е.  $0,1 \times 2500 \text{ } kg = 250 \text{ } kg$ .

$$l_1 = \frac{2,67 + 2,17}{2} = 2,42 \text{ м.}$$

Арматура имѣется въ двухъ направленияхъ, но лишь въ растянутой части плиты

$$M_1 = \frac{1260 \times 2,42^2}{32} = 231 \text{ } kg/m.$$

Принимаемъ напряженіе бетона на сжатіе 25  $kg$  на 1  $cm^2$ , желѣза на растяженіе 9  $kg$  на 1  $mm^2$ , а также считаемъ, что половина момента изгиба выдерживаетъ бетонъ на сжатіе, а другую половину желѣзо на растяженіе, тогда по формулѣ (s) (стр. 62)

$$x = 0,002 \sqrt{231} = 0,03 \text{ м}$$

$$H_1 = h - k - x = 10 - 3 - 2,5 = 4,5 \text{ см (фиг. k)}$$

и по формулѣ (s')

$$s_1 = \frac{M}{2 \times \sigma_f \times H_1} = \frac{231}{2 \cdot 9 \times 0,045} = 285 \text{ } mm^2$$

на 1 пог. метръ, что по приведенной выше (стр. 45) таблицѣ сѣченій желѣзныхъ прутьевъ представляетъ четыре прута діаметромъ  $\frac{3}{8}$ ".

Слѣдовательно общее сѣченіе арматуры на 1 метръ кв. будетъ равно

$$2 \cdot s_2 = 2 \times 285 = 570 \text{ mm}^2.$$

Провѣримъ этотъ расчетъ по формулѣ (t) ( $b = 100 \text{ cm}$ )

$$x = \frac{n \cdot s_2}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-k)}{n \cdot s_2}} \right] = 2,2 \text{ cm} \text{ (стр. 65)}$$

при  $k = 2,5$  и  $n = 15$ .

Подставимъ это значеніе для  $x$  въ формулу общества нѣмецкихъ инженеровъ и архитекторовъ, тогда получимъ:

$$\text{(стр. 64)} \quad \sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \left( h - k - \frac{x}{3} \right)} = 30 \text{ klg на } 1 \text{ cm}^2 > 25 \text{ klg}$$

$$\text{(стр. 65)} \quad \text{и } \sigma_f = \frac{M}{s_2 \left( h - k - \frac{x}{3} \right)} = 1200 \text{ klg на } 1 \text{ cm}^2 > 900 \text{ klg.}$$

Хотя эти значенія для  $\sigma_b$  и  $\sigma_f$  больше предположенныхъ раньше, но очевидно, что результаты получаемые по формулѣ (s) вполне подходятъ, а расчетъ при этомъ сильно упрощается и ускоряется. Рѣдко въ практикѣ берутъ значеніе для  $s_2$ , полученное отъ вычисленія, обыкновенно берутъ слѣдующее, подходящее и тогда вычисленія обоими этими методами еще больше сближаются. Имѣя въ виду вышесказанное, мы приводимъ ниже таблицы, въ которыхъ вычислены значенія  $s_2$  для разныхъ пролетовъ плитъ, при разныхъ, равномерно распределенныхъ нагрузкахъ, при арматурѣ, расположенной въ нижней части плиты, причемъ она будетъ или въ двухъ направленіяхъ или въ одномъ. Въ таблицахъ нагрузки будутъ показаны лишь полезныя,

т. е. безъ собственнаго вѣса плиты, который, понятно, прибавлялся при вычисленіи моментовъ для вычисленія сѣченія арматуры. Напряженіе бетона на сжатіе при этомъ считаемъ 25 *klg* на 1 *cm*<sup>2</sup>, а напряженіе желѣза на растяженіе 9 *klg* на 1 *mm*<sup>2</sup>, а моменты изгибовъ опредѣляемъ при арматурѣ въ двухъ направленіяхъ по формулѣ

$$M_1 = \frac{p \cdot l_1^2}{32} \quad (1)$$

и при арматурѣ въ одномъ направленіи по формулѣ

$$M_2 = \frac{p \cdot l_2^2}{10}; \quad (2) \quad (\text{стр. 65})$$

Для удобства строителей приводимъ также переводъ нагрузокъ, въ килогр. на метръ квадратный, въ пуды на саж. квадр. и обратно. Зная пролеть и полезную нагрузку, легко находимъ по этимъ таблицамъ сѣченіе нужной для даннаго случая желѣзной арматуры, считая её расположенной въ одномъ направленіи или по двумъ взаимно перпендикулярнымъ, въ нижней, растянутой части плиты (см. ст. 65 и 66 фиг. *l*<sub>2</sub>). Найдя это сѣченіе, практически, беремъ ближайшее къ нему, руководствуясь таблицей сѣченій стр. 45-ой.

---

## ТАБЛИЦА

перевода нагрузокъ, выраженныхъ въ вилограммахъ на кв. метръ въ пуды на кв. сажень.

Нагрузка въ <i>klg</i> на 1 <i>m</i> <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чушая въ пуд. на 1 <i>s</i> <sup>2</sup>	Нагрузка въ <i>klg</i> на 1 <i>m</i> <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чушая въ пуд. на 1 <i>s</i> <sup>2</sup>	Нагрузка въ <i>klg</i> на 1 <i>m</i> <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чушая въ пуд. на 1 <i>s</i> <sup>2</sup>
100	27,6	775	215,1	1900	528,0
125	34,5	800	222,20	1950	541,4
150	41,6	825	229,1	2000	555,3
175	48,6	850	237,0	2100	583,2
200	55,2	875	243,7	2200	611,2
225	62,2	900	250,4	2300	639,7
250	69,2	925	257,4	2400	666,4
275	76,5	950	264,0	2500	694,3
300	83,2	975	270,0	2600	722,2
325	90,2	1000	277,4	2700	751,4
350	97,2	1050	291,2	2800	778,2
375	104,8	1100	305,3	2900	804,8
400	111,5	1150	319,2	3000	833,2
425	118,4	1200	333,2	3500	972,4
450	125,2	1250	347,2	4000	1110,6
475	132,0	1300	361,1	4400	1222,3
500	138,4	1350	375,7	5000	1388,6
525	145,4	1400	389,2	5400	1502,8
550	152,4	1450	402,4	6000	1666,5
575	159,3	1500	416,3	7000	1944,8
600	166,3	1550	430,3	8000	2221,2
625	173,3	1600	444,3	8000	2444,7
650	180,2	1650	458,2	10000	2777,2
675	187,2	1700	472,2	—	—
700	194,2	1750	486,2	—	—
725	201,2	1800	500,9	—	—
750	208,2	1850	514,5	—	—

## ТАБЛИЦА

перевода нагрузокъ, выраженныхъ въ пудахъ на кв. сажень  
въ килогр. на кв. метръ.

Нагрузка въ пуд. на 1 с <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чущая въ klg на 1 м <sup>2</sup>	Нагрузка въ пуд. на 1 с <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чущая въ klg на 1 м <sup>2</sup>	Нагрузка въ пуд. на 1 с <sup>2</sup>	Нагрузка равнозна- чущая въ klg на 1 м <sup>2</sup>
50	180	250	900	450	1620
60	216	267	936	460	1655
70	251	270	972	470	1692
80	288	280	1008	480	1728
90	324	290	1043	490	1764
100	360	300	1080	500	1800
110	396	310	1115	510	1835
120	432	320	1152	520	1871
130	468	330	1188	530	1908
140	504	340	1224	540	1944
150	540	350	1260	550	1980
160	575	360	1295	560	2016
170	612	370	1332	570	2052
180	648	380	1368	580	2087
190	684	390	1403	590	2124
200	720	400	1440	600	2160
210	756	410	1476	650	2340
220	790	420	1511	700	2520
230	827	430	1548	750	2700
240	864	440	1584	800	2880

ТАБЛИЦА I

сѣченій арматуры, расположенной въ растянутой части плиты толщиной  $h = 8$  см,  
въ одномъ направленіи.

Пролетъ въ свѣту <i>m</i>	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ <i>klg</i>																									
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
1,00	—	—	—	—	—	—	112	120	130	139	151	159	170	180	191	202	225	248	274	300	328	355	385	417	449	482
1,10	—	—	—	—	—	130	138	155	165	180	191	201	218	231	245	261	293	327	361	397	435	475	520	564	614	660
1,20	—	—	—	133	148	161	177	191	208	225	230	247	265	285	315	336	376	422	469	523	575	635	696	761		
1,30	112	130	147	162	180	199	218	237	258	277	302	325	349	373	399	425	482	549	612	682	761	845				
1,40	137	156	176	196	219	241	266	291	319	346	373	403	435	468	500	538	616	701	793							
1,50	162	186	211	236	264	293	326	355	390	424	462	500	544	585	631	677	782									
1,60	191	220	250	284	319	352	391	432	475	522	568	620	671	728	790	855										
1,70	225	261	298	339	380	425	471	523	577	635	701	763	840													
1,80	263	305	355	399	451	508	568	631	704	790	859															
1,90	301	359	414	471	538	608	681	764	855																	
2,00	355	439	482	555	635	721	822																			
2,10	412	484	565	655	754	862																				
2,20	476	563	660	774																						
2,30	551	655	775																							
2,40	677	761																								
2,50	727																									

Въ таблицахъ I, II, III, IV и V указаны сѣченія рабочей желѣзной арматуры расположенной вдоль меньшаго пролета ( $b > 2,5 a$ ); арматура въ направленіи перпендикулярномъ носить названіе распределительной или вспомогательной и располагается въ разстояніи 0,3  $m$  пруть отъ прута, діаметръ коихъ бываетъ  $\frac{5}{16}$ " при діаметрѣ рабочей арматуры до  $\frac{5}{8}$ ", и  $\frac{3}{8}$ " при рабочей арматурѣ большаго діаметра.



ТАБЛИЦА III

сбъчній арматуры, расположенной въ растянутой части плиты толщиной  $h = 10$  см,  
въ одномъ направленіи.

Пролетъ въ свѣту <i>m</i>	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ <i>kg</i>																						
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700
1,50	129	132	146	162	177	192	209	227	244	261	278	298	317	338	357	379	422	469	517	569	621	679	739
1,60	137	154	171	190	208	227	247	267	287	309	332	355	379	405	428	455	510	569	628	695	764		
1,70	159	179	200	220	244	266	288	314	339	367	391	422	450	481	512	545	611	685	764				
1,80	184	208	231	256	281	310	339	368	398	430	462	499	535	571	609	648	736						
1,90	210	238	266	295	326	359	391	428	465	502	542	585	628	675	724								
2,00	239	270	304	339	376	415	455	497	541	587	635	687	741										
2,10	272	309	348	398	432	478	526	576	628	685	744												
2,20	307	350	396	444	495	548	607	664	730														
2,30	348	396	450	506	564	628	695	769															
2,40	390	448	510	576	646	721																	
2,50	440	506	574	648	730																		
2,60	492	569	650	741																			
2,70	552	638	736																				
2,80	617	715																					
2,90	690																						
3,00	769																						



# ТАБЛИЦА V

**сѣченій арматуры, расположенной въ растянутой части плиты толщиной  $h = 21$  см,  
въ одномъ направленіи.**

Пролетъ въ свѣту <i>m</i>	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ <i>kg</i>																									
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
1,60	—	124	136	146	159	172	186	198	212	226	241	255	271	285	301	317	350	384	418	456	492	531	572	616	659	705
1,70	128	141	156	170	185	199	216	231	248	264	281	299	317	335	355	374	412	454	496	542	586	637	686	741		
1,80	146	162	178	195	214	231	249	268	287	306	327	348	369	390	412	436	482	531	584	639	695	756				
1,90	166	185	204	224	244	264	285	307	329	353	377	401	426	454	478	506	562	621	685	750						
2,00	188	209	231	254	277	301	326	351	378	405	431	462	491	522	554	586	655	725								
2,10	212	236	260	288	315	342	371	401	431	464	496	530	565	600	639	677	760									
2,20	238	267	295	325	356	389	420	457	491	528	566	606	648	691	735											
2,30	267	299	330	365	401	439	477	517	559	600	648	692	742													
2,40	297	334	371	410	452	490	538	584	635	682	735															
2,50	330	370	412	457	501	542	604	658	712																	
2,60	368	414	462	511	562	619	679	741																		
2,70	407	460	514	571	632	695	764																			
2,80	450	507	567	637	702																					
2,90	496	551	632	705																						
3,00	546	619	698	782																						
3,10	600	685	771																							
3,20	659	752																								
3,30	724																									
3,40	794																									
3,50	871																									

ТАБЛИЦА VI

сѣченій арматуры, расположенной въ разстапутой части плиты толщиной  $h = 8$  см,  
въ двухъ направленияхъ.

Пролетъ въ свѣту <i>m</i>	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ <i>klg</i>																									
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000
2,00	—	—	—	114	124	136	149	160	175	187	200	214	229	244	258	274	309	341	379	417	459	500	560	596	646	701
2,10	—	—	114	126	139	156	168	180	196	211	227	244	261	279	298	317	352	395	439	486	538	587	644	706		
2,20	—	114	128	141	158	172	189	205	222	238	258	279	298	317	339	361	407	455	508	568	623	691				
2,30	112	126	141	159	177	194	211	229	250	271	292	317	339	361	386	414	466	524	587	666						
2,40	131	139	158	177	196	216	236	258	281	306	330	367	383	401	439	469	535	604	678							
2,50	136	157	177	198	218	241	266	292	317	344	374	404	432	466	500	538	612									
2,60	151	170	192	216	240	266	294	322	351	382	416	449	485	524	562	604										
2,70	165	189	215	241	270	300	330	364	397	432	471	512	555	600	644											
2,80	182	209	236	257	299	333	367	404	445	485	530	576	627													
2,90	200	229	261	295	330	367	409	449	495	544	596	648														
3,00	217	249	286	325	365	407	452	500	530	608	654															
3,10	236	296	315	356	400	449	500	556	617	678																
3,20	258	300	345	391	431	496	556	620	687																	
3,30	281	307	378	431	488	551	617	687																		
3,40	308	359	414	472	538	608	682																			
3,50	335	390	451	520	591	669																				
3,60	365	415	492	571	651																					

Въ таблицахъ VI, VII, VIII, IX и X указаны сѣченія желѣзной арматуры, расположенной вдоль одного изъ пролетовъ ( $b \leq 2,5 a$ ); при этомъ въ направленіи перпендикулярномъ будетъ арматура того же сѣченія, и объ будутъ рабочими.

## ТАБЛИЦА VII

сбъеній арматуры, расположенной въ растянутой части плиты толщиной  $h = 9$  см,  
въ двухъ направленихъ.

Продеть въ свѣту $m$	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ $kg$																								
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900
2,30			119	130	142	156	170	185	200	212	229	244	259	275	294	309	345	384	425	466	510	556	606	656	714
2,40	—	118	130	145	159	174	190	205	221	238	255	272	291	309	329	349	390	435	481	581	637	696			
2,50	115	129	145	160	175	194	210	229	246	266	285	306	325	347	369	392	439	491	544	602	662				
2,60	126	141	159	175	196	212	232	254	272	295	316	340	361	388	411	439	494	542	616	686					
2,70	138	156	175	196	215	236	257	279	304	327	354	379	405	435	462	494	556	625	700						
2,80	150	170	191	215	236	259	282	308	336	361	390	422	451	484	516	554	625	704							
2,90	164	186	210	235	259	285	311	340	369	402	435	468	502	539	576	616	704								
3,00	179	204	229	255	282	311	342	374	407	442	478	516	556	596	640	689									
3,10	196	221	252	278	309	342	377	411	449	489	530	574	619	666	717										
3,20	212	240	271	304	338	374	411	451	494	539	585	634	686	740											
3,30	229	261	295	331	369	409	451	499	558	596	649	707													
3,40	248	282	320	359	402	447	494	544	596	652	714														
3,50	269	306	347	390	439	489	541	596	656	720															
3,60	289	331	377	427	478	534	590	652	724																
3,70	309	357	407	462	518	579	647	717																	
3,80	336	386	442	499	565	631	707																		
3,90	359	417	478	544	612	689																			
4,00	388	449	516	588	644																				



# ТАБЛИЦА IX

сѣченій арматуры, расположенной въ растянутой части плиты толщиной  $h = 11$  см,  
въ двухъ направленихъ.

Пролетъ въ свѣту <i>m</i>	Полезная нагрузка на 1 $m^2$ поверхности плиты въ <i>kg</i>																							
	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800
2,80	116	129	142	157	170	185	199	217	231	247	264	280	297	315	334	351	391	422	470	512	559	606	656	706
2,90	126	140	156	170	186	202	219	235	254	271	289	307	326	345	366	386	429	475	520	569	621	676	731	
3,00	136	152	168	185	202	220	237	256	275	295	315	335	356	378	402	425	472	522	574	630	690	751		
3,10	147	165	182	200	220	239	258	279	300	321	332	367	391	415	440	465	519	574	633	697	762			
3,20	159	178	197	218	237	258	280	302	326	349	375	400	426	454	480	510	568	632	699	769				
3,30	171	191	214	235	257	280	306	330	356	383	410	438	467	497	528	559	626	697	771					
3,40	185	207	230	255	279	302	329	356	386	414	442	475	506	539	571	610	684	762						
3,50	198	222	247	274	300	327	356	386	417	450	482	516	551	588	626	665	749							
3,60	214	239	267	295	324	352	385	418	451	486	522	561	599	640	682	727								
3,70	228	256	286	316	347	381	415	451	488	526	566	608	650	695	745									
3,80	244	275	306	339	374	410	448	486	526	568	611	660	706											
3,90	261	295	329	364	402	440	480	525	568	616	662	714												
4,00	279	315	351	391	430	475	519	565	614	665	718													
4,10	297	335	375	418	461	510	557	608	660	716														
4,20	318	357	402	448	495	547	598	655	711															
4,30	338	382	429	479	530	584	641	701																
4,40	359	409	458	511	566	628	690																	
4,50	382	425	488	545	606	671																		



## Желѣзобетонные резервуары для воды.

Очень интересно примѣненіе желѣзобетона къ постройкѣ резервуаровъ для воды. Хорошо рассчитанный желѣзобетонный резервуаръ можетъ служить неопредѣленное время, почти безъ ремонта. Внутренняя его поверхность покрывается въ два или три приема цементной штукатуркой. Вода давить на штукатурку и течь невозможна.

Чтобы рассчитать такой резервуаръ, замѣтимъ, что давленіе будетъ уменьшаться съ низу до верху, постепенно; для каждаго горизонтальнаго сѣченія можемъ написать уравненіе равенства внутреннихъ силъ съ внѣшними, а именно

$$Q = s \cdot \sigma_f,$$

гдѣ  $Q$  равнодѣйствующая всѣхъ давленій выше даннаго сѣченія,

$s$  — сѣченіе желѣзной арматуры въ данномъ мѣстѣ

$\sigma_f$  — напряженіе желѣзной арматуры на растяженіе, причемъ, какъ всегда, считаемъ напряженіе бетона на растяженіе за нуль.

Вообще давленіе на вертикальную стѣнку отъ давящей на нее земли равно, на 1 метръ ширины ея

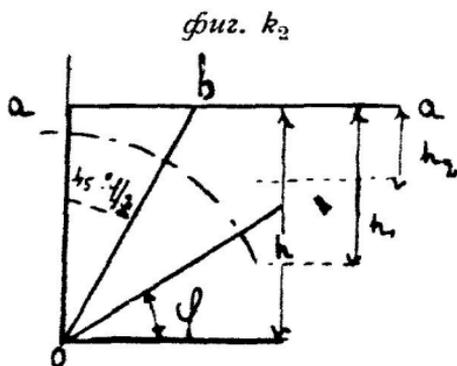
$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

причемъ треніемъ земли о стѣнку пренебрегаемъ, гдѣ

$\gamma$  — вѣсъ куб. един. земли, опирающейся на вертикальную стѣнку  $ao$

$h$  — высота подпиральной стѣнку земли въ  $m$

$\varphi$  — уголъ естественнаго откоса.



Эта формула для воды при  $\varphi^0 = 0^0$  и  $\gamma = 1000 \text{ klg}$  превратится в следующую, для резервуара диаметром  $D$ .

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2(45^0) D = 500 \cdot h^2 \cdot D \text{ в } \text{klg/m}.$$

Этому давлению в круглом резервуаре будут сопротивляться два сечения горизонтального железного круга; (из проволоки). Если, для упрощения, разделим высоту резервуара по высоте на части снизу доверху по одному метру, тогда для первого метра снизу давление равно

$$Q_1 = 500 \cdot \{h^2 - h_1^2\} \cdot D$$

и сумма сечений всех горизонтальных кругов на высоте этого метра будет равна

$$2 s_1 = \frac{500 \cdot (h^2 - h_1^2) \cdot D}{\sigma_f};$$

сумма сечений всех горизонтальных кругов на втором метре снизу будет равна

$$2 s_2 = \frac{500 \cdot (h_1^2 - h_2^2) \cdot D}{\sigma_f}$$

и сумма сечений всех горизонтальных кругов на третьем метре снизу будет равна

$$2 s_3 = \frac{500 \cdot h_2^2 \cdot D}{\sigma_f};$$

причем сумма сечений всех кругов на высоте  $h$  равна

$$\Sigma s = \frac{500 \cdot h^2 \cdot D}{2 \sigma_f} \text{ и}$$

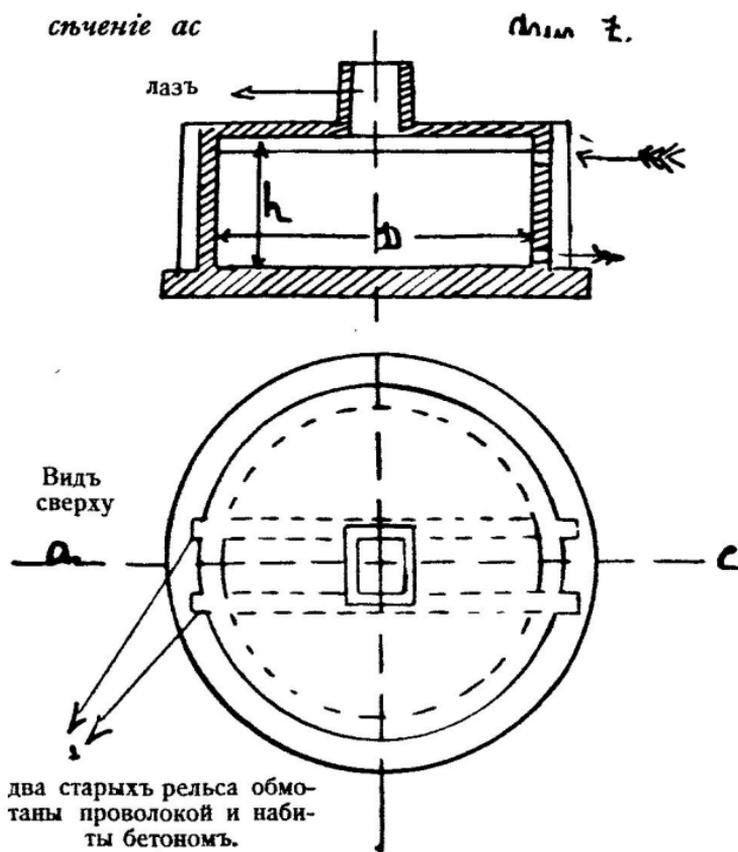
$$2 \Sigma s = 2 s_1 + 2 s_2 + 2 s_3.$$

Предположеніе, что всѣ круги на высотѣ одного метра рассчитаны такъ, какъ бы подвергались давленію, какъ самый нижній кругъ, возможно, такъ какъ дѣлается въ пользу прочности.

ТАБЛИЦА  
естественнаго откоса и плотности земли.

Родъ земли	Уголъ естественнаго откоса	$tg^2 (45^\circ - \varphi/2)$ (среднее)	Вѣсъ 1 куб. метра въ <i>klg</i>
<b>Земля растительная или обыкновенная</b>			
Рыхлая, сухая или нѣсколько сырая . . . . .	42° — 38°	0,217	1200—1450
Сухая и утрамбованная . . . . .	42° — 38°	0,217	1600—1700
Рыхлая, насыщенная водою	35° — 30°	0,306	1700—1900
<b>Песокъ</b>			
Сухой или нѣсколько сырой . . . . .	37° — 34°	0,266	1600—1700
Насыщенный водою . . . . .	30° — 27°	0,360	1850—2000
<b>Глина</b>			
Сухая или нѣсколько сырая	42° — 38°	0,217	1500—1850
Утрамбованная . . . . .	42° — 38°	0,217	1700—1950
Насыщенная водою . . . . .	35° — 30°	0,306	1950—2000

*Примѣръ.* Построимъ изъ желѣзобетона резервуаръ для воды емкостью 1000 ведеръ или 12,3  $m^3$ .



$$D = 3,00 \text{ м}$$

$$h = 1,74 \text{ м}$$

На первомъ метрѣ снизу сумма сѣченій арматуры равна

$$s = \frac{500 \cdot (h^2 - h_1^2) \cdot D}{2 \cdot \sigma_f} = \frac{500 \cdot (1,74^2 - 0,74^2) \cdot 3}{2 \cdot 7} = 269 \text{ мм}^2$$

если поставимъ четыре круга  $\phi \frac{3}{8}''$ , т. е. кругъ отъ круга на расстояніи 25 см, то

$$s = 285 \text{ мм} \quad \square$$

или же можно поставить шесть круговъ изъ проволоки  $\Phi \frac{5}{16}$ ", тогда  $s = 298 \text{ мм}$  □.

На остальной высотѣ сумма сѣченій арматуры равна

$$s = \frac{500 \cdot 0,74^2 \cdot 3}{2 \cdot \sigma_f} = 59 \text{ мм} \quad \square$$

возьмемъ три круга  $\Phi \frac{1}{4}$ ", тогда  $s = 95 \text{ мм}$  □.

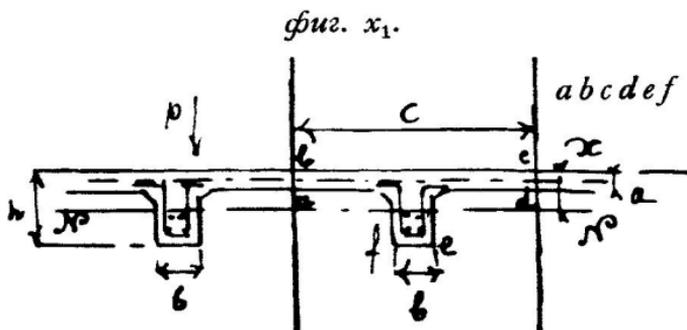
Кромѣ этихъ горизонтальныхъ круговъ поставимъ, для связи, вертикальные прутья  $\Phi \frac{5}{16}$ " на разстояніи 25 *см* другъ отъ друга, причеиъ нижніе ихъ концы будутъ заходить въ дно на длину не меньше 15 *см*. Если провѣрить на растяженіе толщину бетонной стѣнки по формулѣ (стр. 52), то окажется, что размѣръ ея можетъ быть очень незначителенъ. Въ дѣйствительности этотъ размѣръ не дѣлаютъ меньше 8—10 *см*, въ видахъ обезпеченія стѣнокъ отъ просачиванія.

Сверху и съ боковъ такой резервуаръ слѣдуетъ обсыпать землей (толщиной не меньше 60 *см*) во избѣжаніе замерзанія воды, изнутри же покрыть цементной штукатуркой.

### Расчетъ желѣзобетонныхъ балокъ тавроваго сѣченія.

Междуэтажныя перекрытья, верхнія строенія мостовъ дѣлаются въ видѣ плиты на балкахъ. Хомуты балокъ заходятъ въ плиту, а также концы согнутыхъ прутьевъ ихъ арматуры, что вмѣстѣ взятое, представляетъ монолитъ, причеиъ важно положеніе плиты относительно балки и внѣшнихъ дѣйствующихъ силъ, а именно такое сочетаніе плиты и балки является выгоднымъ, если плита при изгибѣ подвергается сжатию и благодаря своей большой площади вполне безопасно выдерживаетъ это усиліе или, по крайней мѣрѣ, значительную его часть. Если же плита не воспринимаетъ сжимающихъ усилій, то нѣтъ пользы отъ примѣненія

этого сочетанія балокъ и плиты. Такая конструкция, въ первомъ случаѣ, представляетъ, какъ бы лежащiе рядомъ, тавровые балки *abcdef*



Въ данномъ случаѣ рассмотримъ только расчетъ тавровой балки при положенiи нейтральной оси ниже нижней плоскости плиты и при дѣйствии внѣшнихъ силъ  $p$ , дѣйствующихъ такъ, что плита будетъ выдерживать сжимающiя усилiя отъ дѣствiя этихъ силъ. Если бы нейтральная ось была выше нижней плоскости плиты или на ея уровнѣ, то это былъ бы случай, какъ для плиты съ двойной арматурой, такъ какъ форма бетона въ растянутой части конструкции не играетъ роли.

Въ нашемъ случаѣ можно тавровую балку разсматривать, какъ плиту, или вообще балку прямоугольнаго сѣченiя, но надо ввести поправку на уменьшенiе площади выдерживающей сжимающiя усилiя.

Уравненiе ( $r'$ ) приметь для этого случая (стр. 62) слѣдующiй видъ

$$\frac{1}{2} x^2 \cdot c - \frac{1}{2} (x - a)^2 (c - b) + n s_1 (x - k) - n \cdot s_2 (h - x - k) = 0$$

$$\text{или } x^2 + \frac{2}{b} [n (s_1 + s_2) + a (c - b)] x - \frac{1}{b} [2 n [s_1 k + s_2 (h - k)] + a^2 (c - b)] = 0$$

откуда  $x = + \frac{1}{b} [a(c-b) + n(s_1 + s_2)]$

$$\left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{b[a^2(c-b) + 2n(s_1 \cdot k + s_2(h-k))]}{[a(c-b) + n(s_1 + s_2)]^2}} \right].$$

Если арматура имѣется только въ нижней части балки, то  $s_1 = 0$ , и

$$x = + \frac{1}{b} [a(c-b) + n s_2]$$

$$\left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{b[a^2(c-b) + 2n \cdot s_2(h-k)]}{[a(c-b) + n \cdot s_2]^2}} \right].$$

При  $c = b$ , получимъ формулу (t) (стр. 62) а поэтому можно для расчета тавровыхъ балокъ пользоваться формулой (t), пока получаемъ  $x \leq a$ ; но мы будемъ считать, что и для этихъ балокъ нейтральная ось ниже плоскости плиты, т. е.  $x > a$ , что возможно, такъ какъ будетъ въ пользу прочности. Дальнѣйшій расчетъ будемъ вести по формулѣ (u) (стр. 63).

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{\Sigma I} \quad \text{и} \quad \sigma_1 f = n \cdot \sigma_b \frac{x - k}{x}.$$

$$\text{и} \quad \sigma_2 f = n \cdot \sigma_b \frac{h - x - k}{x}$$

гдѣ для данного случая

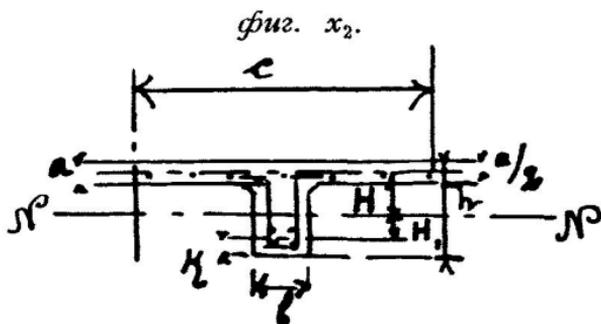
$$\Sigma I = \frac{b x^3}{3} - \frac{1}{3} (c - b) (x - a)^3 + n [I_1 f + I_2 f + s_1 (x - k)^2 + s_2 (h - x - k)^2]$$

а при  $s_1 = 0$ ,  $I_1 f = 0$ , а  $I_2 f$  величинѣ очень небольшой, которой можно пренебречь, получимъ

$$\Sigma I = \frac{b x^3}{3} - \frac{1}{3} (c - b) (x - a)^3 + n s_2 (h - x - k)^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x (h - k - \frac{x}{3})} \quad \text{и} \quad \sigma_f = \frac{M}{s_2 (h - k - \frac{x}{3})}$$

при одной арматурѣ въ растянутой части балки. Этотъ способъ расчета довольно сложенъ и продолжителенъ. Можно предложить также и нижеслѣдующій.



Предположимъ, что половину изгибающаго момента выдерживаетъ бетонъ, а половину желѣзо. Провѣримъ достаточность сѣченія бетона, считая, что равнодѣйствующая всѣхъ сжимающихъ усилій приложена по серединѣ толщины плиты  $a$  (фиг. x<sub>2</sub>). Можемъ тогда написать

$$H \cdot a \cdot c \cdot \sigma_b = \frac{M}{2},$$

гдѣ  $H$  — плечо сжатія

$c$  — ширина плиты, принимаемой во вниманіе, какъ работающей заодно съ балкой; ее обыкновенно не считаютъ больше  $\frac{1}{3} l$ , гдѣ  $l$  пролетъ балки, а сѣченіемъ балки пренебрегаемъ.

При этомъ  $\sigma_b$  не должно быть больше 25  $klg$  на 1  $cm^2$ .

Отношеніе  $\frac{H_1}{H} = \frac{\text{плечо растяженія}}{\text{плечо сжатія}}$  дѣлають отъ 1 до 2,5.

Если  $H$  окажется меньше  $\frac{a}{2}$ , то берутъ всетаки  $H = \frac{a}{2} + 1 \text{ cm}$ . Если и при  $H = H_1$  получимъ что

$$H \cdot a \cdot c \cdot \sigma_b = N < \frac{M}{2},$$

то это покажетъ, что бетонъ не выдерживаетъ безопасно обусловленную часть изгибающаго момента, и слѣдуетъ въ верхнюю часть балки добавить желѣзные прутя, сѣченіе коихъ получимъ изъ равенства

$$s_{\text{сж.}} = \frac{M/2 - N}{\sigma_f \cdot H}$$

зная  $H$ , и задавшись  $\kappa$ , смотря по размѣрамъ арматуры, найдемъ легко  $H_1$ , а именно

$$H_1 = h - a/2 - H - k.$$

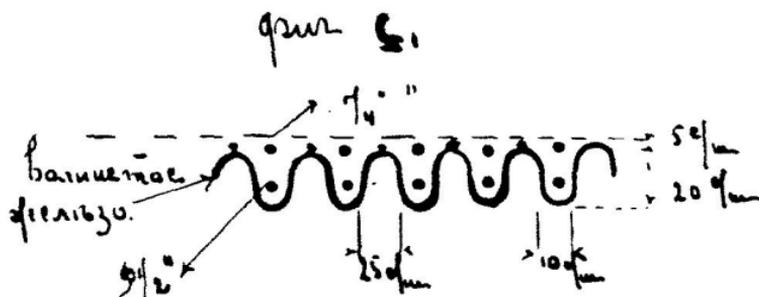
и сѣченіе арматуры, расположенной въ нижней части балки, и выдерживающей другую половину изгибающаго момента, будетъ равно

$$s_{\text{рас.}} = \frac{M}{2 \cdot \sigma_f \cdot H_1}.$$

*Примѣръ.* Расчитаемъ волнистую плиту при пролетѣ

$$l = 3,00 \text{ м}$$

и нагрузкѣ  $p = 400 \text{ klg}$  на  $1 \text{ м}^2$ .



Нагрузка на 1 пог. метр. длины волны равна:

- 1) отъ полезной нагрузки  $0,35 \times 400 = 140 \text{ klg}$
  - 2) отъ вѣса плиты  $0,05 \times 0,35 \times 2500 = 44 \text{ ''}$
  - 3) отъ вѣса волны  $0,1 \times 0,2 \times 2500 = 50 \text{ ''}$
- итого 234 klg

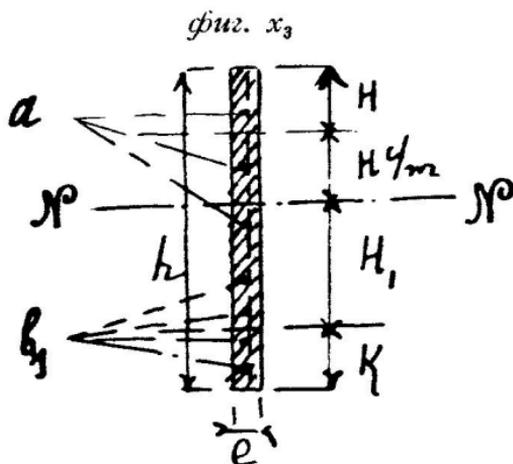


Если бы перекрытие при этих заданиях сделать в видѣ плиты толщиной 12 см, съ арматурой (таблица V) въ одномъ направленіи, то на 1 м<sup>2</sup> плиты понадобилось бы:

бетона . . . . . 0,12 м<sup>3</sup> > 0,11  
и желѣза: для рабочей арматуры 782 мм<sup>2</sup>  
для распределителей 214 „ (три прута  $\Phi \frac{3}{8}$ " )  
итого 996 > 602 .

Слѣдовательно волнистая система перекрытій довольно выгодна, а желѣзная опалубка можетъ служить очень большое число разъ. Этотъ способъ еще тѣмъ удобенъ въ примѣненіи къ потолкамъ, что, задѣлавъ въ нижнія части волнъ деревянныя пробки, мы сможемъ подшить обыкновенный штукатурный потолокъ.

*Примѣръ.* Расчетъ вертикальной желѣзобетонной стѣнки, опирающейся на опоры лишь краями, и высотой  $h$ .



Если изгибающій моментъ  $M$ , то работа бетона будетъ равна

$$e \times 2H \times \sigma_b \times \frac{H}{100} = \frac{M}{2}$$

гдѣ  $\sigma_b$  — напряженіе бетона на сжатіе равно 25 *klg* на 1 см<sup>2</sup>

$M$  — въ  $klg/m$  моментъ изгиба отъ дѣйствія внѣшнихъ силъ,  
 $2H$  — плечо сжатія въ  $cm$ ,  
 $e$  — толщина стѣнки въ  $cm$ ,

$$\text{откуда } H^2 = \frac{M \cdot 100}{2 \cdot 2 \cdot 25 \cdot e} = \frac{M}{e}$$

$$\text{или } H = \sqrt{\frac{M}{e}}$$

Теперь можно опредѣлить  $H_1 = h - 2H - k$ , и сѣченіе  $b_1$  желѣзныхъ прутьевъ (фиг.  $x_3$ ).

$$s = \frac{M}{2 \times \sigma_f \times H_1}$$

гдѣ  $H_1$  — плечо растяженія въ метрахъ,  
 $\sigma_f$  — напряженіе желѣза на растяженіе.

Прутья  $a$  будутъ вспомогательными, для связи, таковыми же будутъ вертикальные прутья, расположенные чрезъ 25  $cm$  другъ отъ друга и діаметромъ  $\frac{3}{8}$ " —  $\frac{5}{16}$ ".

Послѣ этихъ общихъ расчетовъ, дающихъ понятіе о сущности желѣзобетонныхъ сооружений, перейдемъ къ описанію испытаній этихъ сооружений послѣ ихъ исполненія.

### Испытаніе желѣзобетонныхъ сооружений.

Какъ всякое сооруженіе желѣзобетонная постройка предъ употребленіемъ въ дѣло должна подвергнуться испытанію отъ нагрузки, которой характеръ и размѣръ зависитъ отъ заданій проекта.

Послѣ постепеннаго и аккуратнаго снятія опалубки надо прежде всего осмотрѣть все сооруженіе, дабы замѣтить недостатки исполненія работы.



на которыхъ опирается постройка, играетъ при этого рода конструкціяхъ очень видную роль, въ особенности при желѣзобетонныхъ сводахъ и аркахъ. Въ этомъ послѣднемъ случаѣ устойчивость основаній оказываетъ рѣшающее значеніе. Для испытанія можно брать, при равномерно распределенной нагрузкѣ, мѣшки съ пескомъ, или укладывать камень, если онъ имѣется подъ рукой, причемъ по величинѣ эта нагрузка можетъ быть въ полтора раза больше расчетной.

При испытаніяхъ подвижной нагрузкой она остается такой, какъ была предположена при расчетѣ, такъ какъ добавленіемъ къ ней являются динамическія дѣйствія, представляющія собою послѣдствія этого рода нагрузокъ, въ то время какъ при расчетѣ ихъ во вниманіе не принимаютъ.

Желѣзобетонныя сооруженія, рассчитанныя по вышеприведеннымъ формуламъ, дадутъ прогибы, меньше обыкновенно допускаемыхъ при другого рода сооруженіяхъ.

Такъ при прямыхъ балкахъ прогибъ не будетъ больше  $\frac{1}{1300} - \frac{1}{1200}$ , хотя можно допустить  $\frac{1}{1000} - \frac{1}{850}$  пролета.

Но и въ другихъ случаяхъ при правильномъ расчетѣ и аккуратной работѣ желѣзобетонныя сооруженія даютъ при испытаніяхъ прогибы много меньше допускаемыхъ..

Такъ желѣзобетонный мостъ для желѣзнодорожнаго пути при ст. Мариуполь-Портъ чрезъ Зинцевъ ручей, пролетомъ 6,40 *m*, при испытаніи самымъ тяжелымъ паровозомъ Екатерин. ж. д. далъ упругій прогибъ  $\frac{1}{6400}$  пролета вмѣсто  $\frac{1}{1000}$ , допускаемаго договоромъ, да и во многихъ другихъ случаяхъ наблюдались тѣ-же удачныя результаты испытаній.

Послѣ этихъ общихъ указаній, желая дать практическое руководство для расчета, приведемъ, въ видѣ примѣра, расчетъ желѣзобетоннаго моста съ прямыми балками.

---

Этотъ расчетъ составленъ по заданіямъ Лебединской Уѣздной Земской Управы на составленіе проекта желѣзобе-

тоннаго моста чрезъ р. Псель у сл. Бишкиня Лебединскаго уѣзда, и имѣемъ для этого случая такія данныя.

### *I. Для опредѣленія отверстія моста.*

1. Площадь живого сѣченія воды подъ мостомъ должна быть равна 150 кв. саж. при средней глубинѣ заполнения 2,30 саж., считая отъ горизонта высокихъ водъ.

### *II. Для опредѣленія глубины заложеній основаній и фундаментовъ опоръ.*

1. Отношеніе наибольшей глубины подъ мостомъ къ средней глубинѣ подъ мостомъ при наивысшемъ горизонтѣ весеннихъ водъ должно быть такое же, какое существуетъ въ нестѣсненномъ сѣченіи русла при наивысшемъ горизонтѣ весеннихъ водъ (отмѣтка гор. вес. в. 10,70; меж. в. 10,00; гор. дна послѣ размыва, мѣстнаго, но возможнаго въ разныхъ пунктахъ русла, 8,45).

2. Считать грунтъ ложа рѣки на всей глубинѣ буренія (5 саж.) песчанымъ и допускать давленіе на грунтъ въ основаніяхъ  $2\frac{1}{2}$  *klg* на  $1\text{ см}^2$  при неглубоко заложенныхъ фундаментахъ.

3. Для опредѣленія величины заложенія фундаментовъ устоевъ, опоръ, а также свай, глубоко залегающихъ опоръ, пользоваться формулами подпорныхъ стѣнокъ, допуская треніе между стѣнками и грунтомъ, принимая коэффициентъ тренія, соотвѣтствующимъ насыщенному водой песку.

### *III. Для опредѣленія вѣшнихъ усилій.*

Временная подвижная нагрузка должна быть принята.

1. Для расчета настила, балокъ и консолей тротуаровъ 550 *klg* на  $1\text{ м}^2$ .

2. Для расчета настила, продольныхъ и поперечныхъ балокъ проѣзжей части наименеевыгоднѣйшее изъ слѣдующихъ сочетаній нагрузокъ:

а) сплошная толпа людей 550 *klg* на  $1\text{ м}^2$ ;

б) одна фура вѣсомъ 6400 *klg* согласно прилагаемой схемы и въ свободныхъ мѣстахъ толпа людей въ 550 *klg* на  $1\text{ м}^2$  (стр. 97).

3. Для расчета фермъ :

а) одна фура по схемѣ и въ свободныхъ мѣстахъ толпа людей въ 400 *klg* на 1 *m*<sup>2</sup>;

б) сплошная толпа людей въ 400 *klg* на 1 *m*<sup>2</sup>.

Въ случаѣ отсутствія особой специальной проѣзжей части и тротуаровъ, принимать схему нагрузки только какъ для главныхъ фермъ.

Для опредѣленія собственного вѣса моста и каменной мостовой на слоѣ песку считать :

1. Вѣсъ желѣзобетона 2500 *klg* въ 1 *m*<sup>3</sup>.

2. Толщина мостовой не менѣе 12 *cm* на слоѣ песку 10 *cm*.

3. Вѣсъ песку — 1600 *klg* въ куб. ~~мѣтрѣ~~ *мѣтрѣ*.

4. Вѣсъ камня — 2000 " " " "

#### *IV. Размеры моста.*

1. Ширина моста между перилами 6,40 метра.

2. Величина отдѣльныхъ пролетовъ моста не ограничена, но не менѣе 5 саж. между осями опоръ.

3. Противъ каждой опоры, въ случаѣ свайныхъ опоръ, необходимо устроить ледорѣзы, какъ самостоятельное сооруженіе.

4. Возвышеніе низа фермъ надъ горизонтомъ высокихъ водъ при балочныхъ конструкціяхъ 0,50 саж.; при арочныхъ, подкосныхъ и др. имѣющихъ очертанія нижнихъ поясовъ по кривымъ, у опоръ не ниже уровня высокихъ водъ, а по срединѣ пролета не менѣе 0,50 саж.

5. Полотно моста должно быть приподнято надъ горизонтомъ высокихъ водъ не болѣе 1,50 саж.

#### *V. Допускаемая напряженія.*

1. Сопротивленіе бетона растяженію въ расчетъ не принимается.

2. Сопротивленіе бетона на сжатіе до 30 *klg* на 1 *cm*<sup>2</sup>.

3. Сопротивленіе скальванію бетона 5 " " "

4. Сопротивленіе желѣза на сжатіе и растяженіе 1000 *klg* на 1 *cm*<sup>2</sup>.

5. Сопротивленіе на срѣзъ желѣза 7 *klg* на 1 *cm*<sup>2</sup>.

Общая длина моста 153,89 м  
 Чистое отверстие 148,44 „  
 Ширина моста 6,40 „

Для предоставления возможности отдѣльнымъ частямъ моста перемѣщаться при измѣненіяхъ температуры дѣлимъ весь мостъ на три равныя части, двумя температурными швами, размеромъ по 10 см.

Длина отдѣльной части будетъ равна 51,23 м.

Считая коэффициентъ расширения желѣзобетона 0,0000121 и возможное колебаніе температуры въ 30°, получимъ отклоненіе крайнихъ опоръ отдѣльной части моста равнымъ

$$\frac{51,23}{2} \times 30 \times 0,0000121 = 0,009 \text{ м},$$

что допустимо, но будетъ принято во вниманіе при расчетѣ опоръ моста.

#### Расчетъ настила

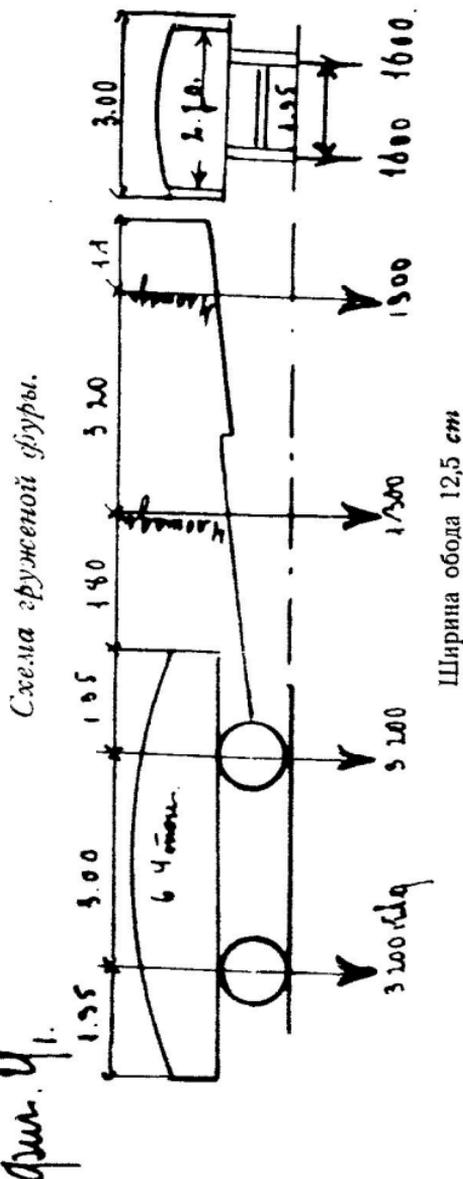
въ видѣ желѣзобетонной плиты, толщиной  $h = 10 \text{ см}$ .

Мостовая предполагается толщиной 22 см :

камень 12 см à 2000 klg — 240

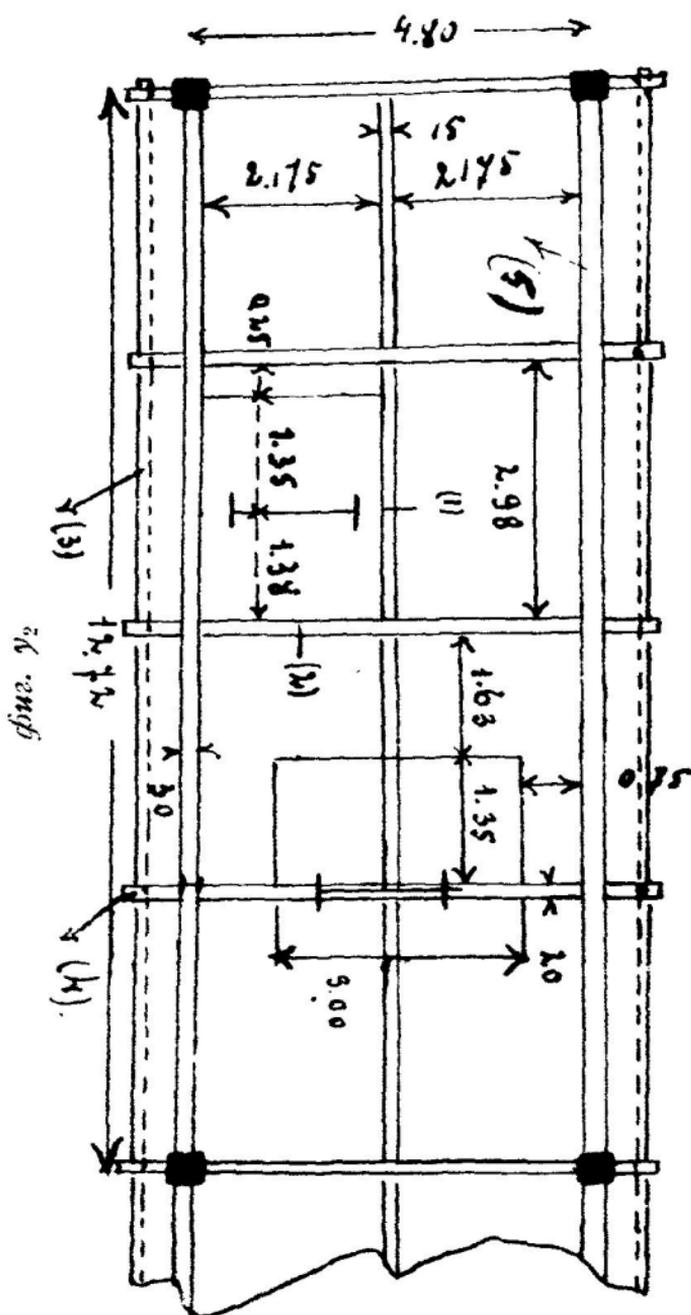
песокъ 10 см à 1600 „ — 160

итого 400 klg на 1 м<sup>2</sup>.

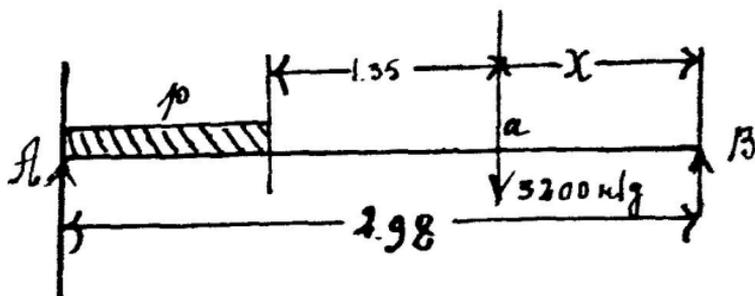


Средній пролеть клітки (см. фиг. у<sub>2</sub>)

$$\frac{2,980 + 2,175}{2} = \approx 2,58 \text{ м.}$$



Опредѣлимъ положеніе оси фуры, вѣсомъ 6400 *klg*, при которомъ клѣтка настила будетъ испытывать наибольшій изгибающій моментъ (фиг. *y*<sub>3</sub>).

фиг. *y*<sub>3</sub>

здѣсь  $p$  — равномерно распределенная нагрузка отъ толпы людей равная 550 *klg* на 1 *m*<sup>2</sup>.

Опредѣлимъ реакцію  $A$ , и для этого напишемъ сумму моментовъ всѣхъ силъ относительно точки  $B$ ,

$$- A \cdot 2,98 + 550 \times 2,175 \left( 2,98 - \frac{2,98 - 1,35}{2} + \frac{x}{2} \right) + 3200 \cdot x = 0.$$

откуда  $A = 870 + 1280 x$ .

Самое опасное мѣсто въ нашемъ случаѣ будетъ въ точкѣ приложенія сосредоточеннаго груза и поэтому напишемъ сумму моментовъ всѣхъ силъ (одностороннюю) относительно точки  $a$ , приложенія этого груза

$$- A \cdot (2,98 - x) + 550 \times 2,175 \left\{ 2,98 - \frac{2,98 - 1,35}{2} + \frac{x}{2} - x \right\} = F$$

или  $F = (-870 - 1280 x)(2,98 - x) + 550 \times 2,175 \{ 2,16 - 0,5 x \}$

откуда  $F = 1280 x^2 - 3542 x + 991$ .

Функция эта получитъ свой максимумъ, при значеніи  $x$ , которое опредѣлится, если приравняемъ нулю первую производную  $\frac{dF}{dx}$ , а именно

$$\frac{dF}{dx} = 2560x - 3542 = 0 \quad \text{откуда}$$

$$x = 1,38 \text{ м.}$$

Принявъ это положеніе оси фуры, какъ самое невыгодное, опредѣлимъ теперь общую нагрузку на 1 м  $\square$  клѣтки. Нагрузка эта на 1 м<sup>2</sup> клѣтки настила состоитъ изъ ниже-слѣдующихъ составныхъ:

1) отъ оси фуры

$$\frac{3200}{2,98 \times 2,175} = 494 \text{ klg}$$

2) отъ толпы людей

$$\frac{550 \times 0,25 \times 2,175}{2,98 \times 2,175} = 47 \text{ „}$$

3) отъ мостовой = 400 „

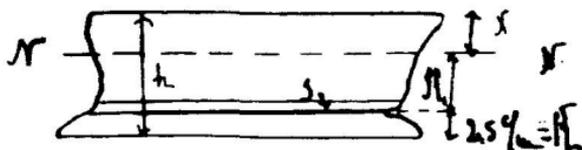
4) отъ собственного вѣса настила

$$0,1 \times 2500 = 250 \text{ „}$$

итого  $\frac{1191 \text{ klg}}{\infty} \approx 1200 \text{ klg.}$

При арматурѣ въ двухъ направленіяхъ моментъ изгиба равенъ (условно)

$$M = \frac{1200 \times 2,58^2}{32} = 250 \text{ klg/m.}$$

фиг.  $k_1$ 

По предложенному выше расчету имѣемъ (стр. 62, форм. (s))

$$x = \frac{\sqrt{250}}{500} = 0,032 m.$$

Плечо растяженія  $H_1 = 10 - 3,2 - 2,5 = 4,3$  *см.* Считаемъ, что половину момента выдерживаетъ бетонъ на сжатіе, а другую половину желѣзо на растяженіе; опредѣляемъ согласно этого предположенія сѣченіе желѣза на 1 метръ квадр. настила

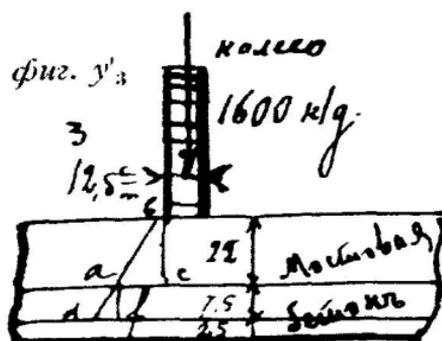
$$s = \frac{250}{2 \cdot 10 \cdot 0,043} = 300 \text{ } mm^2$$

при напряженіи желѣза 10 *klg* на 1 *mm*  $\square$ ; по таблицѣ VIII, зная полезную нагрузку (1200 — 250 = 950) и пролетъ 2,58, найдемъ цифру 326 *mm*  $\square$ , что больше 300, такъ какъ эти таблицы составлены въ предположеніи напряженія желѣза въ 9 *klg* на 1 *mm*<sup>2</sup>.

Общее сѣченіе арматуры на 1 *m*<sup>2</sup> будетъ равно 2 *s* или, если возьмемъ въ обоихъ направленіяхъ по 5 прутьевъ діаметромъ  $\frac{3}{8}$ ", то

$$2 s = 2 \times 356 = 712 \text{ } mm \square,$$

на каждый квадратный метръ клѣтки настила моста.



Провѣримъ это желѣзо на сръзь. Если  $\angle abc = 31^\circ$  для мостовой и  $\angle daf = 45^\circ$  для бетона представляють углы пространства давленія въ мостовой и бетонѣ, то  $ac = 22 \operatorname{tg} 31^\circ = 13,5 \text{ см}$   $df = 7,5 \operatorname{tg} 45^\circ = 7,5 \text{ см}$ ,

такъ что колесо давитъ на арматуру расположенную по ширинѣ, равной

$$12,5 + 2 \{ 13,5 + 7,5 \} = 54,5 \text{ см}$$

т. е. ему сопротивляется желѣзо, сѣченіемъ

$$2s = \frac{2 \times 356 \times 54,5}{100} = 388 \text{ мм}^2,$$

которое выдерживаетъ безопасно

$$7 \times 388 = 2716 \text{ кг} > 1600 \text{ кг}$$

давленія одного колеса фуры.

Хомутовъ въ плитѣ ставить не будемъ, а мѣста пересѣченія прутьевъ свяжемъ, чрезъ одно, вязальной 1 мм проволокой, что вполне обезпечитъ желѣзо отъ скользенія въ массѣ бетона. Длину арматуры для настила слѣдуетъ сдѣлать: поперекъ моста равной 6,70 м, а по длинѣ моста равной  $(2 \times 2,98 + 3 \times 0,2 + 2 \times 0,15) = 6,86$ . Расположимъ эту арматуру въ нижней части плиты; надъ балками она будетъ переходить въ верхнюю часть плиты.

При вышеприведенномъ расчетѣ мы предполагали, что лошади фуры выпряжены, и остальную часть клѣтки впереди ея занимаетъ толпа людей, что будетъ наименее выгоднѣйшей комбинаціей нагрузокъ.

*Расчет продольных балочек (1)*

размѣромъ  $15 \times 18$  см, при  $l = 2,98$  м.

Моментъ изгиба отъ сосредоточенной нагрузки (колеса фуры) получить свай тахітит, когда колесо станеть по срединѣ пролета балки, а именно

$$M_1 = \frac{1600 \times 2,98}{4} = 1192 \text{ klg/m}$$

если считать концы балки не закрѣпленными.

Кромѣ того балочка испытываетъ изгибъ отъ равномерной распределенной нагрузки, а именно отъ мостовой, вѣса настила и собственного вѣса.

Такъ какъ прутья въ плитѣ идутъ въ двухъ направленіяхъ и распределяють нагрузку на всѣ четыре стороны клѣтки, то балочка будетъ воспринимать нагрузку отъ одной четверти каждого смежнаго поля, и нагрузка на 1 пог. метръ длины балочки выразится такъ:

- 1) отъ мостовой и настила

$$(400 + 250) \left( \frac{2,175}{2} + 0,15 \right) = 800 \text{ klg}$$

- 2) отъ собственного вѣса балочки

$$0,15 \times 0,18 \times 2500 = 67 \text{ „}$$

итого  $\frac{867 \text{ klg}}{\infty} \approx 870 \text{ klg.}$

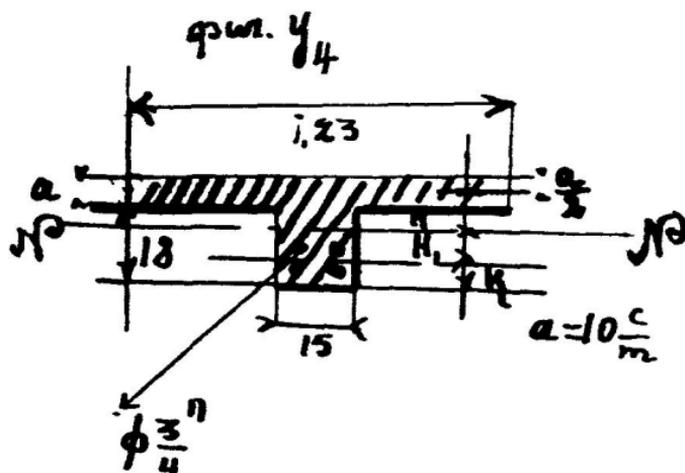
и моментъ изгиба равенъ

$$M_2 = \frac{870 \times 2,98^2}{10} = 773 \text{ klg/m}$$

(принято въ пользу прочности  $M = \frac{\rho l^2}{10}$ , а не  $M = \frac{\rho l^2}{12}$ )

Ввиду вышесказаннаго наибольшій изгибающій моментъ для этой балочки выразится такъ

$$\Sigma M = M_1 + M_2 = 1192 + 773 = 1975 \text{ klg/m.}$$



Работа бетона равна

$$10 \times 123 \times 25 \times H = \sum M/2 = \frac{1975}{2} \text{ откуда}$$

$$H = \frac{988}{10 \times 123 \times 25} = 0,032$$

$$\text{берем } H = \frac{10}{2} + 1 \text{ см} = 6 \text{ см}$$

тогда  $H_1 = 18 + 5 - 6 - 5 = 12 \text{ см}$  и  $k = 5 \text{ см}$

и сечение арматуры в растянутой части балки выразится так:

$$s = \frac{1975}{2 \times 10 \times 0,12} = 820 \text{ мм}^2.$$

Если возьмем четыре прута  $\phi \frac{3}{4}$ " то

$$s = 1140 \text{ мм}^2.$$

Повѣримъ это сечение арматуры по формулѣ (стр. 62)

$$(t) \quad x = \frac{n \cdot s_2}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (h - k)}{n \cdot s_2}} \right] = 6,72 < 10$$

здѣсь  $n = 15$  а по формуламъ нѣмецкихъ инженеровъ  
 $s_2 = 11,4$  и архитекторовъ  
 $b = 123$   
 $h = 28$   
 $K = 5$

$$\tau_b = \frac{2 M}{b \cdot x (h - k - \frac{x}{3})} = 23 \text{ klg} < 25$$

$$\text{и } \tau_f = \frac{M}{s_2 (h - k - \frac{x}{3})} = 833 \text{ klg} < 900$$

Сила реакціи отъ сосредоточенной нагрузки для балочки (1) равна

$$T_1 = \frac{1600}{2} = 800 \text{ klg}$$

а отъ равномерно распределенной нагрузки она равна

$$T_2 = 870 \times \frac{2,98}{3} = 1300 \text{ klg}$$

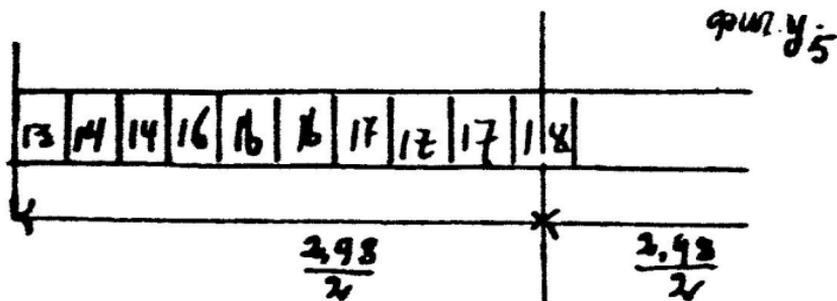
$$\text{и } \Sigma T = T_1 + T_2 = 800 + 1300 = 2100 \text{ klg}$$

Разстояніе первого хомута отъ опоры

$$x_1 = \frac{3}{4} (6 + 12) = 13 \text{ см}$$

$$(г) \quad \text{а } m \cdot \omega = 0,027 \Sigma T = 56,7 \text{ мм} \square \text{ (стр. 57)}$$

т. е. одинъ хомутъ изъ проволоки  $\Phi \frac{5}{16}$ " — или два хомута изъ проволоки  $\frac{1}{4}$ " — или два хомута изъ плоскаго желѣза  $20 \times 1\frac{1}{2} \text{ мм}$ , т. е.  $m\omega = s = 60 \text{ мм}^2$ , которые распредѣлимъ начиная отъ  $x_1 = 13 \text{ см}$ , какъ показано на фиг. у<sub>5</sub>.



*Расчет поперечных балок (2)*

размѣромъ  $20 \times 30$  см и пролетомъ  $l = 4,5$  м.

Максимальный изгибающій моментъ отъ сосредоточенной нагрузки будетъ тогда, когда фура будетъ по серединѣ пролета балки

$$M_1 = \frac{3200 \times 4,5}{5} = 2880 \text{ кг/м}$$

$$M_1 = \frac{pl}{5}, \text{ есть среднее между}$$

$\frac{pl}{4}$  для изгибающаго момента при балкѣ съ незакрѣпленными концами

и  $\frac{pl}{8}$  для изгибающаго момента при балкѣ съ закрѣпленными концами.

Кромѣ того балка подвергается дѣйствию равномерно распределенной нагрузки отъ толпы людей, мостовой, настила, отъ вѣса продольной балки (1), и собственного вѣса.

Нагрузка эта на 1 пог. метръ длины балки выразится такъ :

1) отъ толпы людей

$$\text{(фиг. } y_2) \quad \text{а) } \frac{550 \times 1,63 \times 0,82}{(2,98 + 0,1)} = 239 \text{ кг}$$

$$\text{б) } \frac{550 \times 0,75 \times 1,35}{4,5} = 126 \text{ „}$$

2) отъ мостовой и настила

$$(400 + 250) (2,98 + 0,1) = 2067 \text{ „}$$

3) отъ продольной балочки (1)

$$\frac{67 \times 2,98}{4,5} = 44 \text{ „}$$

4) отъ собственного вѣса

$$0,2 \times 3 \times 2500 = 150 \text{ klg}$$

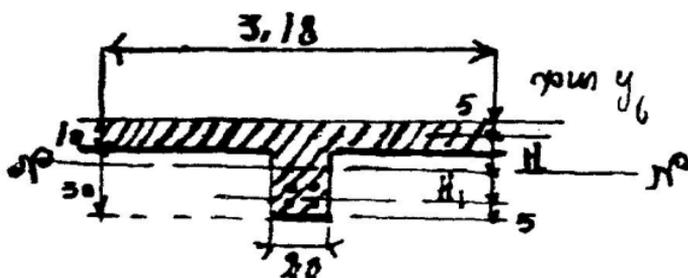
итого 2626 klg  $\approx$  2630 klg.

Изгибающій моментъ, соотвѣтствующій этой нагрузкѣ, выразится такъ

$$M_2 = \frac{2630 \times 4,5^2}{8} = 5222 \text{ klg/m}$$

и въ совокупности балка (2) будетъ испытывать изгибающій моментъ равный

$$\Sigma M = M_1 + M_2 = 2880 + 5222 = 8102 \text{ klg}.$$



Опредѣлимъ плечо сжатія  $H$ , считая, что бетонъ выдерживаетъ безопасно половину изгибающаго момента, а именно:

$$H = \frac{8102}{2 \times 10 \times 25 \times 318} = 0,051 \text{ m}$$

возьмемъ  $H = 9 \text{ cm}$

откуда плечо растяженія

$$H_1 = 30 + 5 - 9 - 5 = 21 \text{ cm}$$

и площадь сѣченія желѣза на растяженіе будетъ равна

$$s = \frac{8102}{2 \times 10 \times 0,21} = 1930 \text{ mm}^2,$$

возьмемъ 4 прута діаметромъ  $1\frac{1}{8}$ "

$$\text{или } s = 2564 \text{ мм}^2.$$

Провѣримъ это сѣченіе арматуры по формулѣ (t) (стр. 62)

$$x = \frac{n \cdot s_2}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (h-k)}{n \cdot s_2}} \right] = 8,1 \text{ см} < 10$$

здѣсь  $n = 15$

$$s = 25,64 \text{ см}^2$$

$$b = 318$$

$$h = 30 \text{ см}$$

$$k = 5$$

такъ что примѣнимы формулы

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \left( h - k - \frac{x}{3} \right)} = 20 \text{ ккг} < 25 \text{ и}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{s_2 \left( h - k - \frac{x}{3} \right)} = 978 \text{ ккг} < 1000$$

Сила реакціи отъ давленія оси фуры равна

$$T_1 = \frac{3200}{2} = 1600 \text{ ккг}.$$

Сила реакціи отъ равномерно распределенной нагрузки

$$T_2 = \frac{2630 \times 4,5}{2} = 5918 \text{ ккг}.$$

Откуда перерѣзывающая сила равна

$$\Sigma T = T_1 + T_2 = 1600 + 5918 = 7518 \text{ ккг}.$$

Разстояніе перваго хомута отъ опоры равно

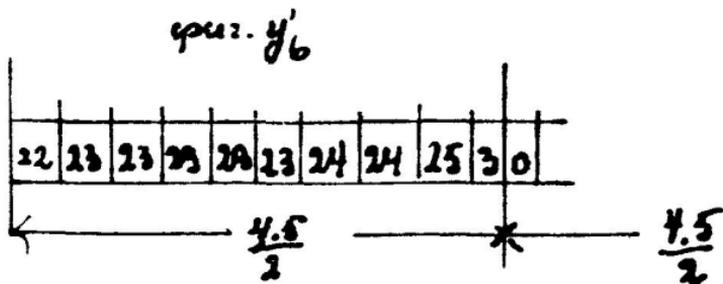
$$x_1 = \frac{3}{4} (H + H_1) = 22 \text{ см}$$

а сѣченіе хомутовъ въ одномъ вертикальномъ ряду

$$m \cdot \omega = 0,027. \quad \Sigma T = 203 \text{ мм} \square, \quad \text{т. е.}$$

два хомута из полосового железа  $40 \times 2\frac{1}{2}$  мм, длиной 0,765 м каждый.

Мы их распредѣлимъ, какъ показано на фиг. у'б.



Расчетъ бордюрныхъ балочекъ (3)

размѣромъ  $15 \times 27$  см и пролетомъ 2,98 м (фиг. у:).

На 1 пог. метръ д. балки нагрузка равна:

а) отъ толпы людей и настила

$$\left( \frac{0,65}{2} + 0,15 \right) (550 + 250) = 376 \text{ klg}$$

б) отъ мостовой

$$\frac{0,65}{2} \times 400 = 130 \text{ „}$$

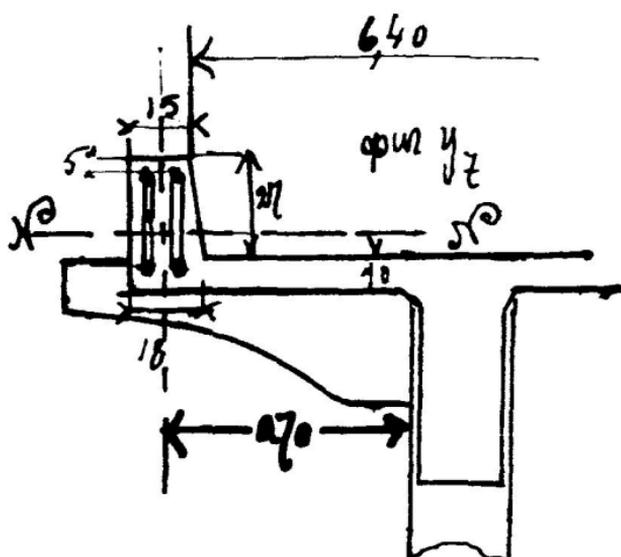
с) отъ собственного вѣса

$$\frac{0,15 + 0,18}{2} \times 0,27 \times 2500 = 130 \text{ „}$$

итого 609  $\approx$  610 klg

и моментъ изгиба равенъ

$$M = \frac{610 \times 2,98^2}{10} = 540 \text{ klg/m.}$$



Балка эта работает очевидно такъ, что плита работает на растяженіе, и не приноситъ ей пользы для противодѣйствія изгибу отъ внѣшнихъ силъ.

Если принять плечо сжатія равнымъ плечу растяженія то

$$2H = H_1 = \frac{27 + 10 - 12}{2} = 13,5 \text{ см}, \text{ а также } H = \sqrt{\frac{M}{e}} = 6 \text{ см}$$

(стр. 92) при  $M = 540$  и  $e = 16 \text{ см}$

и напряженіе бетона равно

$$\sigma_b = \frac{M}{2 \times l \times 2H \cdot \frac{H}{100}} = \frac{540}{2 \cdot 16 \cdot 13,5 \times 0,067} = 20 \text{ кг}$$

а сѣченіе арматуры на растяженіе равно

$$s = \frac{540}{10 \times 0,135} = 390 \text{ мм}^2,$$

если считать, что желѣзо должно выдерживать весь моментъ изгиба; возьмемъ два прута

$$\Phi \frac{5}{8}'' , \text{ т. е. } s = 395 \text{ мм}^2.$$

Такі же два прута поставимъ въ сжатой части балки, такъ какъ, хотя бетонъ, какъ видно изъ вышеизложеннаго, выдерживаетъ безопасно изгибъ отъ внѣшнихъ силъ, но безъ арматуры въ верхней части балка не достаточно будетъ монолитна, а также не надо забывать, что бордюрная балка кромѣ вертикальныхъ внѣшнихъ силъ, о которыхъ здѣсь идетъ рѣчь, по смыслу своего назначенія, можетъ подвергаться также дѣйствию боковыхъ внѣшнихъ силъ, что при расчетѣ не принято во вниманіе.

Верхніе и нижніе прутья будутъ связаны крючками, расположенными приблизительно на разстояніи 16 *см* другъ отъ друга, по всей длинѣ бордюрныхъ балокъ.

$$\text{Сила реакціи равна} \quad T = \frac{610 \times 2,98}{2} = 909 \text{ klg}$$

Сѣченіе крючковъ въ одномъ вертикальномъ сѣченіи

$$m \cdot \omega = 0,027 T = 24,5 \text{ mm}^2.$$

Крючки могутъ быть изъ проволоки діаметромъ 5 *мм*,  
 $s = 20 \text{ мм}$  □ .

#### Расчетъ кронштейновъ (4)

$$\text{размѣромъ } 20 \times \left\{ \frac{15 + 25}{2} \right\}, \text{ при пролетѣ } 1,125 \text{ м}$$

Нагрузка на разстояніи 0,70 метр. отъ закрѣпленія кронштейна равна

а) отъ бордюрной балочки (3)

$$\frac{610 \times 3,18}{2} = 970 \text{ klg}$$

б) отъ барьера

$$50 \times \frac{3,18}{2} = 80 \text{ „}$$

итого 1050 *klg*

Откуда изгибающий моментъ равенъ

$$M_1 = 1050 \times 0,70 = 735 \text{ klg/m.}$$

Отъ собственного вѣса нагрузка на 1 пог. метръ кронштейна равна

$$\frac{0,15 + 0,25}{2} \times 0,2 \times 2500 = 90 \text{ klg}$$

откуда изгибающий моментъ равенъ

$$M_2 = \frac{90 \times 1,125^2}{2} = 57 \text{ klg/m}$$

и общій моментъ изгиба будетъ равенъ

$$\Sigma M = M_1 + M_2 = 735 + 57 = 792 \text{ klg/m.}$$

Если считать плечо сжатья равнымъ плечу растяженія

$$\text{то } H = H_1 = \frac{25 + 10 - 9}{2} = 13 \text{ cm}$$

откуда сѣченіе желѣза равно

$$s = \frac{792}{10 \times 0,13 \times 2} = 305 \text{ mm}^2$$

Поставимъ по два прута внизу и вверху  $\phi \frac{3}{4}$ " при  $s_1 = 570 \text{ mm}^2$ , причеь въ дѣйствительности это будетъ два согнутыхъ прута, согласно фиг.  $y_3$ .

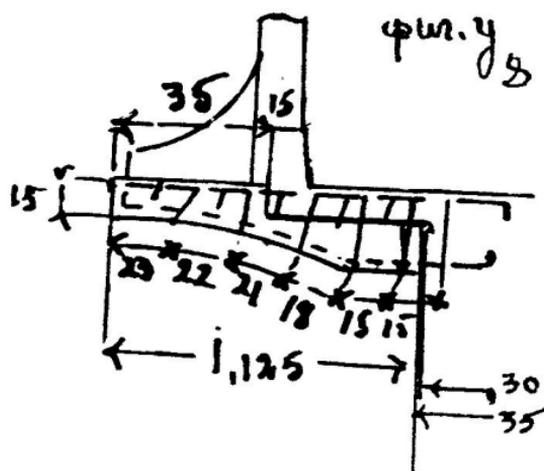
Сила реакціи равна

$$T_1 = 1050 \text{ klg} \text{ и } T_2 = 90 \times 1,125 = 100 \text{ klg}$$

$$\text{и } \Sigma T = T_1 + T_2 = 1150 \text{ klg}$$

Разстояніе перваго хомута отъ опоры должно быть не больше

$$x_1 = \frac{3}{4} (13 + 13) = 19 \text{ cm.}$$



*Расчет главных балок (5)*

размѣромъ  $30 \times 85 \text{ см}$  и пролетомъ  $l = 12,37 \text{ м}$

Максимальный моментъ при изгибѣ для главных балокъ будетъ тогда, когда предположимъ, что весь мостъ загрузенъ толпой людей, каковая нагрузка эквивалента  $550 \text{ кг}$  на 1 метръ кв. настила моста.

При этомъ заданіи получимъ слѣдующую равномерно распределенную нагрузку на 1 пог. метръ длины одной главной балки:

1) отъ толпы, мостовой и настила

$$\left\{ 550 + 400 + 250 \right\} \frac{6,4}{2} = 3840 \text{ кг}$$

2) отъ продольныхъ балокъ (1)

$$\frac{67 \times 2,98 \times 4}{2 \times 12,37} = 32 \text{ ,,}$$

3) отъ поперечныхъ балочекъ (2)

$$\frac{150 \times 4,5 \times 3}{2 \times 12,37} = 82 \text{ ,,}$$

4) отъ барьера (приблизительно) = 50 „

5) отъ бордюрныхъ балочекъ (3) = 103 „

6) отъ кронштейновъ (4)

$$\frac{3 \times 90 \times 1,125}{12,37} = 25 \text{ „}$$

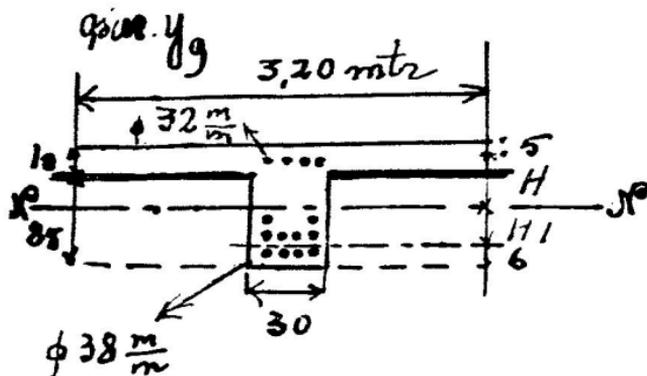
7) отъ собственного вѣса балки (5)

$$0,30 \times 0,85 \times 2500 = 637 \text{ „}$$

итого 4769  $\approx$  4770 *klg/m*.

Если считать, что балка имѣетъ незакрѣпленные концы, то изгибающій моментъ

$$M = \frac{4770 \times 12,37^2}{8} = 91224 \text{ klg} \cdot \text{m}$$



Если предположимъ, что бетонъ выдерживаетъ половину изгибающаго момента, а желѣзо другую, и, что плечо сжатія равно плечу растяженія, при условіи, что равнодѣйствующая всѣхъ сжимающихъ усилій приложена по серединѣ толщины плиты, то

$$H = H_1 = \frac{85 + 5 - 6}{2} = 42 \text{ см.}$$

а сѣченіе желѣзной арматуры на растяженіе

$$s_{\text{рас.}} = \frac{91224}{2 \times 10 \times 0,42} = 10860 \text{ см}^2;$$

возьмемъ 10 прутьевъ  $\phi 38 \text{ мм}$  —  $s_1 = 11400 \text{ мм}^2$ .

Работа бетона выразится такъ

$$25 \text{ клг} \times 10 \times 320 \times 0,40 \text{ м} = 33600 \text{ клг/м} < M_{\cdot 2}.$$

Надо слѣдовательно въ сжимаемой части балки добавить желѣзную арматуру для удовлетворенія излишка изгибающаго момента внѣшнихъ силъ

$$\frac{91224}{2} - 33600 = 12012 \text{ клг/м}$$

и сѣченіе желѣза

$$s_{\text{сж.}} = \frac{12012}{10 \times 0,42} = 2900 \text{ мм}^2;$$

возьмемъ 4 прута  $\phi 32 \text{ мм}$ ,  $s = 3160 \text{ мм}^2$ .

Провѣримъ этотъ расчетъ по другимъ формуламъ, а именно :

$$x = \frac{1}{b} [a(c-b) + n(s_1 + s_2)]$$

$$\left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{b[a^2(c-b) + 2 \cdot n(s_1 \cdot k + s_2(h-k))]}{[a(c-b) + n(s_1 + s_2)]^2}} \right] = 26 \text{ см}$$

$$\text{тогда } \sigma_b = \frac{M \cdot x}{\Sigma s} = 33,5 \text{ клг}, \text{ откуда}$$

$$\sigma_{1f} = n \cdot \sigma_b \frac{x-k}{x} = 400 \text{ клг} \text{ и } \sigma_{2f} = n \cdot \sigma_b \frac{h-x-k}{x} = 1230 \text{ клг}.$$

Хотя разница съ заданными напряжениями есть, но оставить вышенайденные размѣры можно.

Сила реакціи равна

$$4770 \times \frac{12,37}{2} = 29500 \text{ klg.}$$

Площадь хомутовъ въ одномъ вертикальномъ сѣченіи

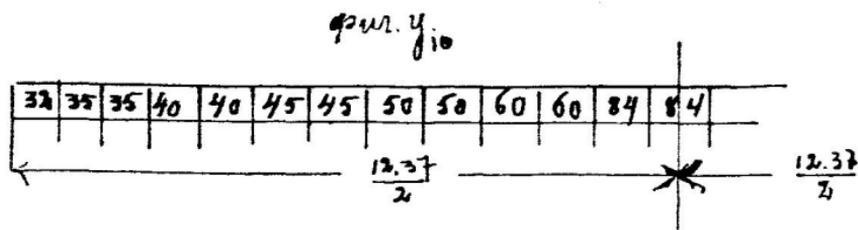
(здѣсь четыре ряда прутьевъ)

$$m \cdot \omega = 0,027 \times 29500 = 797 \text{ mm}^2.$$

Разстояніе перваго хомута такого сѣченія отъ опоры будетъ

$$x_1 = \frac{3}{4} (H + H_1) \leq 63 \text{ cm.}$$

Удобнѣе поставить чаще хомуты, какъ показано на фиг.  $y_{10}$ , уменьшивъ ихъ размѣръ, именно поставить размѣра  $40 \times 3 \text{ mm}$  три штуки въ каждомъ сѣченіи по нижеуказанной схемѣ.



На прутья, добавленные на сжатъе, размѣромъ  $\phi 32 \text{ mm}$  поставимъ обратные хомуты  $40 \times 3 \text{ mm}$ , расположивъ ихъ въ промежуткахъ между вышеуказанными; длину обратныхъ хомутовъ (обоихъ вѣтвей) можно сдѣлать въ  $0,90 \text{ m}$ .

Расчетъ колоннъ (6)

размѣромъ  $35 \times 35 \text{ cm}$ .

Нагрузка на среднюю колонну, т. е. на находящуюся между двухъ пролетовъ моста равна:

$$4770 \times 12,37 = 59000 \text{ klg.}$$

Сѣченіе желѣзной арматуры опредѣлимъ такъ

$$s = \frac{59000}{2 \cdot 10} = 2950 \text{ mm}^2, \text{ возьмемъ}$$

$$4 \text{ прута } \phi 32 \text{ mm } s = 3160 \text{ mm}^2.$$

Напряженіе бетона равно

$$\sigma_b = \frac{59000}{2 \cdot 35 \times 35} = 24 \text{ klg.}$$

Надо провѣрить не превосходитъ ли это напряженіе допускаемаго по формулѣ Ранкина, считая свободную длину колонны равной въ круглыхъ цифрахъ  $H = 5,00 \text{ m}$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1 + 0,000028 \frac{\Omega \cdot H^2}{I}} = 28,8 > 24$$

$$\text{гдѣ } \Omega = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2, \text{ а}$$

$$I = \frac{35 \cdot 35^3}{12} + 15 \left( \frac{4 \cdot \pi (3,2)^4}{64} + 31,6 \times 13^2 \right) = 205400 \text{ cm}^4$$

Вліяніе температуры вызываетъ дополнительныя растяженія и сжатія при изгибѣ въ свайныхъ опорахъ и составляетъ весьма значительную силу, изгибающую опоры. Эту силу можно опредѣлить по формулѣ

$$P = \beta \cdot t \cdot F \cdot E$$

гдѣ  $\beta$  — коэффициентъ удлиненія или сжатія желѣзобетона = 0,0000121

$t$  — разность температуръ, около  $30^\circ$

$F$  — площадь сѣченія моста въ  $\text{cm}^2$

$$E \text{ — модуль упругости бетона } \frac{E_f}{n} = \frac{20 \cdot 10^5}{15},$$

поэтому здѣсь  $P = 57330 \text{ klg}$ .

Эта сила отклонить край отдѣльной части моста, длиной  $51,23 \text{ м}$ , отъ вертикали на

$$e = \frac{51,23}{2} \times 30 \times 0,0000121 = 0,009 \text{ м}.$$

Это соотвѣтствуетъ стрѣлкѣ изгиба

$$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

отъ силы  $P = 57330 \text{ klg}$ , приложенной къ концу колонны такого сѣченія, закрѣпленной другимъ концомъ и длиной  $l = 5 \text{ м}$ .

Напряженіе желѣза будетъ равно

$$\tau_1 f = \frac{57330}{2 \times 3160} = 9,07 \text{ klg на } 1 \text{ мм}^2,$$

къ чему прибавляется напряженіе отъ нагрузки, равной  $\frac{59000}{2} = 29500 \text{ klg}$  для колоннъ крайнихъ опоръ,

$$\tau_2 f = \frac{29500}{2 \times 3160} = 4,66 \text{ klg на } 1 \text{ мм}^2,$$

что вмѣстѣ даетъ напряженіе для арматуры при наибольшей разницѣ температуръ, въ суммѣ равное

$$\tau_f = 9,07 + 4,66 = 13,73 \text{ klg на } 1 \text{ мм}^2.$$

Также и бетонъ будетъ испытывать напряженія отъ сложенія вышеупомянутыхъ нагрузокъ

$$\tau_b = \frac{(57330 + 29500)}{2 \times 35 \times 35} = 35,4 \text{ klg}$$



Эти напряженія превосходятъ обусловленныя, но не въ сильной степени, и размѣры, раньше вычисленные, оставить можемъ.

### С в а и.

Сваи подъ колонны моста изготовимъ изъ желѣзобетона, американской системы, и на нихъ поставимъ колонны, сдѣлавъ сопряженіе при помощи газовыхъ трубокъ. Длина свай 6,40 *т* при сѣченіи  $35 \times 35$  *см* съ арматурой изъ четырехъ прутьевъ  $\Phi$  32 *мм*, связанныхъ крючками изъ 5 *мм* проволоки чрезъ каждые 15 *см*. Забить надо сваи до отказа, который найдемъ по вышеприведеннымъ формуламъ Брикса или голландской, и который будетъ равенъ около 1,8 *т*. Расчетъ свай сдѣланъ согласно предыдущаго.

Температурные швы перекрываются листовымъ желѣзомъ  $300 \times 10$  *мм* такъ, что къ одной части моста оно прикрѣплено, а по другой можетъ перемѣщаться свободно.

Послѣ расчета главныхъ элементовъ моста скажемъ нѣсколько словъ о стоимости его.

Цѣна, понятно, зависитъ отъ мѣстныхъ условій, наличности камня, песку, гравья, отдаленности отъ мѣста работъ, отъ станціи желѣзной дороги, цѣнъ на рабочія руки и на другіе предметы.

Въ данномъ случаѣ были поданы нижеслѣдующія справочныя цѣны на главные матеріалы съ доставкой на мѣсто постройки.

1 пудъ цемента . . . . .	—	р.	40	к.
1 " желѣза . . . . .	1	"	40	"
1 куб. саж. камня (1000 п.)	100	"	—	"
Песокъ и вода на мѣстѣ.				

Лѣсные матеріалы за 1 арш. при длинѣ не болѣе 9 арш.

Доски сосновыя	$1\frac{1}{2}$ вер.	$\times$ 6 вер.	25	к.
"	"	$1\frac{1}{4}$ " $\times$ 6 "	20	"
"	"	1 " $\times$ 6 "	15	"
"	"	1 дюйм. $\times$ 6 "	10	"

Шалевка сосновая шириной 4 вер.	5 к.
Бревна сосновые толщиной 4 "	20 "
" " " 5 "	35 "

При этихъ цѣнахъ и платѣ чернорабочему около 1 руб., плотнику около 1 р. 40 к., каменщику 1 р. 50 к. за 10 часовою рабочій день, стоимость вышеуказаннаго моста можно считать около 45000 руб. (для подрядчика) при чистой прибыли около 20% и при мостовой изъ гранитныхъ кубиковъ правильной формы, при площади моста въ 218 саж. кв.

### Расчетъ арочныхъ конструкцій изъ желѣзобетона.

Въ практикѣ довольно часто можно видѣть сооруженіе желѣзобетонныхъ мостовъ въ видѣ свода или арокъ, на которыя при помощи промежуточныхъ колоннъ опирается верхній настилъ моста.

Таковъ мостъ Франца Юсифа въ Лайбахъ (Австрія). Онъ представляетъ вышеупомянутую конструкцію съ трехшарнернымъ параболическимъ сводомъ пролетомъ 33,30 *м* при стрѣлѣ подъема 4,35 *м*.

Мостъ изъ желѣзобетона чрезъ р. Вьень въ Шателероль (Франція) состоитъ изъ трехъ пролетовъ на аркахъ; два крайнихъ пролета по 40,00 *м* при стрѣлѣ подъема арки въ 4,00 *м*, а средній въ 50,00 *м* со стрѣлой подъема въ 4,80 *м*.

Въ каждомъ пролетѣ, арки, числомъ четыре, соединены въ верхней своей части сплошной плитой.

Мостъ въ Винье (Франція) представляетъ очень интересное сооруженіе изъ желѣзобетона, такъ какъ верхняя проѣзжая часть поддерживается двумя арками, сѣченіемъ каждая 50 × 50 *см*, и колоннами изъ желѣзобетона сѣченія 20 × 50 *см*, причемъ арки соединены между собою лишь желѣзобетонными распорками; арки имѣютъ пролетъ въ свѣту 18,00 *м* при стрѣлѣ подъема 3,70 *м*.

Такого же типа мостъ чрезъ р. Бормида (Италія), пролетомъ въ 51,00 *м* и стрѣлой подъема въ 5,10 *м*, состоящей изъ четырехъ главныхъ арокъ, соединенныхъ тоже распорками между собою.

Въ томъ же родѣ построены мосты чрезъ р. Кашлагачъ въ с. Благодатномъ (грб. Екатеринославская), гдѣ проезжая часть опирается на двѣ арки пролетомъ 17,00 *м*, при стрѣлѣ подъема 3,90 *м*, тоже съ распорками.

Такъ какъ пяты арокъ не дѣлаются ниже горизонта высокихъ водъ, а положеніе верхняго настила регулируются мѣстными условіями, дабы проезжая часть не была расположена слишкомъ высоко сравнительно съ прилегающей дорогой, то величина стрѣлки подъема арки въ каждомъ данномъ случаѣ имѣетъ свою предѣльную величину.

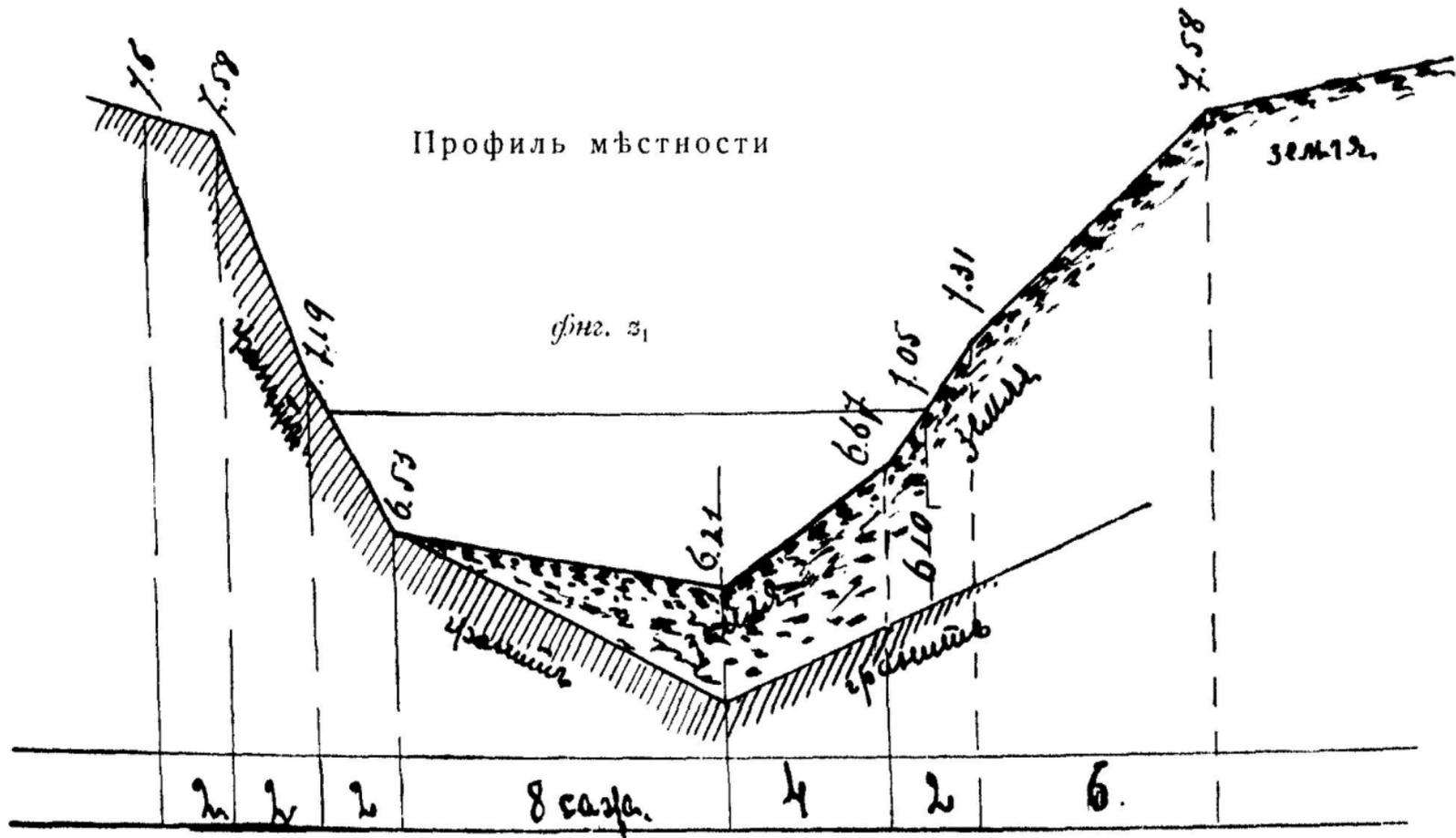
Остается варьировать величиной пролетовъ, дабы выдержать нѣкоторое, практически примѣняемое, соотношеніе между пролетомъ арки  $l$  и стрѣлой подъема  $f$ , его полезно дѣлать равнымъ

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{10} - \frac{1}{5}$$

и средняя величина этого отношенія равна  $\frac{1}{7}$ .

Типъ желѣзобетоннаго моста на аркахъ, соединенныхъ распорками, причемъ верхній настилъ опирается на арки при помощи промежуточныхъ вертикальныхъ колоннъ, является очень удачной конструкціей изъ желѣзобетона, имѣющей къ тому же очень красивый, легкій видъ.

Приведемъ ниже расчетъ такого рода моста изъ желѣзобетона по заданіямъ для такового чрезъ р. Мокрую Московку у дер. Веселой (губ. Екатеринославская).



Мостъ будетъ въ одинъ пролетъ и представится въ видѣ двухъ параллельныхъ арокъ, соединенныхъ распорками. Верхній настилъ съ тротуарами будетъ опираться на арки при посредствѣ вертикальныхъ промежуточныхъ колоннъ размѣра  $22 \times 26$  см.

Зададимся :

толщиной въ замкѣ арокъ . .	— 0,60	<i>m</i>
шириной " " " . .	— 0,50	"
толщиной въ пятахъ " . .	— 1,20	"
шириной " " " . .	— 1,00	"
шириной проѣзжей части моста	— 5,68	"
" двухъ тротуаровъ по	— 0,71	"
пролетомъ въ свѣту арокъ . .	— 27,70	"

Предположимъ дальше, что кривая очертанія оси арокъ парабола, и расчетъ будемъ вести для полупараболы, тогда для оси (см. фиг.  $z_3$ , стр. 126).

$$\text{полупролетъ} \quad l/2 = 14,14 \text{ } m$$

$$\text{стрѣлка подъема} \quad f = 4,00 \text{ } "$$

уравненіе параболы

$$x^2 = 2 \cdot p \cdot y$$

$$\text{гдѣ } y \text{ насъ } x = 14,14$$

$$\text{и } y = 4,00 \text{ ,}$$

такъ что сможемъ опредѣлить параметръ  $p$ , а именно :

$$p = \frac{x^2}{2 \cdot y} = 25$$

и тогда уравненіе параболы для нашего случая представится такъ

$$x^2 = 50 \cdot y \text{ .}$$

Пользуясь этимъ уравненіемъ вычертимъ параболу по точкамъ, взявъ ихъ восемь, тогда ординаты для соотвѣствующихъ абсциссъ этихъ точекъ выразятся такъ:

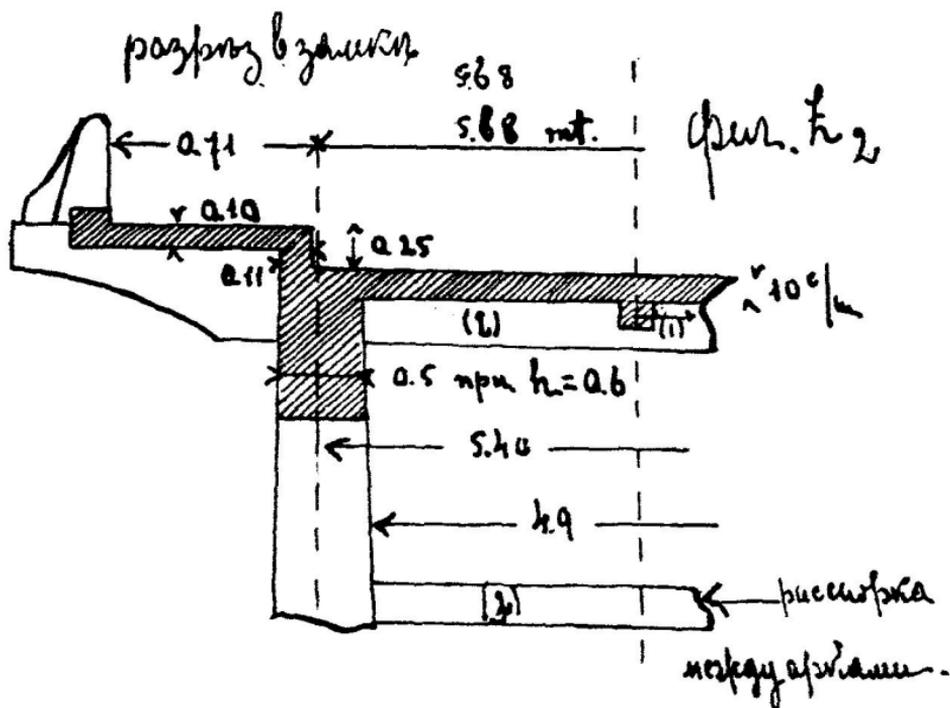
$$(14,14 : 8 = 1,7675)$$

$$y_{1,7675} = \frac{1,7675^2}{50} = 0,063 \qquad y_{8,8375} = 1,562$$

$$y_{3,535} = \frac{3,535^2}{50} = 0,250 \qquad y_{10,605} = 2,249$$

$$y_{5,3025} = \frac{5,3025^2}{50} = 0,565 \qquad y_{12,3725} = 3,062$$

$$y_{7,07} = \frac{7,07^2}{50} = 1,000 \qquad y_{14,14} = 4,000$$

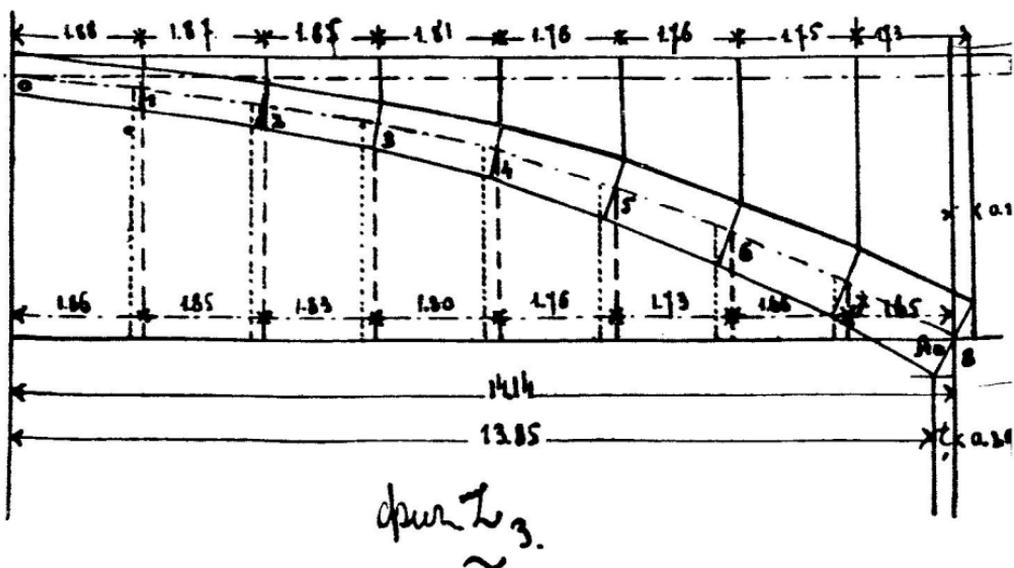


По этимъ точкамъ вычертимъ полупараболу оси, приче́мъ длина ея равна

$$s = x \left\{ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{y}{x} \right)^2 - \frac{2}{5} \left( \frac{v}{x} \right)^4 \right\} = 14,847 \text{ м}$$

и восьмая часть ея равна

$$\lambda = \frac{s}{8} = 1,856 \text{ м.}$$



Зададимся въ другихъ точкахъ полупараболы толщиной и шириной арки и при помощи фокуса параболы проведемъ нормали во всѣхъ точкахъ и вычертимъ очертаніе всей полларки. Теперь перейдемъ къ опредѣленію нагрузокъ, дѣйствующихъ на арку.

*Примѣчаніе.* По вертикали замкового шва арки (точка *o*) откладываемъ внизъ фокусъ  $P = 2 \cdot p = 50$ ; полученную точку соединяемъ последовательно съ точками оси арки, и направленіе этихъ линій представитъ собою направленіе нормалей для этихъ сѣченій арки.

Итакъ прежде всего арка несетъ свой собственный вѣсъ, т. т. вѣсъ бетона съ арматурой; потомъ на нее дѣйствуетъ очень значительная мертвая нагрузка, состоящая изъ многихъ составныхъ и которую можно представить въ *klg* на 1 пог. метръ горизонтальной проэкции оси арки, въ такомъ видѣ:

- 1) отъ плиты настила проѣзжей части моста, толщиной 10 *см*

$$0,1 \times 2,84 \times 2500 = 710 \text{ klg}$$

- 2) отъ плиты тротуаровъ

$$0,1 \times 0,71 \times 2500 = 178 \text{ „}$$

- 3) отъ части бетона, ограничивающей проѣзжую часть моста

$$0,15 \times 0,11 \times 2500 = 42 \text{ „}$$

- 4) отъ мостовой

$$\text{klg } 450 \times 2,84 = 1278 \text{ „}$$

- 5) отъ продольной балочки (1)  $16 \times 18 \text{ см}$

$$\frac{67}{2} = 38 \text{ „}$$

- 6) отъ поперечной балочки (2)  $20 \times 30 \text{ см}$

$$\frac{150 \times 4,9}{2 \times 2,45} = 150 \text{ „}$$

- 7) отъ распорокъ (3) (фиг.  $z_2$ ) тоже = 150 „

- 8) отъ барьера (приблизительно) = 50 „

- 9) отъ кронштейновъ

$$\frac{0,55 + 0,15}{2} \times 0,2 \times 1,06 \times 2500 = 70 \text{ „}$$

10) отъ бордюрной балки

$$0,1 \times 0,15 \times 2500 = 38 \text{ klg}$$

11) отъ промежуточныхъ колоннъ

$$\frac{0,22 \times 0,26 \times 2500 \times 2,00}{2,45} = 117 \text{ „}$$

12) отъ крайней продольной балочки

$$0,2 \times 0,2 \times 2500 = 100 \text{ „}$$

итого  $2921 \approx 2900 \text{ klg}$ .

Эта мертвая нагрузка и собственный вѣсъ арки равномерно распределены по всему пролету арки, и производятъ изгибъ ея, поэтому мы постараемся найти соотвѣтствующій изгибающій моментъ, нормальныя и скалывающія силы во всѣхъ намѣченныхъ сѣченіяхъ арки. Для каждаго сѣченія мы можемъ вышеупомянутыя искомыя представить такъ:

$$\text{изгиб. моментъ } M_n = M_0 - H(f - y) + \Sigma P(a - x)$$

$$\text{нормальн. сила } N_n = H \cos \varphi_n + \Sigma P \sin \varphi_n$$

$$\text{скалыв. сила } T_n = H \sin \varphi_n - \Sigma P \cos \varphi_n$$

гдѣ  $H$  — распоръ арки въ замкѣ,  $\varphi$  — уголъ наклона касательный къ горизонту въ данномъ сѣченіи,  $\Sigma P(a - x)$  моментъ относительно пяты всѣхъ силъ, дѣйствующихъ вправо отъ сѣченія (фиг.  $z_3$ ),  $M_0$  — моментъ изгиба въ замкѣ арки.

Въ этихъ выраженіяхъ неизвѣстными являются величины  $M_0$  и  $H$ . Мы ихъ постараемся найти при помощи уравненія упругой работы деформаци, которая можетъ быть выражена формулой Симпсона. Для даннаго случая эта формула приметъ такой видъ.

$$F = \frac{\lambda}{6E} \left\{ \left[ \frac{M_0^2}{I_0} + 4 \frac{M_1^2}{I_1} + 2 \frac{M_2^2}{I_2} + 4 \frac{M_3^2}{I_3} + 2 \frac{M_4^2}{I_4} + 4 \frac{M_5^2}{I_5} + \right. \right. \\ \left. \left. + 2 \frac{M_6^2}{I_6} + 4 \frac{M_7^2}{I_7} + \frac{M_8^2}{I_9} \right] + \left[ \frac{N_0^2}{\omega_0} + 4 \frac{N_1^2}{\omega_1} + 2 \frac{N_2^2}{\omega_2} + 4 \frac{N_3^2}{\omega_3} + \right. \right. \\ \left. \left. + 2 \frac{N_4^2}{\omega_4} + 4 \frac{N_5^2}{\omega_5} + 2 \frac{N_6^2}{\omega_6} + 4 \frac{N_7^2}{\omega_7} + \frac{N_8^2}{\omega_8} \right] \right\}.$$

Если составить таблицы I, II, III (см. ниже), то въ таблицѣ IV можемъ написать численные коэффициенты при неизвѣстныхъ  $M_0^2$ ,  $H^2$ ,  $M_0H$  и  $H$ , и функция  $F$  представится въ нижеслѣдующемъ видѣ:

$$F = \frac{\lambda}{6E} \{ 964 M_0^2 + 1062 H^2 - 1219 M_0 H + \\ + 118086200 M_0 - 211963307 H + A \}$$

причемъ члены при  $\frac{N_n}{\omega_n}$  пропущены, такъ какъ они малы численно, а также не вычислено цѣлое число  $A$ , какъ неимѣющее значенія въ послѣдующихъ вычисленіяхъ.

Функция  $F$  получить свой максимумъ при значеніяхъ неизвѣстныхъ  $M_0$  и  $H$ , которыя получимъ, если приравняемъ нулю первыя производныя

$$\frac{dF}{dM_0} = 0$$

$$\text{и } \frac{dF}{dH} = 0.$$

Если произвести это дифференцированіе, то получимъ нижеслѣдующія уравненія:

$$\frac{dF}{dM_0} = 1928 M_0 - 1219 H + 118086200 = 0$$

$$\frac{dF}{dH} = 2123 H - 1219 M_0 - 211963307 = 0$$

$$\text{откуда } M_0 = 2900 \text{ } klg/m$$

$$\text{и } H = 101000 \text{ } klg.$$

ТАБЛИЦА I

СИЛЪ И МОМЕНТОВЪ ОТНОСИТЕЛЬНО ТОЧКИ  $A_0$  (фиг.  $z_3$ ) ДЛЯ СОБСТВЕННОГО ВѢСА АРКИ.

№	$a$ толщина арки $m$	$a'$ тоже сред- няя $m$	$b$ ширина сѣченія арки $m$	$b'$ тоже сред- няя $m$	Длина кли- на арки по оси $\lambda$ $m$	Объемъ клина $v = a' \times$ $\times b' \times \lambda$ $m^3$	Вѣсъ $v \times 2500 =$ $= P_1$	Горизон- тальная проекція клиньевъ арки $l_1$ $m$	Плечо $D_1$ центра кли- на относ. $A_0$ $m$	Моментъ изгиба $M_1 = D_1 \times P_1$ $kg/m$
0	0,60		0,50							
1	0,65	0,625	0,55	0,525	1,856	0,610	1525	1,86	13,210	20160
2	0,70	0,675	0,60	0,575	"	0,728	1815	1,85	11,355	20610
3	0,75	0,725	0,65	0,625	"	0,837	2092	1,83	9,515	19900
4	0,80	0,775	0,70	0,675	"	0,967	2412	1,80	7,700	18570
5	0,90	0,850	0,75	0,725	"	1,134	2835	1,76	5,920	16780
6	1,00	0,950	0,80	0,775	"	1,369	3425	1,73	4,175	14300
7	1,10	1,050	0,90	0,850	"	1,656	4140	1,66	2,480	10270
8	1,20	1,150	1,00	0,950	"	2,028	5070	1,65	0,825	4180

Примѣчаніе. Плечо  $D_1$  получаетъ свое значеніе для центра каждаго клина изъ выраженія

$$D_1^n = \frac{l}{2} - \left( \frac{l^n}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} l_i \right). \text{ Такъ для } \text{№ } 4 - D_1^4 = \frac{28,28}{2} - \left\{ \frac{1,80}{2} + 1,86 + 1,85 + 1,83 \right\}.$$

## ТАБЛИЦА II

**СИЛЪ И МОМЕНТОВЪ ОТНОСИТЕЛЬНО ТОЧКИ  $A_0$  (фиг.  $z_3$ ) для мертвой нагрузки.**

№	Горизонт. проекция проѣзжей части моста $l_2$ <i>m</i>	Нагрузка на 1 пог. метръ горизонт. проекции арки $m_2$	Произведение $m_2 \times l_2 = P_2$	Плечо $D_2$ относит. точки $A_0$	Моментъ изгиба $P_2 \times D_2 = M_2$ <i>kg/m</i>	ПРИМЪЧАНІЯ
0	—	—	—	—	—	Плечо $D_2$ опредѣлится изъ выраженія
1	1,88	2900	5452	13,200	71970	$D_2^n = \frac{l}{2} - \left\{ \frac{m_2}{2} + \sum_1^{n-1} l_2 \right\}$
2	1,87	"	5423	11,325	61280	$\sum_1^n l_2 - \sum_1^n l_1 = 0,29 \text{ m} = t_1$
3	1,85	"	5365	9,465	50800	
4	1,81	"	5249	7,635	40100	Для пяты $tg \varphi_8 = \frac{2y}{x} = \frac{2 \times 4}{14,14} = 0,566$
5	1,78	"	5162	5,940	30700	$\angle \varphi_8 = 29^\circ 30''$ ; $\sin \varphi_8 = 0,492$
6	1,76	"	5104	4,070	20770	$t_1 = a_{8/2} \cdot \sin \varphi_8 = 0,29 \text{ m}.$
7	1,75	"	5075	2,315	11700	
8	1,73	"	5017	0,575	2890	

ТАБЛИ  
значений  $\Sigma P (a-x)$ ,  $(f-y)$ ,  $\cos \varphi$ ,

№	Последовательная		$a_n = \frac{\Sigma (M_1 + M_2)}{\Sigma (P_1 + P_2)}$	$x_n$ свчений	$a_n - x_n$	$\Sigma P (a-x)$	$x$
	$\Sigma (M_1 + M_2)$	$\Sigma (P_1 + P_2)$					
0	—	—	—	—	—	—	—
1	92130	6977	13,20	12,28	0,92	6420	1,86
2	174020	14215	12,26	10,43	1,82	25870	3,71
	244720	21672	11,30	8,60	2,70	58510	5,54
4	303390	29333	10,34	6,80	3,54	103840	7,34
5	350870	37330	9,04	5,04	4,00	149320	9,10
6	385940	45859	8,42	3,31	5,11	234340	10,83
7	407910	55074	7,59	1,65	5,94	327140	12,49
8	414980	65161	6,36	0	6,36	414980	14,14

Примечание. Въ этой таблиць ордината  $y$  вычислена при помощи уравнения

$$y_{2,54} = \frac{5,54^2}{50} = 0,614; y_{7,34} = \frac{7,34^2}{50} = 1,078; y_{9,10} = \frac{9,10^2}{50} = 1,656;$$

ЦА III  
 $\sin \varphi$ ,  $\Sigma P \sin \varphi$ ,  $\Sigma P \cos \varphi$ ,  $\omega$ ,  $I$ ,  $1/I$  и  $1/\omega$ .

$y$	$tg \varphi = \frac{2y}{x}$	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$\Sigma P \sin \varphi$	$\Sigma P \cos \varphi$	$\omega = a \times b$	$I = \frac{ba^3}{12}$	$1/I$	$1/\omega$	$\angle \varphi$
—	—	—	1	—	—	0,30	0,009	111	3,3	0
0,069	0,070	0,70	0,998	490	6960	0,36	0,013	80	3,0	4° 00"
0,275	0,148	0,148	0,989	2100	14060	0,42	0,017	58	2,4	8° 30"
0,614	0,220	0,216	0,976	4680	21150	0,49	0,023	46	2,0	12° 30"
1,078	0,294	0,284	0,959	8330	28130	0,56	0,030	34	1,9	16° 30"
1,656	0,364	0,342	0,940	12770	35090	0,68	0,046	22	1,5	20° 00"
2,346	0,434	0,390	0,917	17890	42050	0,80	0,067	15	1,3	23° 30"
3,120	0,500	0,446	0,895	24560	49290	0,99	0,100	10	1,0	26° 30"
4,00	0,566	0,492	0,870	32060	56690	1,20	0,144	7	0,8	29° 30"

параболы  $x^2 = 2fy$ , а именно  $y_{1,86} = \frac{1,86^2}{50} = 0,069$ ;  $y_{2,71} = \frac{3,71^2}{50} = 0,275$ ;

$$y_{10,83} = \frac{10,83^2}{50} = 2,346; y_{17,19} = \frac{12,49^2}{50} = 3,120; y_{4,14} = \frac{14,14^2}{50} = 4,00.$$

ТАБЛИЦА IV

выражений  $M$ ,  $N$  и  $T$  и численных коэффициентов при  $M_0^2$ ,  $H^2$ ,  $M_0H$ ,  $M_0$  и  $H$  при членах формулы Симпсона.

№	$M$ изгибающий момент	$N$ нормальная сила	$T$ скалывающая сила	Члены формулы Симпсона	Численные коэффициенты при неизвестных				
					$M_0^2$	$H^2$	$M_0H$	$M_0$	$H$
0	$M_0$	$N_0 = H$	$T_0 = 0$	$M_0^2/I_0$	+ 111	—	—	—	—
1	$M_1 = M_0 - 0,069 H + 6420$	$N_1 = 0,998 H + 490$	$T_1 = 0,07 H - 6960$	$4 M_1^2/I_1$	+ 320	+ 2	- 44	+ 4 108 800	- 283 507
2	$M_2 = M_0 - 0,275 H + 25870$	$N_2 = 0,989 H - 2100$	$T_2 = 0,148 H - 14060$	$2 M_2^2/I_2$	+ 116	+ 9	- 64	+ 6 001 840	- 1 650 506
3	$M_3 = M_0 - 0,614 H + 58510$	$N_3 = 0,976 H - 4680$	$T_3 = 0,216 H - 21150$	$4 M_3^2/I_3$	+ 184	+ 70	- 226	+ 21 531 680	- 13 220 451
4	$M_4 = M_0 - 1,078 H + 103840$	$N_4 = 0,959 H - 8330$	$T_4 = 0,284 H - 28130$	$2 M_4^2/I_4$	+ 68	+ 74	- 147	+ 14 122 240	- 15 252 019
5	$M_5 = M_0 - 2,346 H + 149320$	$N_5 = 0,940 H + 12770$	$T_5 = 0,342 H - 35090$	$4 M_5^2/I_5$	+ 88	+ 240	- 292	+ 26 280 320	- 43 622 800
6	$M_6 = M_0 - 2,346 H + 234340$	$N_6 = 0,917 H + 17890$	$T_6 = 0,390 H - 42050$	$2 M_6^2/I_6$	+ 30	+ 165	- 141	+ 14 060 400	- 33 041 000
7	$M_7 = M_0 - 3,120 H + 327140$	$N_7 = 0,895 H + 24560$	$T_7 = 0,446 H - 49290$	$4 M_7^2/I_7$	+ 40	+ 390	- 249	+ 26 171 200	- 81 654 144
8	$M_8 = M_0 - 4,000 H + 414980$	$N_8 = 0,870 H + 32060$	$T_8 = 0,492 H - 56690$	$M_8^2/I_8$	+ 7	+ 112	- 56	+ 5 809 720	- 23 238 880
	(см. стр. 128)				+ 964	+ 1062	+ 1219	+ 118 086 200	- 211 963 307

Если подставить значения

$$M_0 = 2900 \text{ klg/m}$$

и  $H = 101000 \text{ klg}$

въ выражения для  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  таблицы IV, то получимъ численныя значенія этихъ величинъ, для всѣхъ намѣченныхъ нами сѣченій арки; сгруппируемъ ихъ въ таблицѣ V.

ТАБЛИЦА V

№	$M \text{ klg/m}$ изгибающій мо- ментъ	$N \text{ klg}$ нормальная сила	$T \text{ klg}$ скалывающая сила
0	+ 2900	+ 101 000	0
1	+ 2251	+ 101 288	+ 110
2	+ 995	+ 101 989	+ 888
3	— 604	+ 103 250	+ 666
4	— 1060	+ 105 189	+ 554
5	— 7936	— 107 710	— 548
6	+ 300	+ 110 507	— 2660
7	+ 4720	+ 114 955	— 4244
8	+13880	+ 119 920	— 7000

Такимъ образомъ вліяніе собственнаго вѣса арки и мертваго груза на арку извѣстны намъ теперь для всѣхъ намѣченныхъ точекъ арки.

Кромѣ того на арку дѣйствуетъ подвижная нагрузка въ видѣ груженой фуры и толпы людей; примемъ её для даннаго случая равномерно-распредѣленной и равной  $440 \text{ klg}$  на  $1 \text{ m}^2$  настила.

Здѣсь могутъ быть два случая загрузенія моста:

- 1) одностороннее загрузеніе лѣвой или правой полуарки;
- 2) загрузеніе всего пролета арки.

Предположимъ сначала загрузенной одну полуарку (лѣвую), причемъ замѣтимъ, что равномерно-распредѣленная

нагрузка въ 440 *klg* на 1 *m*<sup>2</sup> настила представится на 1 пог. метръ горизонтальной проеэціи длины арки такъ:

$$P_3 = 440 \left\{ \frac{5,68}{2} + 0,71 \right\} = 1561 \text{ klg} .$$

Мы опять будемъ пользоваться формулой Симпсона, видоизмѣненной лишь для данного случая нагрузки, и поэтому составимъ таблицу, аналогичную III и II, и найдемъ  $\Sigma P^3_1 (a-x)$ .

ТАБЛИЦА Va

№	$l_1$	$p_1$	$P_1 = l_1 \times p_1$	$D_1$	Моментъ $M_1 = P_1 \times D_1$	Послѣдовательная			$a_n = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$	$x_n$	$a_n - x_n$	Послѣ- вательная $\Sigma P(a-x)$
						$\Sigma M$	$\Sigma P$	$\Sigma P$				
1	1,88	1562	2940	13,200	38800	38800	2940	13,20	12,28	0,92	2700	
2	1,87	"	2920	11,325	33070	71870	5860	12,26	10,43	1,83	10540	
3	1,85	"	2900	9,465	27450	99320	8760	11,34	8,60	2,74	24000	
4	1,81	"	2880	7,635	21600	120920	11590	10,43	6,80	3,63	42070	
5	1,78	"	2780	5,940	16510	137430	14370	9,56	5,04	4,52	64950	
6	1,76	"	2750	4,070	11190	148620	17120	8,68	3,31	5,37	91930	
7	1,75	"	2730	2,315	6320	154940	19850	7,80	1,65	6,15	122180	
8	1,73	"	2700	0,575	1550	156490	22550	6,94	0	6,94	156490	

Въ виду несимметричной нагрузки уравнение упругой работы деформации приметъ видъ:

$$F = \frac{\lambda}{6 E} \left\{ \Sigma_0^8 \frac{M^2 + M'^2}{I} + \Sigma_0^8 \frac{N^2 + N'^2}{I} \right\}.$$

Для выясненія этой функціи замѣтимъ, что при этомъ случаѣ нагрузки можно написать слѣдующія равенства:

$$1) \text{ для лѣвой полуарки } \begin{cases} M_x = M_0 - H(f-y) - T_0(l/2-x) + \Sigma P(a-x) \\ N_x = H \cos \varphi_x - T_0 \sin \varphi_x + \Sigma P \sin \varphi_x \\ T_x = H \sin \varphi_x + T_0 \cos \varphi_x - \Sigma P \cos \varphi_x; \end{cases}$$

$$2) \text{ для правой полуарки } \begin{cases} M'_x = M_0 - H(f-y) + T_0(l/2-x) \\ N'_x = H \cos \varphi_x + T_0 \sin \varphi_x \\ T'_x = H \sin \varphi_x - T_0 \cos \varphi_x. \end{cases}$$

Принимая  $x$  равнымъ отъ 1 до 8, можемъ составить таблицу, отвѣчающую вышеуказаннымъ выраженіямъ (таб. Vb, стр. 139).

На основаніи этихъ таблицъ, подставляя эти выраженія въ формулу Симпсона, найдемъ численныя значенія коэффициентовъ при неизвѣстныхъ уравненія упругой работы деформации (таб. Vc, стр. 140).

Членами при  $\Sigma_0^8 \frac{N^2 + N'^2}{\omega}$  пренебрегаемъ, какъ имѣющими небольшія численныя значенія; также не будемъ вычислять цѣлыя числа, и соединимъ ихъ вмѣстѣ подъ литерой  $A$ , такъ какъ при послѣдующихъ вычисленіяхъ они не имѣютъ значенія.

Послѣ подстановки численныхъ коэффициентовъ при членахъ формулы Симпсона (см. ниже), функція  $F$  представится такъ:

$$F = \frac{\lambda \times 2}{6 E} \left\{ 964 M_0^2 + 1062 H^2 + 30250 T_0^2 - 1219 M_0 H + \right. \\ \left. + 23815530 M_0 - 41743537 H - 208529590 T_0 + A \right\}.$$

Функция  $F$  получитъ свой максимумъ при значеніяхъ неизвѣстныхъ  $M_0$ ,  $H$  и  $T_0$ , которыя получимъ отъ приравненія нулю первыхъ ея производныхъ.

$$\frac{dF}{dM_0}, \quad \frac{dF}{dH} \quad \text{и} \quad \frac{dF}{dT_0}, \quad \text{а именно}$$

$$\frac{dF}{dM_0} = 1928 M_0 - 1219 H + 23815530 = 0$$

$$\frac{dF}{dH} = 2124 H - 1219 M_0 - 41743537 = 0$$

$$\frac{dF}{dT_0} = 60500 T_0 - 208529590 = 0$$

*Примѣчаніе.* Замѣтимъ что  $M_x^2 + M'_x{}^2 = 2 \{ M_0^2 + [H(f-y)]^2 + [T_0(l/2 - x)]^2 + 1/2 [\Sigma P(a-x)]^2 - 2 M_0 H(f-y) + M_0 \Sigma P(a-x) - H(f-y) \Sigma P(a-x) - T_0(l/2 - x) \Sigma P(a-x) \}$ .

(прод. стр. 141).

ТАБЛИЦА Vb  
выражения  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$

№	Для левой полуарки			Для правой полуарки		
	Изгибающий момент $M$	Нормальная сила $H$	Скалывающая сила $T$	Изгибающий момент $M$	Нормальная сила $N$	Скалывающая сила $T$
0	$M_0$	$N_0 = H$	$T_0 = T_0$	$M'_0 = M_0$	$N'_0 = H$	$T'_0 = T_0$
1	$M_1 = M_0 - 0,069 H + 2700 - 1,86 T_0$	$N_1 = 0,998 H - 0,07 T_0 + 206$	$T_1 = 0,07 H + 0,998 T_0 - 29,5$	$M'_1 = M_0 - 0,069 H + 1,86 T_0$	$N'_1 = 0,998 H + 0,07 T_0$	$T'_1 = 0,07 H - 0,998 T_0$
2	$M_2 = M_0 - 0,275 H + 10540 - 3,71 T_0$	$N_2 = 0,989 H + 867 - 0,148 T_0$	$T_2 = 0,148 H - 5795 + 0,989 T_0$	$M'_2 = M_0 - 0,275 H + 3,71 T_0$	$N'_2 = 0,989 H + 0,148 T_0$	$T'_2 = 0,148 H - 0,989 T_0$
3	$M_3 = M_0 - 0,614 H + 24000 - 5,54 T_0$	$N_3 = 0,976 H + 1692 - 0,216 T_0$	$T_3 = 0,216 H - 8530 + 0,976 T_0$	$M'_3 = M_0 - 0,614 H + 5,54 T_0$	$N'_3 = 0,976 H + 0,216 T_0$	$T'_3 = 0,216 H - 0,976 T_0$
4	$M_4 = M_0 - 1,078 H + 42070 - 7,34 T_0$	$N_4 = 0,959 H + 3292 - 0,284 T_0$	$T_4 = 0,284 H - 11115 + 0,959 T_0$	$M'_4 = M_0 - 1,078 H + 7,34 T_0$	$N'_4 = 0,959 H + 0,284 T_0$	$T'_4 = 0,284 H - 0,959 T_0$
5	$M_5 = M_0 - 1,656 H + 64950 - 9,10 T_0$	$N_5 = 0,940 H + 4915 - 0,342 T_0$	$T_5 = 0,342 H - 13508 + 0,940 T_0$	$M'_5 = M_0 - 1,656 H + 9,10 T_0$	$N'_5 = 0,940 H + 0,342 T_0$	$T'_5 = 0,342 H - 0,940 T_0$
6	$M_6 = M_0 - 2,346 H + 91930 - 10,83 T_0$	$N_6 = 0,917 H + 6677 - 0,390 T_0$	$T_6 = 0,390 H - 15700 + 0,917 T_0$	$M'_6 = M_0 - 2,346 H + 10,83 T_0$	$N'_6 = 0,917 H + 0,390 T_0$	$T'_6 = 0,390 H - 0,917 T_0$
7	$M_7 = M_0 - 3,120 H + 122080 - 12,49 T_0$	$N_7 = 0,895 H + 8853 - 0,446 T_0$	$T_7 = 0,446 H - 17766 + 0,895 T_0$	$M'_7 = M_0 - 3,120 H + 12,49 T_0$	$N'_7 = 0,895 H + 0,446 T_0$	$T'_7 = 0,446 H - 0,895 T_0$
8	$M_8 = M_0 - 4,000 H + 156490 - 14,14 T_0$	$N_8 = 0,870 H + 11070 - 0,492 T_0$	$T_8 = 0,492 H - 19619 + 0,870 T_0$	$M'_8 = M_0 - 4,000 H + 14,14 T_0$	$N'_8 = 0,870 H + 0,492 T_0$	$T'_8 = 0,492 H - 0,870 T_0$

ТАБЛИЦА Vc

№	Число формул Симпсона	Численных коэффициентов при неизвестных формулы Симпсона						
		$M_0^2$	$H^2$	$T_0^2$	$M_0H$	$M_0$	$H$	$T$
0	$\frac{M_0^2}{I_0}$	+ 111	—	—	—	—	—	—
1	$4 \frac{M_1^2}{I_1}$	+ 320	+ 2	+ 1100	— 44	+ 864 000	— 59 616	— 1 607 040
2	$2 \frac{M_2^2}{I_2}$	+ 116	+ 9	+ 1520	— 64	+ 1 222 640	— 336 226	— 4 535 990
3	$4 \frac{M_3^2}{I_3}$	+ 184	+ 70	+ 5520	— 226	+ 4 416 000	— 2 711 424	— 24 464 640
4	$2 \frac{M_4^2}{I_4}$	+ 68	+ 74	+ 3660	— 147	+ 2 860 760	— 3 083 900	— 26 997 980
5	$4 \frac{M_5^2}{I_5}$	+ 88	+ 240	+ 7290	— 292	+ 5 715 600	— 9 465 034	— 52 006 500
6	$2 \frac{M_6^2}{I_6}$	+ 30	+ 165	+ 3520	— 141	+ 2 757 900	— 6 470 033	— 29 868 060
7	$4 \frac{M_7^2}{I_7}$	+ 40	+ 390	+ 6240	— 249	+ 4 883 200	— 15 235 584	— 61 000 000
8	$\frac{M_8^2}{I_8}$	+ 7	+ 112	+ 1400	— 56	= 1 095 430	— 4 381 720	— 15 480 380
		+ 964	+ 1062	+ 80250	— 1219	+ 23 815 530	— 41 743 537	— 208 529 590

Изъ этихъ трехъ уравненій первой степени съ тремя неизвѣстными, легко опредѣлить эти величины, а именно:

$$M_0 = + 115 \text{ klg/m}$$

$$H = + 19720 \text{ klg}$$

$$\text{и } T_0 = + 3500 \text{ klg}.$$

Теперь подставимъ эти численныя значенія въ таблицу Vb (стр. 139) выраженной для  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  лѣвой и правой полуарокъ (при дѣйстви подвижной нагрузки на лѣвой полуаркѣ) и представимъ это въ таблицѣ VI.

Если сложимъ соотвѣтственно численныя значенія  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  таблицъ V и VI, то сможемъ составить таблицу VII, въ которой будутъ представлены величины этихъ искомымъ при дѣйстви собственнаго вѣса арки, мертваго груза и подвижной нагрузки на лѣвой полуаркѣ.

ТАБЛИЦА VI.

Численныя значенія  $M$ ,  $N$  и  $T$  при дѣйстви подвижной нагрузки на лѣвой полуаркѣ.

1. Для лѣвой полуарки			
№	$M \text{ klg/m}$	$N \text{ klg}$	$T \text{ klg}$
0	+ 115	+ 19720	+ 3500
1	— 5055	+ 19640	+ 1940
2	— 7753	+ 19850	+ 575
3	— 7383	+ 20382	— 875
4	— 4763	+ 21210	— 2160
5	+ 509	+ 22254	— 3470
6	+ 7877	+ 23400	— 4800
7	+ 16954	+ 24940	— 5840
8	+ 28235	+ 26500	— 6872

(Продолженіе таблицы VI).

2. Для правой полуарки			
№	$M$ <i>klg/m</i>	$N$ <i>klg</i>	$T$ <i>klg</i>
0	+ 115	+ 19720	+ 3500
1	+ 5265	+ 19925	- 2113
2	+ 7680	+ 20020	- 533
3	+ 7400	+ 20060	+ 843
4	+ 4550	+ 19900	+ 2244
5	- 690	+ 19730	+ 3454
6	- 8240	+ 19450	+ 4480
7	- 17700	+ 19210	+ 5663
8	- 29280	+ 18880	+ 6660

ТАБЛИЦА VII.

Численные значения  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  при дѣйствіи собственнаго вѣса арки, мертваго груза и подвижной нагрузки на лѣвой полуаркѣ, а также величинъ  $m = \frac{M}{N}$  для каждаго сѣченія арки.

1. Для лѣвой полуарки					
№	$M$	$N$	$T$	$m = \frac{M}{N}$	Примѣчанія
0	+ 3015	+ 120720	+ 3500	+ 0,025	Величины $m = \frac{M}{N}$ представляют собою плечо нормальной силы отъ оси арки, причемъ, откладывая ихъ по нормалямъ въ сѣченіяхъ, со знакомъ плюсъ внизъ, а со знакомъ минусъ вверхъ отъ оси, можемъ вычертить кривую давленій въ аркѣ.
1	- 2704	+ 120928	+ 2050	- 0,022	
2	- 6753	+ 121839	+ 1463	- 0,056	
3	- 7937	+ 123632	- 209	- 0,065	
4	- 5823	+ 126399	- 1606	- 0,046	
5	- 7427	+ 129964	- 4018	- 0,057	
6	+ 8177	+ 133907	- 7460	+ 0,061	
7	+ 21870	+ 139895	- 10084	+ 0,155	
8	+ 42115	+ 146430	- 13872	+ 0,280	

2. Для правой полуарки

0	+ 3015	+ 120720	+ 3500	+ 0,025
1	+ 7616	+ 121213	- 2003	+ 0,063
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
8	- 15400	+ 138810	- 340	- 0,116

Кромѣ напряженій отъ собственнаго вѣса, мертваго груза и подвижной нагрузки, арка испытываетъ еще напряжения отъ измѣненій температуры.

При хордѣ оси арки равной 28,28 *m*, въ предположеніи неподвижности опоръ, передвиженіе, которое пята арки не совершаютъ, а будетъ лишь увеличиваться распоръ, производимый аркой, выразится такъ

$$\delta = \pm 28,28 (t_1 - t_0) \times \beta,$$

гдѣ  $t_1 - t_0$  можетъ быть равно, приблизительно, 30° и есть разница температуры, возможной въ данной мѣстности, и той при которой производилась постройка моста, а  $\beta$  — коэффициентъ расширенія желѣзобетона 0,0000121, откуда

$$\delta = \pm 0,010 \text{ m}.$$

Работа внутреннихъ силъ арки будетъ равна

$$F_t = - \delta \cdot Ht,$$

гдѣ  $Ht$  распоръ, производимый аркой отъ измѣненій температуры. Чтобы опредѣлить для этого случая  $M_0^t$  и  $Ht$  применимъ уравненіе упругой работы деформациі согласно формулѣ Симпсона, которая представится теперь такъ

$$F'(*) = \frac{\lambda}{6E} \times 2 \{ 964 M_0^t{}^2 + 1067 Ht^2 + 30250 T_0^2 - 1219 M_0^t Ht \}$$

что въ суммѣ съ  $F_t$  даетъ выраженіе формулы Симпсона для даннаго случая въ такомъ видѣ, вынося за скобки  $\frac{\lambda \times 2}{6E}$

---

(\*) Надо пропустить въ выраженіи функціи  $F'$  всѣ члены, произшедшіе отъ удвоеннаго произведенія  $\Sigma P$  на  $M$ ,  $H$  и  $T$ , такъ какъ теперь  $\Sigma P = 0$ .

$$F = \frac{2\lambda}{6E} \left\{ 964 Mt_0^2 + 1062 Ht^2 + \right. \\ \left. + 30250 Tt_0^2 - 1219 Mt_0 Ht - \delta \cdot Ht \times \frac{3E}{\lambda} (*) \right\}$$

Функція  $F$  получитъ свой максимумъ при значеніяхъ  $Mt_0$ ,  $Ht$  и  $Tt_0$ , которыя получимъ, приравнявъ нулю первыя производныя, а именно:

$$\frac{dF}{dMt_0} = 1928 Mt_0 - 1219 Ht = 0$$

$$\frac{dF}{dHt} = 2124 Ht - 1219 Mt_0 - 24190000 = 0$$

$$\frac{dF}{dTt_0} = 60500 Tt_0 = 0$$

$$\text{откуда } Mt_0 = + 11300 \text{ klg/m} \\ Ht = 17880 \text{ klg} \\ Tt_0 = 0.$$

Согласно таблицѣ Vb (стр. 139)

при  $T_0 = 0$  и  $\Sigma P = 0$

$$Mt_s = Mt_0 - 4 \cdot Ht = - 65220 \text{ klg/m}$$

$$Nt_s = 0,886 Ht = + 15840 \text{ klg}.$$

Согласно таблицѣ VII (для лѣвой полуарки)

$$M_s = + 42115$$

$$N_s = + 146430$$

$$T_s = - 13879$$

По формулѣ для неравномѣрнаго сжатія, напряженіе въ бетонѣ для пяты

(\*) Коэффициентъ упругости для бетона  $E = 15 \times 10^8 \text{ klg/m}^2$ ,  
 $\lambda = 1,857 \text{ м}$ , такъ что  $S \times \frac{3E}{\lambda} = 24190000$ .

$$\sigma_8 b = \frac{N_8}{\omega_8} \pm \frac{M_8 \cdot h'}{I} = 12 \pm 18$$

т. е. на внутренней поверхности арки  $\sigma'_8 b = + 30 \text{ klg}$

а на внешней „ „  $\sigma''_8 b = - 6 \text{ „}$

При дѣйстви подвижной нагрузки по всему пролету арки

$$M_0 = + 230 \text{ klg/m}; H = 39440 \text{ klg} \text{ и } T_0 = 0,$$

что вмѣстѣ съ значеніями этихъ искомыхъ по таблицѣ V, дастъ

$$M_0 = 2900 + 230 = 3130 \text{ klg/m}; H = 140440 \text{ klg} \text{ и } T_0 = 0$$

поэтому температура въ совокупности съ собственнымъ вѣсомъ арки, ея мертвымъ грузомъ и подвижной нагрузкой, распределенной по всему пролету, даетъ для данного случая въ замкѣ арки

$$\Sigma M_0 = 3130 + 11300 = + 14430 \text{ klg/m}; \Sigma N = 140440 + \\ + 17880 = + 158320 \text{ klg}$$

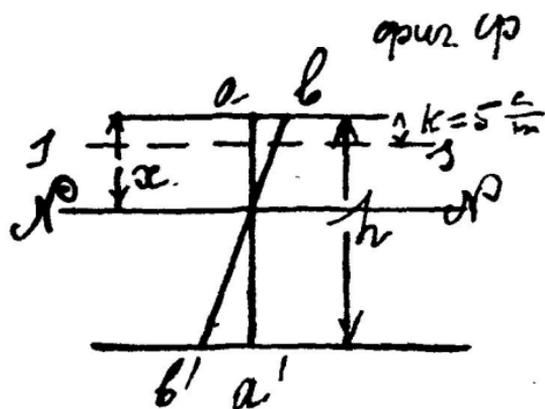
По формулѣ для неравномѣрнаго сжатія напряженіе въ бетонѣ для замка равно

$$\sigma_0 b = \frac{N_0}{\omega_0} \pm \frac{M_0 h'}{I} = 51 \pm 1$$

$$\text{или } \sigma'_0 b = 52 \text{ klg}$$

$$\text{а } \sigma''_0 b = 50 \text{ „ на } 1 \text{ cm}^2.$$

Слѣдовательно можно считать, что  $\sigma''_8 b = - 6 \text{ klg}$  на  $1 \text{ cm}^2$ , будетъ максимальное растягивающее напряженіе въ бетонѣ, согласно коего надо подобрать сѣченіе арматуры въ аркѣ.



Послѣ изгиба сѣчение  $aa'$  перейдетъ въ положеніе  $bb'$  въ предположеніи сохраненія плоскостнаго сѣченія и

$$\frac{ab}{a'b'} = \frac{x}{h-x} \text{ откуда}$$

$$x = \frac{ab \cdot h}{ab + a'b'} = \frac{6}{30+6} \times 120 = 20$$

$h = 120 \text{ cm}$   
 $b = 100$  } для пяты  
арки

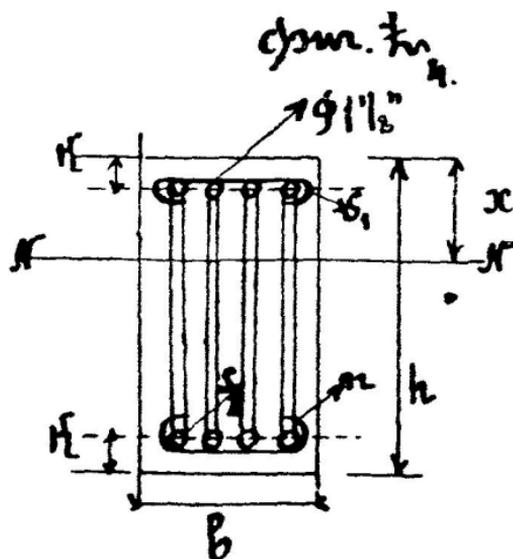
такъ какъ  $ab = \sigma_s b = -6$

$$a'b' = \sigma_s b = +30.$$

$$\text{Сила растяженія } P''_s = \frac{b \cdot x}{2} \times ab = \frac{100 \times 20}{2} \times 6 = 6000 \text{ klg.}$$

$$\text{Моментъ относительно оси } NN' \text{ при } h'' = \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \cong 53$$

$$M''_s = P''_s \times h'' = 318000 \text{ klg/m.}$$



Сѣченіе жѣлѣза, которое способно выдержать безопасно этотъ изгибающій моментъ, будучи расположено по линіи  $SS'$  при напряженіи  $\sigma f = 700 \text{ klg}$ , равно

$$s_s = \frac{M''_s}{\sigma f \left( \frac{h}{2} - k \right)} = 10 \text{ cm}^2.$$

Надо однако, чтобы напряженіе нигдѣ не пре-

восходило 30 *klg* на 1 *см* (\*) сѣченія, т. е. въ данномъ случаѣ, чтобы  $\sigma_0 b \leq 30 \text{ klg}$ , чему удовлетворить сѣченіе арматуры  $s = 57,0 \text{ см}^2$  т. е. вверху и внизу сѣченія по 5 прутьевъ сѣченіемъ  $\phi 1\frac{1}{2}$ " , т. е. въ общемъ  $\Sigma s = 114 \text{ см}^2$  или для замка 0,04 сѣченія бетона, а для плиты 0,01.

Если поставимъ по четыре крючка изъ проволоки  $\phi 8 \text{ мм}$  ( $s = 60 \text{ мм}^2$ ) въ каждомъ сѣченіи, чрезъ 20 *см* одно отъ другого, то напряженіе на срѣзъ будетъ равно

$$\sigma_k = \frac{13872}{2 \times 4 \times 4 \times s} \approx 7 \text{ klg на } 1 \text{ мм}^2$$

Остается еще разсмотрѣть второй случай загрузенія подвижной нагрузкой, именно распредѣленіе этой нагрузки по всему пролету арки.

Для этого случая

$$M_0 = 2 \times 115 = 230 \text{ klg/m}$$

$$H = 2 \times 19720 = 39440 \text{ klg}$$

$$T_0 = 0.$$

Если подставимъ эти значенія въ таблицу значеній  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  для лѣвой полуарки, принявъ  $T_n = 0$ , то получимъ таблицу численныхъ значеній  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  для случая загрузенія подвижной нагрузкой всего пролета арки, для правой и лѣвой полуарокъ, для разныхъ ихъ сѣченій.

(\*) Не принимая во вниманіе напряженія отъ измѣненій температуры.

Вообще же 
$$\sigma_0 b = \frac{140440}{n + (n-1) s} \pm \frac{M \cdot h''}{\Sigma I} \leq 30 \text{ klg}.$$

ТАБЛИЦА VIII

№	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>T</i>	Примѣчанія
0	+ 230	+ 39440	0	Эта таблица служить для обѣихъ полуарокъ, правой и лѣвой.
1	+ 210	+ 39565	+ 230	
2	+ 76	+ 39873	+ 42	
3	+ 14	+ 40384	+ 69	
4	- 116	+ 41114	+ 85	
5	- 132	+ 41987	- 20	
6	- 366	+ 42843	- 319	
7	- 742	+ 44153	- 176	
8	- 1040	+ 45382	- 215	

Сложимъ соотвѣтственно численныя значенія *M*, *N* и *T* таблицы VIII съ таковыми же таблицы V, и составимъ таблицу IX.

Въ этой таблицѣ также помѣстимъ значенія величины  $m = \frac{M}{N}$ , что позволяетъ вычертить и для этого случая нагрузки кривую давленій.

ТАБЛИЦА IX

численныхъ растяженій  $M_n$ ,  $N_n$  и  $T_n$  при дѣйствіи собственного вѣса, жертвой нагрузки и подвижной нагрузки по всему пролету арки, и величинъ  $m = \frac{M}{N}$ .

№	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>T</i>	$m = \frac{M}{N}$	Примѣчанія
0	+ 3130	+ 140440	0	+ 0,021	Эта таблица служитъ для обѣихъ полуарокъ правой и лѣвой.
1	+ 2561	+ 140850	+ 340	+ 0,017	
2	+ 1071	+ 141862	+ 930	+ 0,007	
3	- 590	+ 143634	+ 735	- 0,003	
4	- 1176	+ 146303	+ 639	- 0,008	
5	- 8068	+ 149697	- 568	- 0,0053	
6	- 66	+ 153350	- 2977	- 0,0004	
7	+ 3978	+ 159108	- 4420	+ 0,025	
8	+ 12840	+ 165312	- 7215	+ 0,080	

Эта таблица даетъ менѣ невыгодные результаты нежели таблица VII и прежде предположенная арматура вполне удовлетворить, а именно для пяты

$$\sigma_{ab} = \frac{165312}{1200 + 1710} \pm \frac{12840 \cdot 41 \cdot 100}{7531850} = 12 \pm 7 = 19 \text{ klg на } 1 \text{ cm}^2,$$

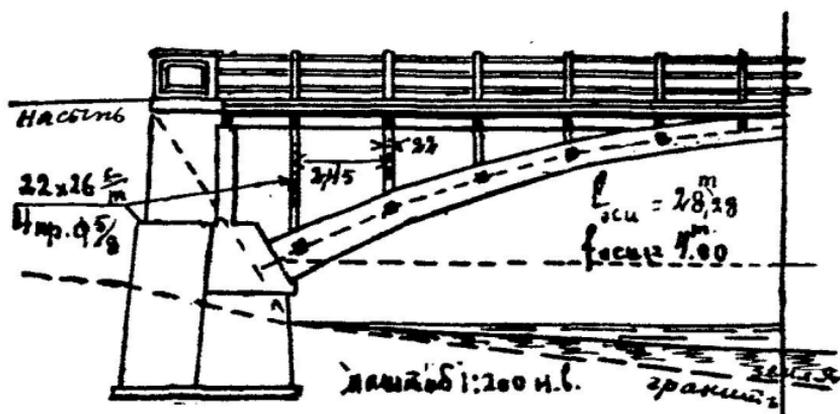
$$\text{и } \sigma'_s b + = 5 \text{ klg};$$

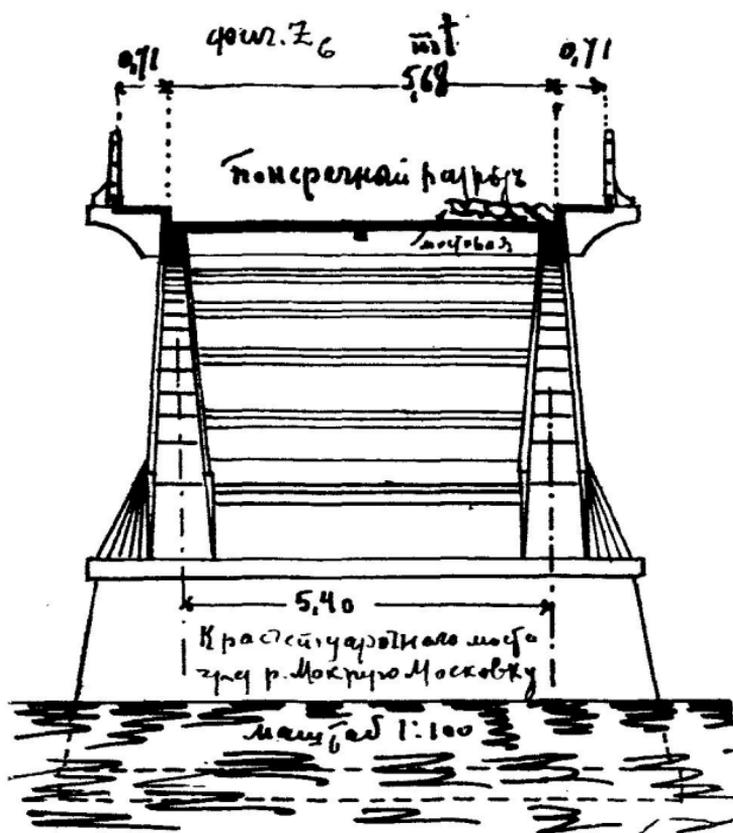
такіе же результаты будутъ и для другихъ сѣченій.

Полезно въ аркѣ чрезъ нѣкоторыя разстоянія (около 0,50 m) ставить изъ той же проволоки  $\phi 8 \text{ mm}$  горизонтальныя крючки ( $n$ ) (фиг.  $z_4$ ), что придасть больше компактности сооруженію.

Верхній настилъ будетъ опираться на арки при помощи промежуточныхъ колоннъ (размѣра  $22 \times 25 \text{ cm}$ ) и расчетъ его не будетъ отличаться отъ расчета вышеприведеннаго балочнаго моста. Главныхъ балокъ большаго размѣра уже не будетъ, такъ какъ вдоль моста надо будетъ пройти лишь пролеты  $l = 2,45 \text{ m}$ , между двумя промежуточными колоннами, остальные же балки приблизительно того же размѣра; тротуары помѣщены на кронштейнахъ, (см. фиг.  $z_5$  и фиг.  $z_6$ ).

фиг.  $z_6$



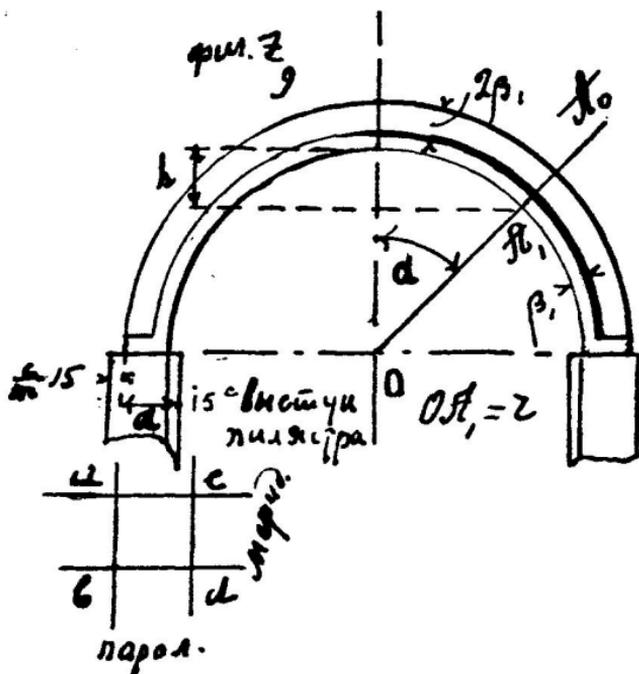


### Расчет купольных перекрытий.

Очень часто применяются купольные перекрытия, как например, в церквях, цирках и т. д.

По скольку для выполнения этой работы применяются кирпич и камень, то размеры выходят очень значительными при громадном вѣсѣ, такъ что стѣны, служащія опорой для такихъ куполовъ, тоже приходится дѣлать большой толщины.

Поэтому и здѣсь, какъ и во многихъ другихъ случаяхъ, применение железобетона очень желательно, такъ какъ постройки выходятъ легче, красивѣе и дешевле.



Выдѣлимъ изъ даннаго купола радиуса  $r$ , двумя меридіональными плоскостями, образующими между собою безконечно малый угол  $d\gamma$ , и двумя параллельными кругами, удаленными другъ отъ друга на безконечно малое разстояніе, равное  $r d\alpha$  и отсчитываемое по дугѣ меридіана, безконечно малый элементъ купока  $abcd$ , и спроектируемъ всѣ силы, приложенныя къ этому вырѣзку и уравнивающіяся между собою, на нормаль  $OA$ , [проведенную въ его центрѣ тяжести, причемъ эта нормаль является продолженіемъ радиуса.

Равнодѣйствующая внѣшнихъ вертикальныхъ силъ проходитъ чрезъ центръ тяжести разсматриваемаго элемента, лежитъ, бакъ и нормаль, въ плоскости средняго меридіана и равна

$$Q = -p, \omega = -p \cdot \{r d\alpha + r \cdot \sin \alpha d\gamma\}$$

гдѣ  $\omega$  — площадь элемента.

$p$  — вѣсь единицы поверхности купола, сложенный съ полезной равномернораспредѣленной нагрузкой на квадратную единицу той же поверхности.

Меридіональныя усилія, приложенныя къ сторонамъ  $ab$  и  $cd$  элемента, равны каждое

$$- P_1 \cdot r \sin \alpha \cdot d\gamma.$$

гдѣ  $P_1$  — меридіональное усиліе на единицу длины параллельнаго круга.

Равнодѣйствующая ихъ совпадаетъ съ нормалью и равна

$$- 2 \cdot P_1 \cdot r \cdot \sin \alpha \cdot d\gamma \cdot \sin \left( \frac{d\alpha}{2} \right).$$

Кольцевыя усилія, дѣйствующія на стороны  $ac$  и  $ba$ , равны каждое

$$P_2 \cdot r \cdot d\alpha$$

гдѣ  $P_2$  — кольцевое усиліе на единицу длины меридіана.

Равнодѣйствующая ихъ направлена горизонтально, лежитъ въ плоскости средняго меридіана и проходитъ чрезъ центръ тяжести элемента, образуя съ нормалью уголъ  $\left( \frac{\pi}{2} - \alpha \right)$ ; величина ея выразится такъ

$$- 2 \cdot P_2 \cdot r \cdot d\alpha \cdot \sin \left( \frac{d\gamma}{2} \right) \cdot \sin \alpha.$$

Напишемъ равенство внѣшнихъ и внутреннихъ силъ, спроектированныхъ на нормаль къ элементу

$$\begin{aligned} 2 \cdot P_1 \cdot r \cdot \sin \alpha \cdot d\gamma \cdot \sin \left( \frac{d\alpha}{2} \right) + 2 \cdot P_2 \cdot r \cdot d\alpha \cdot \sin \left( \frac{d\gamma}{2} \right) \cdot \sin \alpha &= \\ = p \cdot \cos \alpha \cdot r d\alpha \cdot r \sin \alpha \cdot d\gamma. & (*) \end{aligned}$$

(\*) по Вейсу.

Сократимъ обѣ части на  $r \cdot \sin \alpha$  и раздѣлимъ на  $\frac{d\alpha \cdot d\gamma}{4}$ , тогда получимъ

$$\begin{aligned} 2 P_1 \frac{d\gamma}{d\gamma/2} \times \frac{\sin\left(\frac{d\alpha}{2}\right)}{d\alpha/2} + 2 P_2 \frac{d\alpha}{d\alpha/2} \cdot \frac{\sin\left(\frac{d\gamma}{2}\right)}{d\gamma/2} = \\ = p \cdot r \cdot \cos \alpha \times \frac{d\alpha}{d\alpha/2} \times \frac{d\gamma}{d\gamma/2}. \end{aligned}$$

Интегрируемъ эту функцію и притомъ замѣтимъ, что

$$\frac{\sin\left(\frac{d\alpha}{2}\right)}{\frac{d\alpha}{2} \lim . 0} = \frac{\sin\left(\frac{d\gamma}{2}\right)}{\frac{d\gamma}{2} \lim . 0} = 1$$

послѣ сокращенія на 4, имѣемъ

$$P_1 + P_2 = p \cdot r \cdot \cos \alpha. \quad (1)$$

Опредѣлимъ еще значеніе  $P_1$ ; тогда изъ этого равенства опредѣлимъ и  $F_2$ .

Для опредѣленія  $P_1$  замѣтимъ, что въ вертикальномъ направленіи при любомъ центральномъ углѣ  $\alpha$ , сумма вертикальныхъ составляющихъ меридіональныхъ усилій  $P_1$  должна равняться вѣсу и полезной нагрузкѣ купольнаго перекрытія; такъ что если

$P_1 \cdot \sin \alpha \cdot 2r \sin \alpha \cdot \pi = 2\pi \cdot r \cdot \sin^2 \alpha \cdot P_1$  есть сумма вертикальныхъ составляющихъ, а

(фиг.  $z_9$ )

$2\pi \cdot r \cdot h \cdot p$  вѣсъ и полезная нагрузка купола, то

$$2\pi \cdot r \cdot \sin^2 \alpha \cdot P_1 = 2\pi \cdot r \cdot h \cdot p.$$

и

при  $h = r(1 - \cos \alpha)$ ;  $P_1 = \frac{p \cdot r \cdot h}{r \cdot \sin^2 \alpha} = \frac{p \cdot r(1 - \cos \alpha)}{1 - \cos^2 \alpha}$

$$\text{или } P_1 = \frac{p \cdot r}{1 + \cos \alpha} \quad (2)$$

Равенства (1) и (2) даютъ намъ возможность разобрать въ значеніяхъ  $P_1$  и  $P_2$  при разныхъ  $\alpha$ , а именно:

Меридіональное усиліе  $P_1$  при измѣненіяхъ угла  $\alpha$  (фиг.  $z_3$ ) отъ  $0^\circ$  до  $90^\circ$ , имѣетъ постоянно знакъ плюсь, т. е. оно постоянно сжатъе. Величина его измѣняется,

При  $\alpha = 0$ , т. е. въ ключѣ

$$P_1 = + \frac{p r}{2}$$

минимумъ, потомъ оно увеличивается по мѣрѣ приближенія къ основанію купола, до

$$(3) \quad P_1 = + p r, \text{ при } \alpha = 90^\circ \text{ въ экваторѣ} \\ (\text{максимумъ})$$

Подставляя значеніе  $P_1 = \frac{p r}{1 + \cos \alpha}$

въ равенство (1) получимъ значеніе

$$P_2 = p \cdot r \left\{ \cos \alpha - \frac{1}{1 + \cos \alpha} \right\}$$

Кольцевое усиліе  $P_2$  знакъ свой мѣняетъ.

Въ ключѣ при  $\alpha = 0^\circ$

$$P_2 = + \frac{p \cdot r}{2}$$

и равно слѣдовательно  $P_1$  какъ по знаку, такъ и по величинѣ.

Потомъ оно уменьшается, но остается съ плюсомъ, т. е. представляетъ сжимающее усиліе до  $\alpha = 51^\circ 50'$ , гдѣ оно равно нулю; это, такъ называемый, уголъ перелома, послѣ котораго  $P_2$  получаетъ знакъ минусъ, т. е. представляетъ

растягивающее усилие, которое быстро увеличивается по мѣрѣ приближенія къ основанію купола и при  $\alpha = 90^\circ$

$$(4) \quad P_2 = -p \cdot r.$$

Равенства (3) и (4) позволяютъ намъ опредѣлить толщину купола и сѣченіе арматуры меридіональной и кольцевой.

Итакъ если пренебrecь сопротивленіемъ бетона на растяженіе, то можемъ опредѣлить сѣченіе кольцевой арматуры на единицу длины меридіана, по наибольшему численному значенію

$$P_2 = -p \cdot r, \quad \text{а именно } s_2 = \frac{p \cdot r}{\sigma f}$$

гдѣ  $p$  — нагрузка полезная и вѣсъ перекрытія купола въ  $klg$  на  $1 m^2$

$r$  — радіусъ купола въ  $m$

$\sigma f$  — напряженіе желѣза на растяженіе на  $1 cm^2$

$s_2$  — сѣченіе кольцевой арматуры въ  $cm^2$ .

Сѣченіе меридіональныхъ прутьевъ опредѣлимъ такъ; согласно предыдущаго

$$P_1 = +pr, \quad \text{или}$$

$$(5) \quad p \cdot r = 100 \cdot \beta \cdot \sigma_b \left\{ 1 + n \cdot \beta \cdot \frac{s_1}{100} \right\}$$

гдѣ  $\beta$  — толщина купола въ  $cm$

$\Omega = 100 \beta$  — площадь бетона на  $1m$  длины параллели

$\sigma_b$  — напряженіе бетона на сжатіе въ  $klg$  на  $1 cm^2$

$s_1$  — сѣченіе меридіональной арматуры на единицу ( $1 m$ ) длины параллели.

По предыдущему можно считать

$$\text{что } \frac{s_1}{\Omega} = \frac{s_1}{\beta \cdot 100} = \frac{1}{100}$$

тогда равенство (5) представится такъ, при  $n = 15$ , рѣшая его относительно толщины купола  $\beta$ ,

$$\beta = \frac{p \cdot r}{100 \cdot \sigma_b \cdot 1,15} = 0,00035 \cdot p \cdot r \quad \text{при } \sigma_b = 25 \text{ klg}$$

По этой формулѣ размѣръ  $\beta$ , толщина купола, получается очень незначительной, такъ что надо къ этой толщинѣ прибавить эмпирическую величину, которую мы примемъ равной 5 *см*, т. е. толщина купола равна (въ *см*)

$$\beta_1 = \frac{p \cdot r}{100 \cdot \sigma_b \cdot 1,15} + 5 \text{ см} = 0,00035 \cdot p \cdot r + 5 \text{ см}$$

*Примѣръ.* Расчитать куполь (круговой) при радиусѣ  $r = 20 \text{ м}$ , и полезной нагрузкѣ въ 700 *klg* на 1 *m*<sup>2</sup>, (вмѣстѣ съ собственнымъ вѣсомъ купола будемъ считать  $p = 1000 \text{ klg}$ ).

Сѣченіе кольцевой арматуры опредѣлится такъ

$$s_2 = \frac{p \cdot r}{\sigma_f} = \frac{1000 \cdot 20}{900} = 22,2 \text{ см}^2$$

поставимъ кольцевые прутья  $\Phi \frac{3}{4}$ " чрезъ 15 *см* другъ отъ друга, считая по меридіану.

Толщина купола

$$\beta_1 = 0,00035 \cdot p \cdot r + 5 \text{ см} = 12 \text{ см}.$$

Провѣримъ эту толщину на временное сопротивленіе бетона растяженію; по предыдущему

$$\sigma_b = \frac{P}{\Omega + (n-1) s_1} = \frac{1000 \cdot 20}{12 \cdot 100 + (15-1) 7} = 16 \text{ klg} < 20.$$

Такъ какъ принято, что

$$\frac{s_1}{100 \cdot \beta} = \frac{1}{100}, \text{ то } s_1 = \beta = 0,00035 \cdot p \cdot r \cdot = 7 \text{ cm}^2$$

поставимъ меридіональные круги въ видѣ прутьевъ въ  $\frac{1}{2}$ " діаметромъ чрезъ 19 *см* другъ отъ друга, считая по параллели.

Изъ вышеприведеннаго расчета ясно, что куполь изъ желѣзобетона будетъ много легче, нежели изъ кирпича или камня, и вообще несравненно конструктивнѣе. Для сравненія припомнимъ, что толщина купольнаго свода изъ кирпича обыкновенно бываетъ

при пролетѣ до 3,50,	3,50 до 5,5,	5,50 до 7,00,	7,5 до 10,00 <i>m</i>	
въ замкѣ	$\frac{1}{2}$	1	1	$\frac{1}{2}$ кирпича
въ пятахъ	$\frac{1}{2}$	1	$1\frac{1}{2}$	1 „

Такъ что въ римскомъ Пантеонѣ толщина въ замкѣ  $\frac{1}{30}$ , а въ пятахъ  $\frac{1}{7}$  пролета.

Въ церкви Св. Софіи въ Константинополѣ толщина въ замкѣ  $\frac{1}{52}$  діаметра.

Толщина опоръ купола церкви Св. Петра въ Римѣ  $\frac{1}{11}$ , Св. Софіи въ Константинополѣ  $\frac{1}{8}$ , а въ Пантеонѣ  $\frac{1}{7}$  пролета.

Между тѣмъ въ вышеупомянутомъ расчетѣ толщина желѣзобетоннаго купола.

$$\beta = \frac{12}{4000} = \frac{1}{333} \text{ пролета, разница очень серьезная}$$

$$\text{а опоръ (стѣнь) } a_1 = \frac{70}{4000} = 0,0175 \text{ діаметра (см. ниже).}$$

По Ламе и Клапейрону, купольные своды, при обрушении своемъ, раздѣляются меридіональными плоскостями на нѣсколько вырѣзковъ, между которыми происходитъ распоръ совершенно, какъ при цилиндрическихъ сводахъ, т. е. каждый изъ вырѣзковъ, стремясь опрокинуться во внутрь, производитъ распоръ на вырѣзокъ ему противоположный и обратно, раскрывая при этомъ швы на внѣшней поверхности въ плечахъ, а на внутренней, въ замкѣ и пятахъ барабана, поддерживающаго куполь.

Число этихъ меридіональныхъ вырѣзковъ зависитъ отъ числа слабыхъ частей барабана. Такъ куполь Исакиевскаго Собора, поддерживаемый цилиндрической стѣной, въ которой пробито 12-ть сводчатыхъ отверстій, при обрушении своемъ, вѣроятно, раздѣлился бы на 12 частей меридіональными плоскостями, проходящими чрезъ середины этихъ отверстій; если же бы отверстій въ барабанѣ не было, то разрушеніе произошло бы по меридіональнымъ плоскостямъ, проходящимъ чрезъ углы замковаго камня.

Имѣя предыдущее въ виду, предлагается купола изъ желѣзобетона строить съ нѣкоторымъ количествомъ реберъ, на внѣшней его (или внутренней) поверхности, рассчитывая арматуру ( $s_3$ ) этихъ реберъ такъ, чтобы она выдерживала все сжимающее усиліе

$$\text{отъ силы } P_1 = p r$$

которое идетъ на долю меридіональной арматуры купола

$$\text{т. е. } s_3 = s_1 = 0,00035 \cdot p \cdot r .$$

въ данномъ примѣрѣ  $s_3 = 700 \text{ м}^2$ , т. е. 4 прута

діаметромъ  $\frac{5}{8}$ " ( $s = 791 \text{ мм}$ ).

Число ( $r_1$ ) этихъ реберъ вообще надо сообразовать съ заданіями проэкта, числомъ желательныхъ отверстій, но эмпирически можно считать

$r_1 = \frac{2 \cdot r}{4}$ , гдѣ  $r$  — радиусъ купола въ метрахъ

въ данномъ случаѣ  $r_1 = \frac{2 \cdot 20}{4} = 10$ .

Замѣтимъ, что въ пятахъ кольцевое усиленіе имѣеть значеніе

$$(4) \quad P_2 = -p r,$$

а при  $\alpha = 51^\circ 50'$

$$P_2 = 0$$

т. е. по выраженію (4) сѣченіе арматуры значительно, такъ что приблизительно при  $\angle \alpha = 70^\circ$  можно уменьшить вдвое сѣченіе кольцевой арматуры (при  $\angle \alpha = 74^\circ$ ,  $P_2 = -\frac{p \cdot r}{2}$ ) и въ такомъ видѣ вести её до замка; такъ какъ по величинѣ въ ключѣ при  $\angle \alpha = 0^\circ$  давленіе тоже, какъ и при  $\alpha = 74^\circ$ , а именно

$$P_2 = +\frac{p \cdot r}{2}.$$

Также можно поступить съ меридіональной арматурой, уменьшивъ её вдвое отъ угла  $\angle \alpha = 45^\circ$  при наличности реберъ, коихъ арматура остается постоянной и равной  $s_2 = 0,00035 p \cdot r$ . Уменьшеніе числа меридіональных прутьевъ тѣмъ болѣе полезно, что ихъ въ ключѣ тяжело связывать при большомъ ихъ количествѣ.

Кольцевая арматура дѣлается изъ прутьевъ, концы которыхъ загибаются подъ угломъ  $180^\circ$  и закладываются другъ за друга; при большомъ діаметрѣ купола ихъ будетъ не два, а нѣсколько, причемъ кольца надо натягивать, чтобы потомъ не было нежелательныхъ деформаций купола. Такой куполь самъ себя держитъ и собственно распора на свою опору не производитъ, но понятно производитъ давленіе какъ на опору, такъ и на пята.

Это давлѣніе равно

$$Q_1 = 2 \pi r^2 \cdot p.$$

въ данномъ случаѣ (примѣръ стр. 156)

$$Q_1 = 2 \cdot \pi \cdot 20^2 \cdot 1000 = 2512000 \text{ klg}$$

къ этому давлѣнію надо прибавить вѣсъ  $Q_2$  реберъ сѣченіемъ  $\beta_1 \times 2\beta_1$

$$Q_2 = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \pi r \times r_1 \times 2\beta_1^2 \quad \text{при } r_1 = 10 \text{ (число реберъ)}$$

$$\begin{aligned} \text{въ данномъ случаѣ } Q_2 &= 31,4 \times 10 \times 2 \times 0,12^2 \times 2500 \text{ klg} = \\ &= 22608 \text{ klg} \quad \text{и} \end{aligned}$$

$$(\frac{1}{2} \pi r = 31,4)$$

$Q = Q_1 + Q_2 = 2534608 \text{ klg}$  что представитъ давлѣніе на пятю купола

$$p_1 = \frac{2534608}{2 \pi \cdot r \cdot \beta_1} = 17 \text{ klg на } 1 \text{ cm}^2.$$

Это показываетъ, что купола изъ желѣзобетона очень легки; дѣлаютъ у пять кольцо, которое является основаніемъ перекрытія и распредѣляетъ давлѣніе равномерно на кирпичную стѣну (фиг. 29).

Если считать, что кирпичъ можетъ безопасно нести на сжатіе 5—6 klg на  $1 \text{ cm}^2$ , то въ данномъ примѣрѣ слѣдуетъ ширину  $a$  нижняго кольца купола сдѣлать равной

$$a = 3 \cdot \beta_1 = 36 \text{ cm}$$

а ширину стѣны въ  $2\frac{1}{2}$  кирпича, чтобы свѣсы стѣны отъ краевъ кольца были не меньше, какъ по 15cm съ каждой стороны на опорахъ противъ реберъ купола.

### 0 забивкѣ свай.

Общее уравненіе работъ, происходящихъ при забивкѣ свай, пренебрегая сжатіемъ матеріала бабы, и, означая чрезъ  $p = \frac{P}{A_1}$  сопротивленіе грунта на единицу площади поперечнаго сѣченія свай  $A_1$ , можно представить такъ:

$$M_1 + M_2 + M_3 = A'_1 + A'_2$$

гдѣ  $M_1$  — живая сила, остающаяся въ массѣ бабы послѣ удара, и можетъ быть выражена такъ:

$$M_1 = G \cdot h \cdot \frac{G}{G + G_1} \quad \begin{array}{l} \text{если } G \text{ — вѣсъ бабы} \\ G_1 \text{ — „ свай} \\ h \text{ — высота подъема бабы} \end{array}$$

$M_2$  — работа вѣса бабы при опусканіи послѣдней (свая опускается въ грунтъ на глубину  $a$ ); её можно выразить такъ:

$$M_2 = G \left\{ \frac{4 \cdot p \cdot}{E_1} + a \right\}$$

$M_3$  — работа, образующаяся при опусканіи центра тяжести свай; её можно представить такъ:

$$M_3 = G_1 \left\{ \frac{l_1 \cdot p \cdot}{2 E_1} + a \right\}$$

если  $l$ ,  $A$ ,  $E$  и  $l_1$ ,  $A_1$ ,  $E_1$  длина, площадь поперечнаго сѣченія и коэффициентъ упругости, соответственно, бабы и свай.

$A'_1$  — работа, расходуемая на сжатіе свай, представится такъ:

$$A'_1 = \frac{A_1 \cdot l_1 \cdot p^2}{2 E_1}$$

и наконецъ

$A'_2$  — работа, расходуемая на вниканіе сваи въ грунтъ на глубину  $a$ , и выразится такъ:

$$A'_2 = A_1 \cdot p \cdot a.$$

т. е. можно написать равенство.

$$\begin{aligned} Gh \frac{G}{G+G_1} + G \left\{ \frac{l_1 \cdot p}{E_1} + a \right\} + G_1 \left\{ \frac{l_1 \cdot p}{2E_1} + a \right\} = \\ = \frac{A_1 \cdot l_1 \cdot p^2}{2E_1} + A_1 \cdot p \cdot a. \quad (*) \end{aligned}$$

откуда, рѣшая относительно  $p$ , получимъ

$$\begin{aligned} p = - \frac{a E_1}{l_1} + \frac{G + 1/2 G_1}{A_1} + \sqrt{\frac{2 E_1}{A_1 \cdot l_1} \left[ \frac{G^2}{G+G_1} \cdot h + (G+G_1) a \right] +} \\ + \left[ \frac{a \cdot E_1}{l_1} - \frac{G + 1/2 G_1}{A_1} \right]^2}, \end{aligned}$$

а рѣшая относительно  $a$ , получимъ

$$a = \frac{Gh \frac{G}{G+G_1} + \frac{l_1 \cdot p}{E_1} [G + 1/2 G_1 + 1/2 A_1 \cdot p]}{A_1 \cdot p - (G + G_1)}.$$

Эти уравненія справедливы, когда свая дѣйствительно углубляется, или же когда свая, не вникая въ грунтъ, въ моментъ уничтоженія живой силы бабы, будетъ сжата на  $\frac{4 \cdot p}{E_1}$ .

Если свая сжимается въ дѣйствительности, при уничто-

---

(\*) по Редгенбахеру.

женіи живой силы бабы на нѣкоторую величину  $x < \frac{l_1 \cdot p}{E_1}$ , то уравненіе работъ будетъ выражаться такъ:

$$Gh \frac{G}{G+G_1} + G(x+a) + G_1(1/2 x + a) = \frac{A_1 \cdot E_1}{2 l_1} x^2, \text{ откуда}$$

$$x = + \frac{l_1}{A_1 E_1} (G + 1/2 G_1) + \sqrt{\frac{Gh}{G+G_1} + a(G+G_1) \frac{2 l_1}{A_1 E_1} + \left[ \frac{l_1}{A_1 E_1} (G + 1/2 G_1) \right]^2}.$$

Но вообще, чтобы свая углублялась,  $x$  или  $a$  должны быть положительными, для чего необходимо соблюденіе условія

$$G^2 \left( h + \frac{p_1 \cdot l_1}{E_1} \right) - G(A_1 p - 3 \cdot G_1) \frac{l_1 \cdot p}{2 E_1} > \frac{l_1 p}{2 E_1} G_1 (A_1 p - G_1).$$

Пренебрегаемъ значеніемъ  $\frac{l_1 \cdot p}{E_1}$  сравнительно съ  $h$ , и значеніями  $G_1$  и  $3 G_1$  сравнительно съ  $A_1 \cdot p = P_1$  и тогда это неравенство можно представить такъ:

$$G \cdot h > \frac{A_1 \cdot l_1 \cdot p^2}{4 E_1} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot E_1 \cdot h \cdot G_1}{A_1 \cdot l_1 \cdot p}} \right]$$

и, если  $\gamma$  вѣсъ кубической единицы свай то, окончательно, получимъ ( $G_1 = A_1 \cdot l_1 \cdot \gamma$ )

$$(a) \quad Gh > \frac{G_1 \cdot p^2}{4 E_1 \cdot \gamma} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{8 E_1 \cdot h \cdot \gamma}{p^2}} \right]$$

гдѣ —  $h$  — подъемъ бабы въ  $cm$

$E_1$  — коэффициентъ упругости для желѣзобетона  
 $= 15 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$

$\gamma$  — вѣсъ 1  $cm^3$  желѣзобетона 0,0025  $klg$

$p$  — сопротивленіе грунта на единицу сѣченія свай  
и равно  $\frac{P}{A_1}$ , въ  $klg$  на 1  $cm^2$ .

Разсмотримъ это неравенство и постараемся сдѣлать нѣкоторые выводы.

Величина  $p$  опредѣлится по формулѣ

$$\frac{P}{A_1} = p.$$

$$\text{гдѣ } P = \frac{h}{a} \times \frac{G^2}{G+G_1} + (G+G_1), \text{ (b) (въ } klg/cm).$$

(формула Ранкина).

Эта формула для  $P$  вполнѣ достаточна для практическихъ цѣлей, но собственно должна быть примѣняема, когда сопротивленіе  $P$  не очень велико, и потому глубина вниканія свай  $a$  ( $cm$ ) не очень мала, такъ что сравнительно съ ней можно пренебречь сжатіемъ свай ( $\frac{l_1 \cdot p}{E_1} = 1 \text{ mm}$  приблизительно при заданіяхъ нижеуказанныхъ); величина же  $a$  опредѣляется по формулѣ Брикса или голландской для вычисленія отказа свай.

Въ противномъ случаѣ, пренебрегая вѣсомъ свай, будемъ имѣть болѣе точно

$$P = \frac{G \cdot h}{a + \left( \frac{l}{AE} + \frac{l_1}{A_1 E_1} \right) \frac{P}{2}}; \text{ окуда рѣшая относительно } P$$

получимъ

$$P = \frac{a}{\frac{l}{AE} + \frac{l_1}{A_1 E_1}} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \left( \frac{l}{AE} + \frac{l_1}{A_1 E_1} \right) \frac{2G \cdot h}{a^2}} \right\}.$$

Если по формуламъ (a) и (b) провѣримъ размѣры бабы и свай въ какомъ либо конкретномъ случаѣ, то нера-

венство (а) можетъ быть удовлетворено для желѣзобетонныхъ свай при  $G$  вѣсѣ бабы, близко подходящемъ къ  $G_1$  вѣсу сваи.

Такъ при устройствѣ фундамента для устоевъ моста около Брумата въ Эльзасѣ Лотарингіи употреблялись въ работу желѣзобетонныя сваи размѣра (американской системы)  $40 \times 40$  см при длинѣ около 10 м, которыя забивались на глубину до 5 м. Грунтъ былъ на первыхъ 3—4 м наносный песокъ, подѣ которымъ потомъ былъ гравій, благодаря чему погруженіе свай, подѣ дѣйствіемъ бабы  $G_1 = 4000$  кlg, было сначала по 25 см, при высотѣ подъема бабы  $h = 50$  см, потомъ въ гравіи забивка шла труднѣе и погруженіе свай было отъ 5 до 1 см (т. е.  $a = 1$  см).

Поэтому сопротивленіе сваи погруженію

$$P = 248000 \text{ кlg, по формулѣ (b) Ранкина}$$

при  $G$  — вѣсѣ бабы въ 4000 кlg

„  $G_1$  — вѣсѣ сваи въ 4000 кlg

„  $h$  — высотѣ подъема бабы въ 120 см

„  $a$  — осадкѣ сваи отъ послѣдняго удара въ 1 см

откуда

$$p = \frac{P}{A_1} = 155 \text{ кlg на } 1 \text{ см}^2.$$

Дальше, если неравенство (а) принять за равенство, то получимъ  $4 E_1 \gamma \cdot h = p^2 + p^2 \sqrt{1 + \frac{8 E_1 \cdot h \cdot \gamma}{p^2}}$ , откуда

послѣ нѣкоторыхъ преобразованій получимъ (с),  $h = \frac{p^2}{E_1 \cdot \gamma}$ , и для предыдущаго случая по этой формулѣ получимъ  $h = 54$  см, что согласно съ дѣйствительностью ( $h$  было равно 50 см).

Если отношеніе вѣса бабы  $G$  къ вѣсу сваи  $G_1$  обозначить чрезъ  $\alpha$ , т. е.

$$G = \alpha \times G_1 . .$$

то при знакѣ равенства въ выраженіи (а), получимъ, аналогично предыдущаго, для  $h$  слѣдующее значеніе минимальной высоты паденія бабы для правильной забивки сваи

$$h = \frac{p^3}{E_1 \times \gamma} \times \frac{1 + \alpha}{2 \alpha^2}$$

гдѣ  $p$  — давленіе въ  $klg$  на  $1 \text{ cm}^2$  сѣченія сваи и равно  $p = \frac{P}{A_1}$ , гдѣ  $P$  сопротивление грунта вбиванію сваи;  $\gamma$  — вѣсъ  $1 \text{ cm}^3$  желѣзобетона и равенъ  $0,0025 \text{ klg}$ ;  $E_1$  — коэффициентъ упругости желѣзобетона и равенъ  $15 \times 10^4 \text{ cm}^2$ , а  $A_1$  — сѣченіе сваи въ  $\text{cm}^2$

Опредѣляя значеніе  $P$  по формулѣ Ранкина

$$(b) \quad P = \frac{h}{a} \times \frac{G^2}{G + G_1} + (G + G_1)$$

часто получимъ значеніе  $p \cong 125 \text{ klg/cm}^2$ ; принявъ это значеніе для  $p$  можемъ составить таблицу, изъ которой будетъ видно измѣненіе высоты  $h$  (минимальной) съ измѣненіемъ  $\alpha$ ; тогда

$$h = \frac{p^3}{E_1 \cdot \gamma} \times \frac{1 + \alpha}{2 \alpha^2} = 42 \times \frac{1 + \alpha}{2 \alpha^2}$$

откуда

при $\alpha$	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	Примѣчаніе
$h = 42 \times \frac{1 + \alpha}{2 \alpha^2}$	42	49	59	73	93	126 <i>cm</i>	Въ нѣкоторыхъ паровыхъ копрахъ $h=120 \text{ cm}$ есть максимумъ подъема.

Въ каждомъ частномъ случаѣ полезно провѣрить высоту  $h$  при заданныхъ  $G$  и  $G_1$ , а потому и извѣстномъ  $\alpha$ , и тогда будетъ видно достаточенъ ли вѣсъ бабы  $G$  для забивки сваи вѣсомъ  $G_1$ .

*Примѣръ.* Свая сѣченіемъ  $35 \times 35 \text{ cm}$  при длинѣ  $6,40 \text{ m}$  будетъ забиваться паровой бабой вѣсомъ  $G = 1500 \text{ klg}$ ;

опредѣлимъ минимумъ  $h$  для правильнаго забиванія сваи (вѣсомъ  $G_1 = 2000 \text{ klg}$ ) и полученіи соотвѣтствующаго на-  
грузкѣ  $R$  сваи отказа; при  $R = 50000 \text{ klg}$ , по формулѣ  
Брикса

$$\text{отказъ} \quad a = \frac{h \times G^2 \times G_1}{2 \cdot R (G + G_1)^2} = 0,40 \text{ см при } h = 100 \text{ см}.$$

По формулѣ Ранкина, для даннаго случая

$$P = \frac{h}{a} \times \frac{G^2}{G \times G_1} + (G + G_1) = 192800 \text{ klg}$$

$$\text{откуда } p = \frac{P}{A_1} = \frac{192800}{35 \times 35} = 157 \text{ klg на } 1 \text{ см}^2 \text{ сваи}$$

$$\text{и минимумъ } h = \frac{p^2}{E_1 \times \gamma} \times \frac{1 + \alpha}{2 \alpha^2} = 103 \text{ см}$$

при  $\alpha = 0,75$ , т. е. забивка нормальная возможна, тѣмъ болѣе  
что конструкція паровыхъ бабъ вообще допускаетъ увеличить  
 $h$  до  $120 \text{ см}$ , и съ этимъ подъемомъ бабы ведутся обыкно-  
венно послѣдніе залого.

### Провѣрка прочности фундаментовъ желѣзобетонныхъ сооруженій.

Провѣрка такая необходима и производится по общимъ  
правиламъ строительнаго искусства.

I. Въ случаѣ пролетовъ съ прямыми балками на опоры  
дѣйствуютъ только вертикальныя силы реакцій опоръ  $P$ ,  
такъ что, принимая соотвѣтственныя безопасныя давленія  $K_0$ ,  
для каждаго даннаго случая можемъ опредѣлить необходи-  
мую площадь основанія

$$\Omega = \frac{P}{K_0}, \text{ или провѣрить принятую } \Omega.$$

Подошва основанія должна быть перпендикулярна къ направленію дѣйствующаго на нее давленія, или же составлять съ нимъ уголъ, не превосходящій угла тренія камня по подошвѣ (или вообще матеріала фундамента).

Центръ сопротивленія основанія или точка, въ которой равнодѣйствующая всѣхъ силъ встрѣчаетъ площадь основанія, слѣдуетъ стараться приблизить къ центру тяжести фигуры основанія и вообще надо, чтобы онъ былъ въ средней его трети.

Что касается величины  $K_0$ , то она измѣняется вмѣстѣ съ качествомъ грунта, на которомъ возведено сооруженіе.

Подошва строенія располагается всегда ниже горизонта промерзанія грунта, т. е. на глубинѣ въ средней полосѣ Россіи  $1\frac{1}{2}$  — 2 арш., а сѣверной полосѣ 3 арш., но вообще не глубже 7 — 10 саж., причемъ, если грунтъ плотный, то буровыя скважины не дѣлаются глубже 7 саж. Различаютъ грунты: скалистый, плотный землистый и мягкій землистый.

а. При скалистыхъ грунтахъ, можно считать достаточной, даже для самыхъ грузныхъ строеній, толщину пласта въ 3 саж.

Поверхность скалы подводится подъ одну или нѣсколько плоскостей, уступами, нормально къ направленію дѣйствующаго на подошву строенія давленія.

Трещины заполняются бетономъ или бутовой кладкой, которую полезно залить слоемъ бетона для болѣе равномернаго распредѣленія давленія. Въ этомъ случаѣ можно принимать постоянное давленіе на  $1 \text{ см}^2$ :

- |    |  |    |     |
|----|--|----|-----|
| а) | для скалы съ прочностію наилучшаго кирпича | 10 | klg |
| б) | " " " " хорошаго бетона                    | 4  | "   |
| в) | " " мягкой, которая крошится въ рукѣ       | 2  | "   |

б. При плотныхъ землистыхъ грунтахъ, напр. твердой глины, чистомъ сухомъ пескѣ, гравіи, не подверженныхъ разрушительному дѣйствию воды, или когда это дѣйствіе можно устранить, основанія закладываются ниже горизонта промерзанія грунта. Для самыхъ тяжелыхъ строеній толщину пласта можно считать здѣсь тоже достаточной около

2—3 саж., а постоянное давление на  $1 \text{ см}^2$  можно считать равнымъ около 1,2 — 1,6 *klg*.

Ширина подошвы фундаментовъ стѣнъ болѣе толщины стѣны, приблизительно, въ плотномъ гравіи, въ  $1\frac{1}{2}$  раза, а въ сухомъ пескѣ и плотной глинѣ, въ 2 раза.

в. При мягкихъ грунтахъ, обыкновенно, для передачи давления строенія на материкъ, употребляются сваи, раньше деревянные, теперь все чаще желѣзобетонныя.

Такъ подѣ фундаменты быковъ Нейлисскаго моста около Парижа, забиты 7 верш. деревянные сваи длиною около  $2\frac{1}{2}$  саж. и груза на одну сваю приходится около 2600 пуд.

Если свай не забиваютъ, то подошву основанія располагаютъ на извѣстной глубинѣ, зависящей отъ плотности грунта и давления на единицу площади основанія строенія, причемъ это давление стараются сдѣлать возможно меньшимъ и достигнуть болѣе равномернаго его распредѣленія; полезно подѣ строеніемъ въ этомъ случаѣ устроить сплошной фундаментъ, а подѣ отверстиями — арками, воротами вывести обратные своды. Постоянное давление въ этомъ случаѣ бываетъ иногда всего лишь около 0,6 *klg* на  $1 \text{ см}^2$ .

При этомъ для каждаго грунта имѣется нѣкоторая глубина основанія  $h$ , при которой грунтъ не выдавливается изъ подѣ строенія вѣсомъ послѣдняго. Когда вѣсъ строенія распредѣленъ равномерно по его основанію и если  $K_0$  среднее давление на  $1 \text{ см}^2$  и  $\gamma$  вѣсъ куб. сант. грунта, а  $\varphi$  уголъ естественнаго откоса, то для даннаго случая:

$$h \cdot \gamma \geq K_0 \cdot tg^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad \text{откуда}$$

$$\text{при } \angle \varphi \text{ равномъ} \quad 45^\circ \quad 33^\circ 41' \quad 26^\circ 34'$$

$$h \geq \text{въ см} \quad \frac{K_0}{33,97 \cdot \gamma} \quad \frac{K_0}{12,17 \cdot \gamma} \quad \frac{K_0}{6,873 \cdot \gamma}$$

II. Въ случаѣ пролетовъ съ арочными перекрытіями, на опоры кромѣ вертикальныхъ силъ реакціи, дѣйствуетъ еще боковое давление или распоръ, стремящійся опору опрокинуть.

Въ томъ же положеніи будутъ находиться опоры подпорныхъ стѣнъ, какъ составляющихъ самостоятельныя сооруженія, такъ и составную часть устоевъ моста изъ желѣзобетона, каковыя устои нерѣдко сооружаются въ формѣ коробокъ.

Въ этомъ случаѣ общими условіями прочности опоръ можно считать нижеслѣдующія положенія.

Опора (устой) должна противодѣйствовать наибольшему распору ближайшаго пролета, оказываемому на опору при загрузеніи всего пролета временной нагрузкой.

Среднія опоры (быки) должны быть въ состояніи противодѣйствовать распору наибольшаго, прилежащаго къ нимъ, нагруженнаго пролета, если возможно предположить неодновременное бетонированіе сосѣднихъ пролетовъ; послѣ же постройки такихъ, опора во всякомъ случаѣ должна свободно противодѣйствовать наибольшей разности распоровъ этихъ сосѣднихъ пролетовъ.

Въ этомъ случаѣ вѣсь опоры совмѣстно съ распоромъ производитъ на основаніе ея равномерное переменное давленіе и если

$K_1$  наименьшая

$K_2$  наибольшая величина этого давленія

и  $h$  глубина основанія, при которой грунтъ не выдавливается изъ подъ строенія вѣсомъ послѣдняго,

то  $\gamma h \geq K_2 \cdot tg^2 (45^\circ - \varphi/2)$  и  $\gamma \cdot h \leq K_1$  откуда

$$\frac{K_2}{K_1} = cotg^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Для площади основанія симметричной относительно линіи ея сопротивленія, по среднему давленію

$$K_0 = 1/2 (K_1 + K_2)$$

получимъ 
$$\frac{\gamma \cdot h}{K_0} \geq 1 - \frac{2 \sin \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} .$$

Центръ сопротивленія подошвы основанія подпорной стѣны можно опредѣлить по формулѣ, въ которой  $x$  есть разстоянiе центра сопротивленія отъ внутренняго ребра стѣны, именно

$$x = \frac{Q(q+h) + G \cdot g + \frac{1}{2} \gamma_1 (A_1 \cdot e_1 + A \cdot e)}{G + \gamma_1 (A_1 + A)} \quad (\text{вообще } x \leq \frac{2}{3} e);$$

гдѣ  $A_1$  поперечное сѣченiе стѣны,

$h_1$  — высота стѣны,

$e_1$  — толщина кордона,

$G$  — вертикальная сила, дѣйствующая на 1 пог. ед.

$g$  — разстоянiе силы  $G$  отъ вертикальнаго откоса стѣны,

$Q$  — горизонтальная сила (распоръ земли),

$q$  — разстоянiе силы  $Q$  отъ подошвы стѣны,

$A$  — площадь фундамента стѣны,

$h$  — глубина его заложенiя,

$e$  — толщина фундамента,

$\gamma_1$  — плотность матеріала фундамента.

Если центръ сопротивленія долженъ совпадать съ серединою подошвы основанія, т. е.  $x = \frac{1}{2} e$ , то тогда давленiе на подошву распредѣлится равномѣрно и

$$e = \frac{2 [Q(q+h) + G \cdot g + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot e_1]}{G + \gamma_1 \cdot A_1}$$

Опредѣлимъ еще наибольшее (у береговаго ребра)  $K_2$  и наименьшее (у рѣчнаго ребра)  $K_1$  давленiе на единицу площади шва основанія устоя арочнаго (\*) моста.

---

(\*) арка неразрѣзная.

Давленіе на единицу площади шва, образуемое дѣйствіемъ совокупности вертикальныхъ силъ равно

$$K_e = \frac{G + V}{l \cdot e},$$

гдѣ  $G$  давленіе кладки устоя на рассматриваемый шовъ его;  $V$  — вертикальная слагающая распора, получаемого отъ равномерно нагруженного берегового пролета;  $l$  и  $e$  размѣры устоя параллельные, соотвѣтственно, поперечной и продольной оси моста.

Для произвольнаго шва устоя, взятаго въ вертикальномъ разстояніи  $h$  отъ точки приложенія горизонтальной слагающей распора (\*)  $Q$ , уравненіе моментовъ всѣхъ силъ относительно средней линіи даннаго шва, параллельной длинѣ  $l$  устоя, выразится такъ:

$$(a) \quad Q h - (G + V) (1/2 e - x) = 1/6 \cdot l e^2 K_m,$$

гдѣ при остальныхъ обозначеніяхъ,  $x$  — разстояніе точки приложенія равнодѣйствующей силъ  $G$  и  $V$  отъ рѣчнаго ребра и равно

$$x = \frac{G \cdot g + V v}{G + V},$$

въ которомъ равенствѣ  $g$  и  $v$  разстоянія точекъ приложенія силъ  $G$  и  $V$  отъ рѣчнаго ребра устоя; дальше  $K_m$  — напряженіе единицы площади шва отъ дѣйствія момента внѣшнихъ силъ. Изъ равенства (а) можемъ опредѣлить значеніе

$$K_m = \frac{6}{l \cdot e^2} [Q h + G (g - 1/2 e) + V (v - 1/2 e)]$$

такъ что теперь можемъ опредѣлить  $K_1$  и  $K_2$ , а именно:

$$K_1 = K_e - K_m = \frac{1}{le} \left[ -Q \frac{6 \cdot h}{e} - G \left( \frac{6 \cdot g}{e} - 4 \right) - V \left( \frac{6 \cdot v}{2} - 4 \right) \right]$$

(\*)  $N_s \cdot \sin \varphi_s$ .

$$\text{и } K_2 = K_e + K_m = \frac{1}{l \cdot e} \left[ Q \frac{6 \cdot h}{e} + G \left( \frac{6 \cdot g}{e} - 2 \right) + V \left( \frac{6 \cdot v}{e} - 2 \right) \right].$$

Достаточно опредѣлить эти давленія  $K_1$  и  $K_2$  для шва въ плоскости соединенія устоя съ его фундаментомъ.

### Прочность быка неразрѣзныхъ арокъ.

Пусть для пять арокъ  $Q_1$  и  $V_1$  и  $Q_2$  и  $V_2$  горизонтальныя и вертикальныя давленія, образующіяся соотвѣтственно, отъ пролетовъ ненагруженного и нагруженного.

Для произвольнаго шва, взятаго въ вертикальномъ разстояніи  $h$  отъ точекъ приложенія  $Q_1$  и  $Q_2$ , расположенныхъ на одной высотѣ, уравненіе моментовъ всѣхъ силъ относительно средней его линіи, выразится такъ:

$$(Q_2 - Q_1) h - (G + V_1 + V_2) (1/2 e - x) = 1/6 l e^2 K_m; (a_1),$$

$$\text{причемъ здѣсь } x = \frac{G \cdot g + V_1 \cdot v_1 + V_2 \cdot v_2}{G + V_1 + V_2},$$

гдѣ  $g$ ,  $v_1$ ,  $v_2$ , соотвѣтственныя горизонтальныя разстоянія силъ отъ ребра шва со стороны нагруженного пролета.

Изъ уравненія  $(a_1)$  получимъ значеніе  $K_m$ , именно

$$K_m = \frac{6}{l \cdot e^2} \left[ (Q_2 - Q_1) h + G (g - 1/2 e) + V_1 (v_1 - 1/2 e) + \right. \\ \left. + V_2 (v_2 - 1/2 e) \right]$$

а для даннаго случая

$$K_e = \frac{G + V_1 + V_2}{l e},$$

откуда можемъ опредѣлить давленія на единицу площади шва: наибольшее (со стороны пролета ненагруженного)

$$K_2 = K_e + K_m = \frac{1}{l \cdot e} \left[ (Q_2 - Q_1) \frac{6 \cdot h}{e} + G \left( \frac{6 \cdot g}{e} - 2 \right) + \right. \\ \left. + V_1 \left( \frac{6 \cdot v_1}{e} - 2 \right) + V_2 \left( \frac{6 \cdot v_2}{e} - 2 \right) \right]$$

и наименьшее (со стороны пролета нагруженного)

$$K_1 = K_e - K_m = \frac{1}{l \cdot e} \left[ - (Q_2 - Q_1) \frac{6 \cdot h}{e} - G \left( \frac{6 \cdot g}{e} - 4 \right) - \right. \\ \left. - V_1 \left( \frac{6 \cdot v_1}{e} - 4 \right) - V_2 \left( \frac{6 \cdot v_2}{e} - 4 \right) \right].$$

Достаточно определить эти давления  $K_1$  и  $K_2$  в плоскости соединения быка с фундаментом. Надо чтобы  $K_1$  не доходило до нуля, а  $K_2$  до прочного сопротивления сжатию.

Устойчивость устоя арочного моста определится по наибольшему горизонтальному давлению со стороны моста, которое может опрокинуть устой, вращая его около внѣшняго ребра основанія, или сдвинуть, скользя по этому основанію.

Условіе равновѣсія устоя относительно вращенія можно такъ выразить

$$k \cdot Qh \leq V \cdot e + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot e^2 \cdot h_1 \cdot l - \frac{1}{3} \cdot \gamma_1 \cdot e^2 \cdot hl$$

гдѣ  $k$  — коэффициентъ устойчивости и бываетъ обыкновенно равенъ отъ 1,8 до 2,0;  $Q$  и  $V$ , соответственно, горизонтальная и вертикальная слагающая распора въ пятѣ;

$e$  — толщина устоя (размѣръ параллельный продольной оси моста);

$l$  — длина устоя (размѣръ параллельный поперечной оси моста;

$h$  — разстояніе точки приложенія силы  $Q$  отъ основанія;

$h_1$  — высота устоя;

$\gamma_1$  — удѣльный вѣсъ матеріала устоя.

Условіе равновѣсія устоя относительно скольженія можно представить такъ:

$$k \cdot Q \leq f (\gamma_1 \cdot h_1 \cdot e \cdot l + V),$$

причемъ здѣсь  $f$  — коэффициентъ тренія каменной кладки по основанію и можетъ быть принятъ равнымъ отъ 0,3 до 0,5, въ среднемъ 0,4.

Быкъ арочнаго моста будетъ устойчивъ, если предположимъ, что изъ прилежащихъ къ нему пролетовъ, большій загруженъ, а меньшій разгруженъ, и что всегда сохранится неравенство (или по крайней мѣрѣ равенство) между нижеслѣдующими силами

$$k \cdot (Q_2 - Q_1) \leq V e + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot e^2 \cdot h_1 \cdot l.$$

гдѣ  $(Q_2 - Q_1)$  — горизонтальное давленіе на быкъ отъ арокъ сосѣднихъ пролетовъ, пяты коихъ находятся на одинаковой высотѣ  $h$  отъ основанія;

$V = V_1 + V_2$  — вертикальное давленіе на быкъ, т. е. вертикальная слагающая распора сосѣднихъ арокъ.  $\gamma_1$ ,  $e$ ,  $h_1$ ,  $l$  имѣютъ прежнія обозначенія, но относятся къ быку.

Желѣзобетонные устои сооружаются по разнымъ системамъ.

Распространена конструкція устоя въ формѣ коробки,

основанной на нѣсколькихъ желѣзобетонныхъ сваяхъ. Эти сваи помѣщаются на разстояніи приблизительно 3,0 — 2,4 *м* другъ отъ друга, и ихъ продолженіемъ являются колонны, представляющія собою точки опоры для стѣнокъ коробки. Стѣнки (желѣзобетонныя) возводятся съ трехъ сторонъ, начиная отъ линіи промерзанія земли или немного выше (\*) ея, въ то время какъ нижняя ихъ часть, заполняющая пространство между сваями, дѣлается изъ обыкновеннаго бетона и потому бѣльшей толщины, около 0,5 *м*, въ то время какъ желѣзобетонныя стѣнки имѣють толщину около 0,12 — 0,16 *м*.

Съ четвертой стороны коробка открыта и земля, её наполняющая, соединяется съ насыпью прилегающей къ мосту.

Полезно, вмѣсто земли, засыпать коробки пескомъ, который, пропуская воду, не даетъ ей застаиваться внутри коробки. Такая застоявшаяся вода, послѣ замерзанія, распираетъ стѣнки и такъ подверженныя сильному боковому давленію отъ наполняющей коробку земли.

Желѣзобетонные быки тоже часто сооружаются въ видѣ пустотѣлыхъ желѣзобетонныхъ коробокъ, которыя заполняются пескомъ съ нѣкоторымъ количествомъ цемента (1 : 12); эти коробки опираются на дно въ видѣ желѣзобетонной плиты, покоящейся на нѣкоторомъ числѣ желѣзобетонныхъ свай, и противъ арокъ или балокъ, опирающихся на быкъ, имѣются поперекъ его (вдоль продольной оси моста) ребра.

---

(\*) приблизительно отъ начала колоннъ.

---

### Ледорѣзы изъ желѣзобетона.

Средняя скорость  $v$  теченія рѣки, т. е. воображаемая скорость, двигаясь съ которой, живое сѣченіе  $A$  (т. е. площадь въ метрахъ поперечнаго сѣченія текущей воды) производитъ нѣкоторый объемъ воды  $W$   $m^3$ , можетъ быть выражена такъ:

$$v = \frac{W}{A} \text{ м въ секунду.}$$

Объемъ  $W$  воды (въ секунду) измѣняется, смотря по времени года, въ то время какъ  $A$ , подъ мостомъ можетъ для каждаго даннаго случая, достигнуть лишь извѣстной величины, такъ что скорость  $v$  находится въ сильной зависимости отъ свободнаго пространства, которое представляетъ теченію рѣки данное сооруженіе.

Мы говоримъ о средней скорости, такъ какъ скорость воды въ одномъ и томъ же сѣченіи имѣетъ свою наибольшую величину на фарватерѣ (т. е. мѣстѣ съ наибольшей глубиной) и уменьшается къ берегамъ и ко дну.

Скорость воды на одномъ и томъ же перпендикулярѣ отъ поверхности ко дну уменьшается приблизительно на 18%, такъ что средняя скорость рѣки на 9% менѣе, нежели на поверхности или равна 0,91 послѣдней.

Если принять въ тоже время, что скорость фарватера къ берегамъ уменьшается по тому же закону, какъ отъ поверхности къ глубинѣ, то можемъ опредѣлить среднюю скорость теченія  $v$  рѣки по скорости ея на фарватерѣ  $V$ , а именно:

$$v = 0,91^2 V = 0,8281 V \text{ или } \approx 0,8 V$$

$$\text{т. е. } V = 1,25 v.$$

Эта формула даетъ возможность ориентироваться, но далека отъ точности, такъ въ дѣйствительности:

$$\text{для Невы } v = 0,75 V$$

$$\text{для Сены } v = 0,62 V.$$

Вообще скорость рѣкъ далеко не одинакова, и зависитъ отъ ихъ паденія и другихъ многихъ причинъ:

въ быстрыхъ рѣкахъ  $V$  бываетъ отъ 1,80 до 2,50  $m$  въ секунду;

въ рѣкахъ съ умѣренной скоростью  $V$  бываетъ отъ 1,00 до 1,50  $m$  въ секунду;

и въ рѣкахъ съ слабымъ теченіемъ  $V$  бываетъ отъ 0,30 до 0,70  $m$  въ секунду.

Опродѣливъ путемъ наблюденій для данной рѣки  $V$ , надо живое сѣченіе рѣки подъ мостомъ выбрать такъ, чтобы скорость теченія по дну, въ этомъ мѣстѣ, равная

$$u = 2v - V = 0,75v = 0,6V,$$

была такова, чтобы не происходило образованіе осадковъ, и въ тоже время не повреждались откосы и дно.

Выборъ этой скорости  $u$  зависитъ очевидно отъ рода грунта рѣки въ мѣстѣ постройки моста. Основываясь на опытахъ Дюбуа можно считать подходящими нижеслѣдующія предѣльныя значенія для скорости  $u$ , смотря по роду грунта рѣки.

Для иловатаго грунта	$u$ равно 0,08 $m$ въ секунду
„ мягкой глинистой земли	„ „ 0,15 „ „ „
„ песку	„ „ 0,30 „ „ „
„ хряща и гравія	„ „ 0,60 „ „ „
„ мягкаго камня	„ „ 0,90 „ „ „
„ щебня, кремнистой породы	„ „ 1,20 „ „ „
„ мягк. камня въ сплошной массѣ	„ „ 0,15 „ „ „
„ сплошной скалы	„ „ 1,80 „ „ „
„ сплошной твердой скалы	„ „ 3,00 „ „ „

Если принять во вниманіе постоянное желаніе строителей не увеличивать напрасно длины мостовъ, то прійдемъ къ заключенію, что скорость теченія воды, на поверхности, подъ мостами довольно значительна, а въ половодье она понятно увеличивается и скорость  $V$  тогда, въ очень мно-

гихъ рѣкахъ, даже съ умѣренной скоростью теченія, очень близка 1,5—2,00 *m* въ секунду.

Съ этой то очень значительной скоростью на рѣкахъ, гдѣ бываетъ ледоходъ, движутся льдины, а поэтому ясно, что ледорѣзы, которыхъ назначеніе воспринять ударъ льдинъ, должны сооружаться вполнѣ обдуманно и соотвѣтственно мѣстнымъ условьямъ, которыя послѣ ряда наблюденій дадутъ строителю скорость *V* на поверхности во время половодья и максимальную толщину льда.

Назначеніе ледорѣза не только принять ударъ льдинъ, а также онъ служить для раздробленія ихъ. Принципіально ледорѣзь представляетъ длинную, съ острымъ краемъ наклонную поверхность, по которой масса льда подымается вверхъ и ломается отъ силъ реакціи, представляемыхъ ледорѣзомъ; въ тоже время отъ собственнаго вѣса и напорающей на нее воды льдина, вообще, еще ломается по срединѣ между сосѣдними ледорѣзами, оси коихъ расположены другъ отъ друга на нѣкоторомъ разстояніи *l* (считая параллельно продольной оси моста), а также изломъ льдины происходитъ вблизи линіи, мысленно, соединяющей передніе края ледорѣзовъ.

Если *l*<sub>1</sub> длина наклоннаго ребра ледорѣза,  $\alpha$  уголъ его наклона къ горизонту, *l*<sub>1</sub> толщина льда,  $\gamma_1$  — удѣльный его вѣсъ, то можно считать, что вѣсъ льдины можетъ быть равенъ

$$P_1 = l \times l_1 \times e_1 \times \gamma_1.$$

Если заторъ подъ мостомъ не будетъ имѣть мѣста, то ледъ разломается, вообще говоря, на части длиной *l*<sub>2</sub>, и подъ мостъ свободно пройдутъ льдины размѣра *l*<sub>2</sub> × *l*<sub>1</sub>, причемъ, понятно, *l*<sub>1</sub> < *l* пролета моста. Масса льда вѣсомъ *P*<sub>1</sub> двигалась по рѣкѣ до встрѣчи съ ледорѣзомъ съ нѣкоторой скоростью *V*<sub>1</sub>; при раздробленіи о ледорѣзь живую силу, которую имѣла льдина, поглотитъ ледорѣзь, части котораго испытаютъ тогда соотвѣтственную работу внутреннихъ силъ.

Двѣ неупругія массы *M*<sub>1</sub> и *M*<sub>2</sub>, движущіяся со скоро-

стями, соответственно,  $V_1$  и  $V_2$ , послѣ удара стремятся продолжать движеніе съ нѣкоторой общей скоростью

$$v = \frac{M_1 \cdot v_1 + M_2 \cdot v_2}{M_1 + M_2}.$$

Если  $v_2 = 0$  (ледорѣза), то

$$v = \frac{M_1 V_1}{M_1 + M_2}$$

и при незначительной массѣ ледорѣза скорость  $v$  получаетъ очень большія значенія, ясно показывающія въ какомъ сильномъ напряженіи будетъ находиться такой ледорѣзъ въ случаѣ удара льдины.

*Примѣръ.* Пролетъ моста  $l = 12,00$  *m*  
 ширина льдины  $l_1 = 6,00$  "  
 толщина "  $e_1 = 0,30$  "  
 вѣсъ  $1$  *m*<sup>3</sup> "  $\gamma_1 = 920$  *klg*.  
 тогда  $P_1 = \infty$  20000 *klg*.

Пусть вѣсъ ледорѣза  $P_2 = 10000$  *klg*, а  $v_1 = 1,5$  *m* въ секунду

тогда  $v = 1,0$  *m* въ секунду.

Это значительная скорость и поэтому живая сила льдины, которую воспринимаетъ ледорѣзъ, вообще довольно значительна и равна

$$u_1 = \frac{v_1^2}{2g} \times \frac{P_1^2}{P_1 + P_2} \times \sin \alpha.$$

Остальная часть живой силы льдины пойдетъ на то, чтобы протащить льдину вверхъ по наклонному ребру ледорѣза.

Желѣзобетонный мостъ въ с. Александровка, Екатер. губ., имѣетъ ледорѣзы въ видѣ наклонной желѣзоб. балки, укрѣпленной нижнимъ концомъ въ сваю, а верхнимъ въ главную продольную балку моста. Наклонная балка ледорѣза въ серединѣ своей длины подперта стойкой, перпенди-

кулярной къ ней, другой конецъ которой упирается въ лежень, составляющій продолженіе распорки между колоннами моста.

Такимъ образомъ здѣсь масса ледорѣза увеличена массой моста, но за то этотъ послѣдній подвергается сотрясеньямъ при ударахъ льдинъ объ ледорѣзъ, что по многимъ причинамъ нежелательно.

По предыдущему вѣсь льдины для данного случая будетъ равенъ около  $P_1 = 14000 \text{ klg}$  ( $9,9 = l, l_1 = 5,0$ , и  $P_1 = 9,9 \times 5 \times 0,3 \times 920$ ), а вѣсь моста соотвѣтствующій одному ледорѣзу  $P_2 = 50000 \text{ klg}$ . Потерянная льдиной живая сила при ударѣ ея объ ледорѣзъ (при  $v_1 = 1,5 \text{ м}$  и  $\angle a = 45^\circ$ ) равна

$$u_1 = 25000 \text{ klg/cm.}$$

Непосредственно эту силу воспримуть свая ледорѣза и первая свая моста, т. е. сѣченіе  $30 \times 30 + 25 \times 25 = 1525 \text{ см}$ , которое вообще можетъ безопасно выдержать.

$$25 \text{ klg} \times 1525 = 38125 \text{ klg/cm} > 25000.$$

Болѣе неудачной конструкціей ледорѣзовъ является устройство ихъ отдѣльно отъ моста, не въ видѣ массива, и въ родѣ тройника изъ желѣзобетонныхъ балокъ, причемъ вся конструкція основывается на трехъ желѣзоб. сваяхъ сѣченіемъ  $25 \times 25 \text{ см}$  или рѣже  $30 \times 30 \text{ см}$ . Такіе ледорѣзы имѣеть желѣзобетонный мостъ въ селѣ Калужино, Верхнеднѣпровскаго уѣзда, Екатерин. губ. и вѣсь ихъ близь къ  $6000 \text{ klg}$ , что ничтожно въ сравненіи съ вѣсомъ льдины, движущейся съ значительной скоростью.

Замѣтимъ, что сѣченіе трехъ свай ледорѣза въ этомъ случаѣ равно  $3 \times 25 \times 25 = 1875 \text{ см}^2$ , а  $u_1 \cong 180000 \text{ klg/cm}$ , т. е. при ударѣ льдинъ давленіе на  $1 \text{ см}^2$  ихъ равно около  $96 \text{ klg}$ .

Слѣдуетъ еще добавить, что такой легкой конструкціи ледорѣзы не представляютъ никакого почти противодѣйствія

боковому давленію на нихъ льдинъ, что при заторахъ имѣеть всегда мѣсто. Помимо того ясно, что скорость  $v_1$  можетъ быть больше предположенной здѣсь (1,5 *m* въ секунду), а льдины могутъ быть больше и тяжелѣе принятой, а поэтому для цѣлѣсообразнаго сооруженія ледорѣзовъ, надо основательно изучить мѣстныя условія, какъ было упомянуто выше.

Въ выраженіи для вѣса льдины

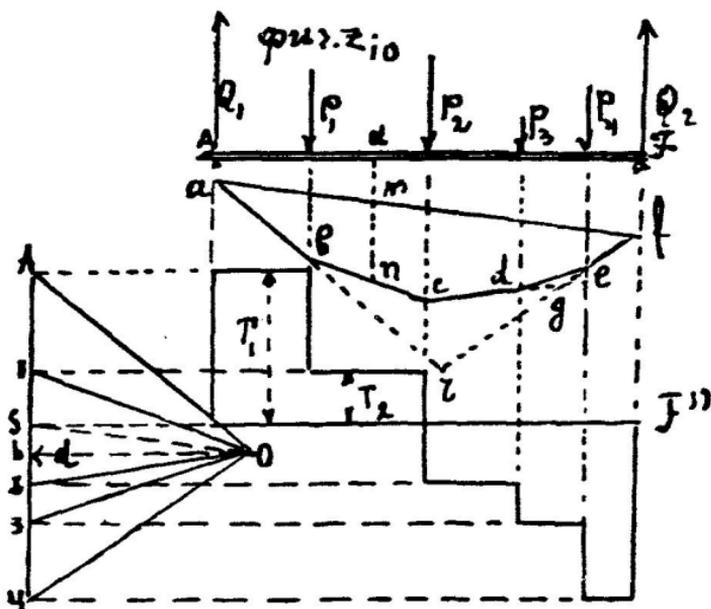
$$P_1 = l \times l_1 \times e_1 \times \gamma_1$$

$l$  — пролетъ моста, причемъ съ уменьшеніемъ его уменьшается вѣсъ льдины и опасность отъ удара ею ледорѣза, но это вѣрно лишь до извѣстнаго значенія  $l$ , при которомъ пролеты настолько еще значительны, что нельзя опасаться затора. Многія наблюденія даютъ  $l_{\min.}$ , позволяющее не бояться затора, равнымъ 10,00 *m*.

Можно рекомендовать вышеупомянутый ледорѣзъ въ видѣ тройника засыпать пескомъ съ цементомъ (1 : 12); тогда вѣсъ его увеличится до 30000 *klg*, а давленіе на 1 *cm*<sup>2</sup> свай при ударѣ льдиной понизится до 50 *klg*, но всетаки желательно увеличить число свай до пяти, причемъ двѣ изъ нихъ сдѣлать упорными, забивъ ихъ наклонно къ вертикали, т. е. подъ каждой стойкой тройника, на верхнее соединеніе которыхъ опирается наклонная балка ледорѣза, забиваютъ двѣ свай, одна вертикально, а другая рядомъ съ ней наклонно, съ отклоненіемъ башмака въ сторону моста.

### Дополненіе.

Припомнимъ для удобства расчетовъ желѣзобетонныхъ конструкцій нѣкоторыя положенія изъ строительной механики.



Пусть  $AF$  балка, опирающаяся на двѣ опоры, на которую дѣйствуютъ сосредоточенные грузы  $P_1, P_2, P_3$  и  $P_4$ , имѣющіе вертикальное направленіе.

Откладываемъ эти силы по порядку на вертикали  $A' 4$ , а именно  $A' 1 = P_1, 1 2 = P_2$  и т. д.

Въ виду направленія силъ внизъ будемъ считать ихъ положительными, причемъ силы, дѣйствующіе вверхъ будемъ считать отрицательными.

Выбираемъ потомъ точку  $O$ , находящуюся на нѣкоторомъ разстояніи отъ  $A' 4$  равномъ  $h 0 = d$ . Какъ силы, такъ и разстояніе  $d$  откладываемъ въ нѣкоторомъ масштабѣ, причемъ точку  $O$  называютъ полюсомъ, а разстояніе  $d$  полюснымъ разстояніемъ. Соединяемъ послѣдовательно полюсъ  $O$  съ точками  $A', 1, \dots, 4$ , эта фигура носитъ названіе многоугольника силъ. Съ какой нибудь точки  $a$ , взятой на продолженіи  $Q_1 A$ , проведемъ линію  $ab$  параллельную  $A_1 O$ , до встрѣчи съ линіей  $P_1$  въ точкѣ  $b$ ; изъ точки  $b$  проведемъ параллель линіи  $O 2$  до точки  $c$  и т. д., наконецъ  $ef \parallel O 4$ . Линія  $fa$  замкнетъ многоугольникъ, который называется вервочнымъ. Если въ многоугольникѣ силъ проведемъ линію

$os//fa$ , то  $Q_1 = sA'$ , а  $Q_2 = 4s$ ; каковыя силы суть реакціи опоръ при дѣйствии вышеупомянутыхъ силъ. Онѣ (реакціи) дѣйствуютъ вверхъ и будемъ считать ихъ отрицательными.

Ясно, что идя отъ точки  $A'$  внизъ до точки 4 будемъ встрѣчать по порядку всѣ силы дѣйствующія внизъ и положительныя ( $P_1, P_2, P_3, P_4$ ); идя же потомъ вверхъ отъ точки 4 до точки  $A'$  встрѣтимъ силы дѣйствующія вверхъ и отрицательныя ( $Q_2, Q_1$ ); въ томъ же порядкѣ встрѣтимъ всѣ эти силы въ веревочномъ многоугольникѣ.

Для равновѣсія внѣшнихъ силъ необходимо, чтобы многоугольники силъ и веревочный замкнулись сами собою. Легко видѣть, что такихъ многоугольниковъ будетъ безконечное число, въ зависимости отъ выбора положенія полюса  $O$  и точки  $a$ , но если одинъ многоугольникъ веревочный замкнется самъ собою при нѣкоторомъ положеніи точекъ  $O$  и  $a$ , то и всякій другой многоугольникъ тоже замкнется при другихъ положеніяхъ этихъ точекъ.

Въ веревочномъ многоугольникѣ точка пересѣченія двухъ его сторонъ находится на равнодѣйствующей всѣхъ силъ, находящихся между упомянутыми двумя линиями. И такъ равнодѣйствующая сила  $P_3$  и  $P_4$ , равная 24 проходитъ чрезъ точку  $g$ , точку пересѣченія линий  $cd$  и  $ef$ .

Равнодѣйствующая сила  $P_1, P_2, P_3$  и  $P_4$  равная  $A' 4$  проходитъ чрезъ точку  $r$ , пересѣченіе сторонъ веревочнаго многоугольника  $ab$  и  $ef$ .

Моментъ изгиба для сѣченія  $d$  балки  $AF$  измѣряется въ масштабѣ силъ, помноженномъ на масштабъ полюснаго разстоянія и выразится ординатой веревочнаго многоугольника  $mi$ .

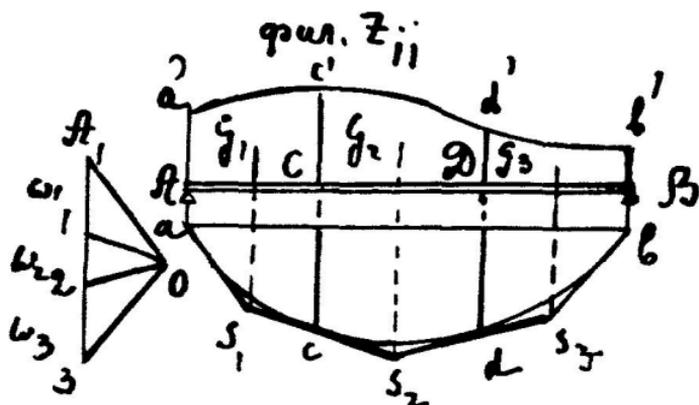
Если на фиг.  $z_{10}$  проведемъ  $sF''//AF$  и чрезъ точки 1, 2, 3, 4 другія параллели, то получимъ графически величины перерѣзывающихъ силъ въ видѣ ступенчатаго многоугольника, такъ

$$T_1 = SA' = Q_1; T_2 = Q_1 - P_1 = S 1, \text{ и т. д.}$$

Если вмѣсто нѣсколькихъ сосредоточенныхъ грузовъ имѣемъ нагрузку распределенную непрерывно по всему

пролету балки, то въ предѣлѣ веревочный многоугольникъ представится веревочной кривою, замкнутой прямою линіей  $ab$  въ то время, какъ нагрузка будетъ изображена въ видѣ площади  $Aa'b'B$ . (фиг.  $z_{11}$ ).

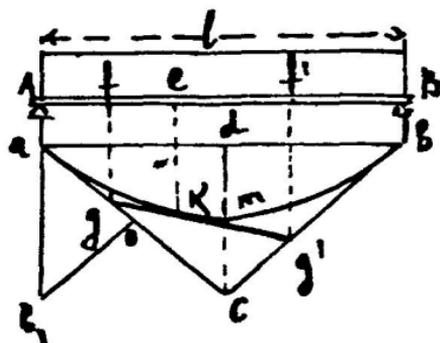
Дѣлимъ эту площадь на нѣсколько частей такой величины, чтобы ихъ можно считать приблизительно за трапеціи. Вычислимъ площади  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ , которыя представляютъ собою силы, приложенныя въ ихъ центрахъ тяжести  $G_1, G_2, G_3$ .



При помощи силъ  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  строимъ многоугольникъ силъ  $O A_1 123$ ; строимъ по нему веревочный многоугольникъ  $a s_1 s_2 s_3 b$  и въ этотъ послѣдній вписываемъ кривую  $a e d b$ , касательную къ линіямъ веревочнаго многоугольника въ точкахъ  $a, e, d, b$ , находящимся противъ точекъ дѣленія нагрузки.

Это и будетъ веревочный многоугольникъ для даннаго случая нагрузки и ординаты его будутъ представлять моменты изгиба для разныхъ точекъ балки  $AB$ .

Если нагрузка равномерно распределена по всему пролету балки и равна  $a b_1$ . (фиг.  $z_{12}$ ) то кривая веревочнаго многоугольника есть парабола  $a k m b$ , касательная двумъ сторонамъ  $ac$  и  $cb$ , параллельнымъ соотвѣтственно  $Oa$  и  $O b_1$ ; ордината (середины пролета) вершины параболы  $am = \frac{cd}{2} = \frac{pl^2}{8}$  гдѣ  $l$  пролетъ, а  $p$  нагрузка на 1 пог. единицу длины балки.

фиг.  $z_{12}$ 

Чтобы въ данномъ случаѣ получить значеніе изгибающаго момента для любой точки  $e$  балки, нѣтъ надобности строить параболы, достаточно провести  $fg$  перпендикулярно пролету такъ, чтобы  $Af = fe$  и  $f'g'$  тоже перпендикулярно пролету такъ, чтобы  $f'e = f'B$ , тогда пересѣченіе  $ek$  и  $gg'$

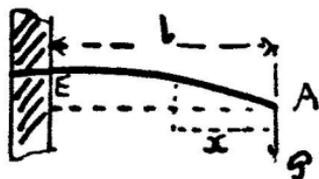
даетъ точку  $k$  принадлежащую параболѣ веревочнаго многоугольника и ордината  $e'k$  будетъ величина изгибающаго момента отъ внѣшнихъ силъ, равномерно распределенныхъ по всему пролету балки, для точки  $e$ .

Приведемъ значеніе изгибающихъ моментовъ для разныхъ случаевъ нагрузки, обозначая

черезъ  $M$  — изгибающій моментъ

черезъ  $f$  — стрѣлку прогиба

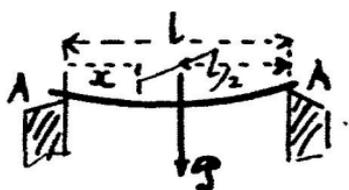
### I. Сосредоточенная нагрузка $P$ .

фиг.  $s_1$ 

$$M = P \cdot x \text{ при } x = l, M_{\max.} = Pl$$

въ точкѣ  $E$ .

$$f = \frac{P \cdot l^3}{E \cdot I \cdot 3}.$$

фиг.  $s_2$ 

$$M = P \cdot \frac{x}{2}; M_{\max.} = \frac{Pl}{4} \text{ при } x =$$

$l/2$  въ точкѣ  $E$ .

$$f = \frac{Pl^3}{EI \cdot 48}$$

$$\text{Реакция } X = P \frac{c_1}{l}$$

$$X_1 = P \frac{c}{l} \text{ при } c_1 < c.$$

На части пролета  $AC$

$$\text{Моментъ изгиба } M = \frac{P \cdot c_1 \cdot x}{l}.$$

На части пролета  $BC$

$$\text{Моментъ изгиба } M = \frac{P \cdot c \cdot x}{l}$$

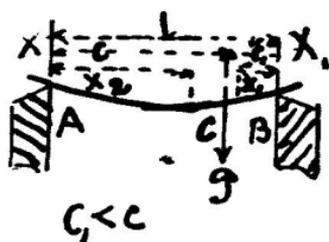
Въ точкѣ  $C$ , максимальный изгибъ

$$M_{\max.} = \frac{P \cdot c \cdot c_1}{l} \text{ и } f = \frac{P \cdot c^2 \cdot c_1^2}{E \cdot I \cdot 3}$$

$$\text{при } x_2 = c \sqrt{\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{c_1}{c}}$$

$$f_{\max.} = \frac{P \cdot c_1}{E \cdot I \cdot 3 l} \sqrt{\left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{c_1}{c}\right)^3}$$

фиг. 53



$$\text{Реакция } X_1 = \frac{5}{16} P$$

$$\text{При } x_1 = \frac{3}{11} l, M = 0$$

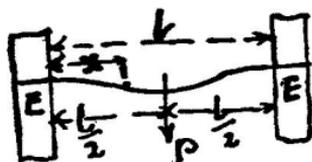
Максимумъ моментовъ

$$M_E = \frac{3}{16} \cdot P \cdot l; M_C = \frac{5}{32} P \cdot l$$

$$\text{при } x_1 = 0,553 l, f = 0,000931 \frac{P l^3}{E \cdot I}.$$

фиг. 54

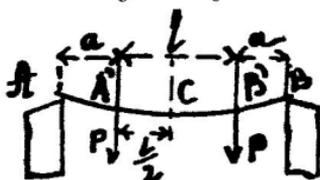


фиг. s<sub>5</sub>

$$M = P_2 l \left( \frac{x}{l} - \frac{1}{4} \right)$$

$$M_{\max.} = \frac{P \cdot l}{8}; \text{ въ точкахъ } E \text{ и } C$$

$$f = \frac{P \cdot l^3}{E \cdot I \cdot 192}$$

фиг. s<sub>6</sub>

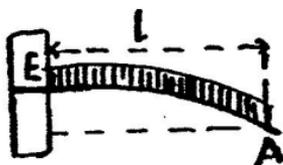
$$M_{\max.} = P \cdot a, \text{ въ точкахъ } A' \text{ и } B'$$

$$f_{\max.} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P}{E \cdot I} \cdot a l^2$$

Общая стрѣла изгиба

$$f = \frac{P}{E \cdot I} \times \frac{a}{2} \left[ (a + l/2)^2 - \frac{a^2}{3} \right].$$

Случай равномерно распределенной нагрузки.

фиг. s<sub>7</sub>

$$M = \frac{1}{2} \cdot p \cdot x^2$$

$$\text{Въ точкѣ } E \quad M_{\max.} = \frac{1}{2} \cdot p \cdot l^2$$

Равномерно распределенная нагрузка  $p$  *klg* на 1 пог. метръ длины или  $P = p \cdot l$ .

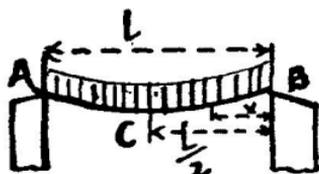
$$f = \frac{p \cdot l^4}{8 E \cdot I}.$$

$$M = \frac{p \cdot x}{2} (l - x)$$

въ точкѣ  $C$ ,  $M_{\max.} = \frac{1}{8} p l^2$

$$f = \frac{s \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E I}$$

фиг. 58



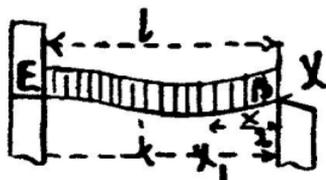
Реакція  $X = \frac{3}{8} p \cdot l$ ;

$$M = \frac{1}{2} \cdot p \cdot x \left( \frac{3}{4} l - x \right)$$

Въ точкѣ  $E$ ,  $M_{\max.} = \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2$ ;

при  $x_1 = \frac{3}{4} l$ ;  $M = 0$

фиг. 59



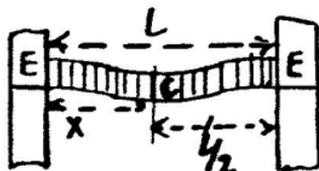
$$f_{\max.} = \frac{1}{192} \cdot \frac{p l^4}{E I} \text{ при } x_2 = 0,422 l$$

$$M = \frac{1}{2} p \cdot l^2 \left( \frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right);$$

$$\text{въ точкѣ } E, M_{\max.} = \frac{p \cdot l^2}{12}$$

въ точкѣ  $C$ ;  $x = \frac{l}{2}$ ;  $M = \frac{1}{24} p \cdot l^2$

фиг. 510



$M = 0$  въ двухъ точкахъ при  $x = \frac{l}{2} (1 \pm 0,577)$

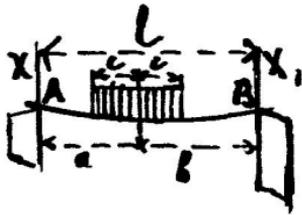
т. е. при  $x_1 = 0,2115 l$

и  $x_2 = 0,7885 l$

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{p l^4}{E \cdot I}$$

фиг. s<sub>11</sub>

$$P = 2 \cdot p \cdot a \quad a < b$$



Реакції

$$x = P \cdot \frac{b}{l} : x_1 = P \cdot \frac{a}{l}$$

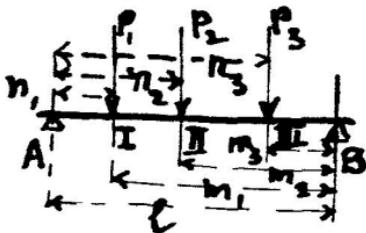
$$M_{\max.} = P \left( \frac{4ab - (b-a)^2}{4l} + \frac{c}{4} \right)$$

для  $x = c \frac{b-a}{l}$  считая от середины груза  $P$ .

Если  $a = b = \frac{l}{2}$ , то  $M_{\max.} = \frac{P}{4} (l - c)$

и  $f = \frac{P}{EI} \cdot \frac{l^2 - (2l - c)c^2}{48}$  въ серединѣ пролета балки.

### Реакціи опоръ.

фиг. s<sub>12</sub>

$$A = \frac{P_1 m_1 + P_2 m_2 + P_3 m_3}{l}$$

$$B = \frac{P_1 n_1 + P_2 n_2 + P_3 n_3}{l}$$

Моментъ изгиба для точекъ приложенія грузовъ:

точка I :  $M = A \cdot n_1$

„ II :  $M = A \cdot n_2 - P_1 (n_2 - n_1)$

„ III :  $M = A \cdot n_3 - P_1 (n_3 - n_1) - P_2 (n_3 - n_2)$ .



$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакції } q_1 = q_2 = + \frac{11}{10} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_1 = M_2 = - \frac{p l^2}{10} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ B \text{ и } C \end{array}$$


---

Четыре пролета, пять опоръ.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакції } q_0 = q_4 = + \frac{11}{28} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_0 = M_4 = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ A \text{ и } E \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакції } q_1 = q_3 = + \frac{32}{28} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_1 = M_3 = - \frac{3}{18} p \cdot l^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ B \text{ и } D \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакція } q_2 = + \frac{26}{28} p \cdot l \\ \text{Моментъ изгиба } M_2 = - \frac{2}{28} p \cdot l^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоры} \\ C \end{array}$$


---

Пять пролетовъ, шесть опоръ.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакції } q_0 = q_5 = + \frac{15}{33} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_0 = M_5 = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ A \text{ и } F \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакції } q_1 = q_4 = + \frac{43}{38} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_1 = M_4 = - \frac{4}{38} p \cdot l^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ B \text{ и } E \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Реакціи } q_2 = q_3 = +\frac{37}{38} p \cdot l \\ \text{Моменты изгиба } M_2 = M_3 = -\frac{3}{38} p \cdot l^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{для опоръ} \\ \text{C и D} \end{array}$$

### Замѣтка о волнистомъ желѣзѣ.

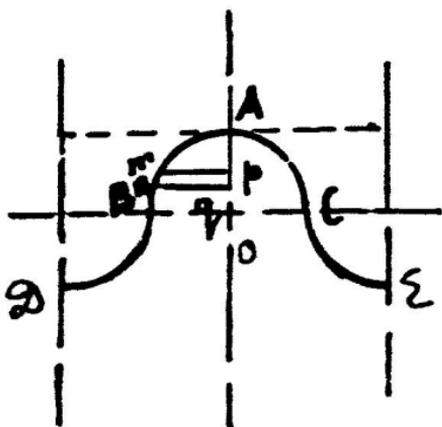
Волнистое желѣзо обладаетъ большой жесткостью и до-вольно распространено въ постройкахъ; обыкновенно катаютъ волнистое желѣзо такого профиля, что каждая волна дѣлится горизонтальною  $BC$  на двѣ равныя части (фиг.  $s_{14}$ ). Эти части могутъ быть круговыми дугами, параболами или циклоидами.

Проведемъ чрезъ вершину  $A$  оси координатъ, тогда для точки  $m$  элемента  $mn$  дуги  $AB$  абсцисса  $Ap = x$ , ордината  $mp = y$ ; длину элемента  $mn$  назовемъ  $d\sigma$ , а моментъ инерціи его относительно оси  $BC$  чрезъ  $dI$ .

Для части  $AB$  кривой длина  $AB$  пусть будетъ  $\sigma$ , абсцисса  $AO = f$ , ордината  $BO = e$ , и моментъ инерціи относительно оси  $BC$  пусть будетъ  $I$ , тогда можемъ написать

$$\sigma = \int_0^e d\sigma = \int_0^e dy \sqrt{1 + \frac{dx^2}{dy^2}}, \text{ если}$$

$$\text{замѣнить } d\sigma \text{ чрезъ } \sqrt{dx^2 + dy^2} = dy \sqrt{1 + \frac{dx^2}{dy^2}};$$

фиг.  $s_{14}$ 

$$\text{Также } I = \delta \int_0^e dI = \delta \int_0^e (f-x)^2 d\sigma,$$

гдѣ  $\delta$  толщина волнистаго желѣза около 1—4 *mm*.

Для волнистаго желѣза, по Ранкину, принимая кривую волны *DVACE* за отрѣзокъ циклоиды, имѣемъ

$$I = \frac{2}{15} b \cdot A.; \quad M = \frac{4}{12} \cdot R_2 \cdot u \cdot b \cdot \delta$$

$$\text{и } f' = \frac{5}{8} \cdot \frac{Ml^2}{Ab^2 E} \quad \text{если } b = 2f; \quad A = u \delta$$

есть поперечное сѣченіе при *u* полной ширинѣ листа.

Такъ какъ длина циклоидальной дуги  $\sigma$  приблизительно равна

$$\sigma = \frac{a}{4} \left( 1 + \frac{8b^2}{3a^2} \right),$$

то *A* можно представить также и такъ, точнѣе

$$A = u \delta \left( 1 + \frac{8b^2}{5a^2} \right).$$

По опытамъ Гарта надъ волнистымъ желѣзомъ:

длиною  $l = 75 - 150$  *cm*

шириной  $a = 30 - 250$  „

$2f = 2 - 3$  „

$\delta = 1 - 4$  *mm*

временное сопротивление  $R_2$  было около 20000 *klg*.

При опытахъ волнистое желѣзо при наибольшей нагрузкѣ не разрушалось вдругъ, но всѣ волны сплющивались, а при увеличенной еще нагрузкѣ, разрушались въ пятахъ, оставаясь неповрежденными въ вершинахъ волнъ.

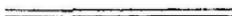
Поэтому Ранкинъ исправилъ свою формулу, замѣняя входящее въ нее приближенное значеніе  $u \delta$  поперечнаго сѣченія желѣза, точной его величиной  $A$ , опредѣляемой изъ равенства  $A = u \cdot \delta'$ , гдѣ  $\delta'$  дѣйствительная толщина желѣза, рассчитанная по вѣсу  $p$  фунтовъ квадр. фута проэкции  $u \delta$  желѣза

$$\text{или } \delta' = \frac{12 \cdot p}{13,31 \times 40} = \frac{p}{44,4},$$

новая формула Ранкина представляется такъ :

$$M = \frac{4}{15} \cdot R_2 \cdot u \cdot b \cdot \delta' \text{ и } f = \frac{5}{8} \times \frac{M \cdot l^2}{b^2 \cdot u \cdot \delta' E}.$$

Временное сопротивленіе измѣняется здѣсь въ предѣлахъ 960 до 1270 пуд., а для прочнаго сопротивленія берется около 480 пуд. при  $E = 570000$  пуд.



## ЗАМЪЧЕННЫЯ ОПЕЧАТКИ.

Страница. . .	5	5	6	6 и 10	6	8	10	13	
Строка снизу .		—	—	—	9	9		9	
Строка сверху.	5	6	3	4 и 10	—	—	16		
Напечатано . .	Объ	являлась	Геннебинъ	желѣзобетонныя	появлялось	содержать	неотемлѣмую	содержатся	
Надо . . . . .	Объ	являлось	Геннебикъ	желѣзобетонныя	появилось	содержать	неотемлѣмую	содержащейся	
Страница. . .	13	16	16	19	19	23	26	27	28
Строка снизу .	8	—	9	—	—	—	—	—	—
Строка сверху.	—	2	—	10	16	2	17	15	3
Напечатано . .	и	всущности	неотемлемыя	предлегать	основныхъ	песку заполнить	одний	рпи	прикрывать
Надо . . . . .		въ сущности	неотемлѣмыя	предлагать	основныхъ	песка заполнить	одной	при	прикрывать
Страница. . .	29	29	33	49	65 и 102	96	82	145	147
Строка снизу .				9	10				1
Строка сверху.	12	19	6		8	13	3	7	
Напечатано . .	подвозить	принципіально	ставить	стр. 23	скользенія	литръ	<i>kg/m</i>	изскомыхъ	140440
Надо . . . . .	подвозять	принципіально	ставять	стр. 25	скольженія	метрѣ	<i>kg</i>	искомыхъ	<i>H</i>
Страница. . .	164	170	181						181
Строка снизу .		14	16						13
Строка сверху.	8								—
Напечатано . .	( <i>kg/cm</i> )	$l_1$	толщина льда	$25 \text{ kg} \times 1525 = 38125 \text{ kg/cm} > 25000$					и въ родѣ
Надо . . . . .	( <i>kg</i> )	$e_1$	толщина льда	$25 \text{ kg.} \times 1525 = 38125 \text{ kg.} < 25000 + 20000 \text{ kg.}$ , гдѣ 20000 <i>kg.</i> нагрузка моста на одну колонну, приблизительно.					а въ родѣ

# ОГЛАВЛЕНИЕ.

Стр.

I.	Предисловіе автора и краткая историческая замѣтка о желѣзобетонѣ . . . . .	5
II.	Описательная часть :	
	1. Сила сцѣпленія желѣза съ цементнымъ бетономъ . . . . .	7
	2. Вліяніе воды на прочность желѣзобетона . . . . .	8
	3. Способность бетона предохранять желѣзо отъ ржавчины . . . . .	9
	4. Вліяніе температуры на желѣзобетонъ . . . . .	10
	5. Дѣйствіе динамическихъ усилій на желѣзобетонъ . . . . .	11
	6. Легкость исполненія, водонепроницаемость, огнестойкость и дешевизна желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	13
	7. Недостатки желѣзобетона . . . . .	14
	8. Системы желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	15
	9. Матеріалы, употребляемые при сооруженіи желѣзобетонныхъ построекъ . . . . .	16
	10. Приготовленіе бетона . . . . .	25
	11. Исполненіе желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	29
	12. Устройство деревянной опалубки . . . . .	30
	13. Инструментъ, нужный при исполненіи желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	34
	14. Штукатурка (цементная) . . . . .	35
III.	Расчетъ прочныхъ размѣровъ желѣзобетонныхъ сооружений:	
	1. Расчетъ частей желѣзобетонныхъ сооружений, подверженныхъ дѣйствію внѣшнихъ сжимающихъ силъ . . . . .	37
	2. Желѣзобетонныя сваи . . . . .	46
	3. Расчетъ частей желѣзобетонныхъ сооружений, подверженныхъ дѣйствію внѣшнихъ растягивающихъ силъ . . . . .	52
	4. Расчетъ частей желѣзобетонныхъ сооружений, подверженныхъ дѣйствію скальвающихъ усилій внѣшнихъ силъ . . . . .	53
	5. Расчетъ частей желѣзобетонныхъ сооружений, подверженныхъ дѣйствію внѣшнихъ изгибающихъ силъ, изгибъ желѣзобетонныхъ плитъ . . . . .	59

6.	Таблицы перевода нагрузокъ, выраженныхъ въ <i>kilg</i> на 1 <i>m</i> <sup>2</sup> въ пуды на 1 кв. саж. . . . .	69
7.	Тоже, обратно . . . . .	70
8.	Таблицы сѣченій желѣзной арматуры желѣзобетонныхъ плитъ, при разныхъ пролетахъ и разной нагрузкѣ:	
	а) съ арматурой въ одномъ направленіи . . . . .	73—75
	б) съ арматурой въ двухъ направленіяхъ . . . . .	75—80
9.	Резервуары для воды изъ желѣзобетона . . . . .	81
10.	Расчетъ желѣзобетонныхъ балокъ тавроваго сѣченія . . . . .	85
11.	Расчетъ волнистыхъ желѣзобетонныхъ плитъ . . . . .	88
12.	Расчетъ вертикальной желѣзобетонной стѣнки . . . . .	91
IV.	Испытаніе желѣзобетонныхъ сооружений . . . . .	92
V.	Примѣры примѣненія формулъ для расчета желѣзобетонныхъ сооружений:	
1.	Расчетъ балочнаго желѣзобетоннаго моста чрезъ рѣку Пселъ . . . . .	95
2.	Расчетъ арочныхъ конструкций изъ желѣзобетона. . . . .	121
3.	Расчетъ арочнаго моста чрезъ рѣку Мокрую Московку , , . . . . .	124
4.	Расчетъ купольныхъ перекрытій . . . . .	150
5.	Забивка свай; соотношеніе между вѣсомъ бабы и сваи вообще, и въ частности желѣзобетонной . . . . .	161
6.	Повѣрка прочности фундаментовъ желѣзобетонныхъ сооружений. . . . .	167
7.	Устойчивость быка неразрѣзныхъ арокъ . . . . .	173
8.	Ледорѣзы изъ желѣзобетона . . . . .	177
VI.	Дополненіе изъ области строительной механики . . . . .	183
VII.	Замѣтка о волнистомъ желѣзѣ. . . . .	193
	Замѣченныя опечатки . . . . .	196

## ИСТОЧНИКИ.

---

1. „La construction en ciment-armé“, par G. Berger et V. Guillerme Paris. 1902.
  2. „Études des divers systèmes de constructions en ciment-armé“, par Lavergue. Paris. 1901.
  3. „Traité théorique et pratique de la résistance des matériaux appliquée au ciment-armé“, par N. de Tedesco et A. Maurel. Paris. 1904.
  4. „Желъзобетонъ и его примѣненія“, Поль Кристофа (переводъ).
  5. „Желъзобетонные мосты и виадуки“, И. С. Подольскаго.
  6. „Собрание таблицъ и формулъ“, А. А. Недзялковскаго.
  7. „Résistance des matériaux“, R. Colliguere. Paris. 1869.
  8. Статьи журналовъ „Le Ciment“, „Цементъ“, „Engineering News“ и др.
-