

Д Е
НКТП СССР — ГЛАВЭНЕРГО
ТРУДЫ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ИНСТИТУТА ГИДРОТЕХНИКИ

Н. А. СЕМАНОВ
ДОЦЕНТ ЛЕНИНГРАДСКОГО ИНСТИТУТА
ИНЖЕНЕРОВ ВОДНОГО ТРАНСПОРТА

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

С ПРИЛОЖЕНИЕМ
АТЛАСА ЧЕРТЕЖЕЙ

1) 3029/4
ПОГАСЕНО
РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА

НКТП



СССР

ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ И СУДОСТРОЕНИЯ
ГОССТРОЙИЗДАТ
ЛЕНИНГРАД 1933 МОСКВА

ПОГАСЕНО

ВВЕДЕНИЕ.

1. Деревянные низконапорные плотины строятся почти во всех районах СССР с самыми разнообразными целями: для использования водной энергии в интересах местной промышленности, для сплава лесоматериалов, для водоснабжения, для нужд водного транспорта, мелиорации и т. д.

Многовековое строительство деревянных плотин в нашей стране имеет огромный опыт; особенно ценные материалы по этому вопросу имеются на водных судоходных путях, где выработался тип ряжевой плотины.

Послереволюционное время отличается исключительным, небывалым до того размахом массового строительства деревянных плотин. Сотни организаций строят в среднем до тысячи деревянных плотин ежегодно.

Настоящий период, характеризующийся бурным ростом промышленности, требует колоссального количества разных видов энергии. Удовлетворение этой потребности, в основном разрешаемое строительством крупных станций, не только не исключает, но наоборот делает весьма актуальным вопрос об использовании местных источников энергии, одним из которых является энергия многочисленных средних и малых рек и ручьев.

Дешевые деревянные плотины и будут наиболее распространенным сооружением, с помощью которого используется водная энергия.

Реконструкция водного транспорта, включающая улучшение судоходных условий основных водных магистралей, немыслима без приведения в судоходное состояние целого ряда второстепенных подъездных водных путей.

Так например, постройка Днепровского узла сооружений в связи с развитием судоходства по Днепру неизбежно влечет за собою шлюзование притоков Днепра, что уже и началось. Совершенно ясно, что и здесь наиболее распространенным сооружением будут деревянные плотины.

Использование богатейших лесных массивов нашего Союза, в особенности Севера, Сибири и Дальнего Востока, с целью удовлетворения лесоматериалами потребностей огромного строительства внутри страны и для экспорта в другие государства, возможно только при условии улучшения сплавной способности сплавных рек или приведения в сплавное состояние диких, негодных для сплава рек.

Только деревянные сооружения и, главным образом, плотины могут дешево и целесообразно разрешить задачу мелиорации рек.

Организация крупных сельскохозяйственных объединений, колхозов и совхозов, взамен мелких единоличных хозяйств, позволяет перейти от первобытных способов труда к машинному и электрифицированному. Теперь, как никогда раньше, техника может и должна быть использована в сельском хозяйстве.

Потребности в энергии (мельницы, молотилки, освещение и т. д.) при разбросанности колхозов по всей огромной территории Союза в значительной мере будут удовлетворены мелкими станциями и в частности гидравлическими, работающими водой с помощью плотин.

Освоение новых земель в засушливых районах путем орошения и заболоченных земель их осушением осуществляется помимо постройки больших сооружений также с помощью огромного числа мелких сооружений и в частности деревянных плотин.

Потребность в водоснабжении населения и сельскохозяйственных животных во многих случаях может быть удовлетворена только с помощью устройства водохранилища: здесь также часто строятся деревянные плотины.

Таким образом самые разнообразные нужды народного хозяйства в некоторой части могут быть удовлетворены с помощью деревянных плотин.

Если учесть исключительное богатство нашей страны лесоматериалами любых размеров и качества, постройку большей части низконапорных плотин в районах богатых лесом и наконец необходимость использовать металл, цемент и прочие дорогие и большей частью привозные материалы там, где они не могут быть заменены другими материалами, то станет совершенно ясным необходимость максимально использовать дерево и в частности строить деревянные сооружения.

Задача получения наибольшего эффекта при минимальных капиталовложениях заставляет также обратиться к деревянным сооружениям как к более дешевым по первоначальным затратам.

Постройка плотин во многих местах, лишенных сколько-нибудь удобных путей сообщения, но изобилующих лесоматериалами, наиболее рациональна только из дерева; в таких случаях вопрос об экономном расходовании металла приобретает особую остроту.

Таким образом, постройка деревянных сооружений и в частности плотин в ближайшее время не только не сокращается, но наоборот из года в год все увеличивается и будет увеличиваться.

2. При массовом строительстве плотин на местах, при недостатке квалифицированных кадров, часто копируются старые тяжелые и дорогие конструкции или, наоборот, строятся примитивные и технически неграмотные.

Но вместе с тем за последние десять лет накопилось много улучшений в старом ряжевом типе плотин, появился в Карелии и Ленинградской области¹ новый тип контрфорсных плотин, более легких и дешевых, чем ряжевые или стоечно-обшивные. Все эти достижения не систематизированы, не нашли отражения в литературе и потому не доступны широким массам гидротехников.

Облегчить задачу массового строительства низконапорных деревянных плотин, сделать доступными и дать в систематизированном виде наиболее целесообразные конструкции проектировщикам и строителям имеет своей задачей предлагаемая работа "Деревянные плотины".

Эта работа является пособием для проектирования, предназначенным для техников, инженеров и практиков, которые, пользуясь им, могут с минимальной затратой времени и средств составлять проекты деревянных плотин.

В работе изложены основные данные о расчетных нормах и положениях для деревянных плотин и способы расчета отдельных частей, в общем мало отличающиеся от обычных.

Приведенные расчеты достаточно просты и некоторые из них приближены, как это и соответствует конструкции деревянных плотин, многие элементы которых не поддаются точному расчету и часто устанавливаются по данным практики.

Для большинства статических расчетов, а также и гидравлических, построены графики, позволяющие весьма быстро делать расчеты. Вычислительная работа сводится к самым простым действиям и требует незначительного времени.

Проработаны детали конструкций, произведены их расчеты и составлены типовые чертежи деревянных плотин трех систем: а) ряжевой, б) стоечно-обшивной и в) контрфорсной.

Для плотин всех систем разработана рациональная конструкция свайного флютбета, имеющая продольные крепления; последние обеспечивают передачу действующих на плотину сил на все сваи флютбета, в том числе на шпунтовые линии и на сваи в понуре.

В частности разработана конструкция флютбета с разрезными королевым и понурным шапочными брусьями.

В плотинах стоечно-обшивочной системы с понурной шпунтовой линией разработана понурная часть, в которой устранено слабое место соединения непрони-

¹ Проект опытной плотины на р. Смирник инж. А. И. Чугунова в Ленинградском отделении Института древесины и "Облегченная плотина на сплавных путях в Карелии" — статья инж. А. Ф. Васильева. Гидротехническое строительство № 8—9 за 1932 г.

цаемого пола со сваями, поддерживающими стенки устоев и бычков; это место в прежних конструкциях не обеспечивало водонепроницаемости пола.

Устранены наклонные полы, за исключением плотин со значительно повышенным флютбетом; введены простейшие крепления русла реки ниже водобоя в виде полов из накатника; разработано несколько вариантов пересечения продольными стенками устоев шпунтовых простенков без нарушения водонепроницаемости последних, а также сделан ряд других улучшений.

В разработанных конструкциях плотин употребляется преимущественно тонкий лес (20—26 см); дорогие толстомерные сортаменты применяются лишь в тех случаях, где без них нельзя обойтись.

Употребление железа сведено до минимума; разного рода железные поковки разработаны возможно малых размеров.

Изложен метод проектирования деревянных плотин с заменой вычерчивания и разработки при каждой проектировке конструктивных чертежей — схемами-контурами с основными размерами и типовыми чертежами.

Метод проектирования по схемам-контурам, типовые чертежи плотин и расчетные графики позволяют составление проекта обычных деревянных плотин свести преимущественно к работе по установлению основных размеров сооружения в соответствии с конкретными местными условиями. Детали берутся готовыми и лишь умело применяются. Длительные вычисления по формулам заменяются простым и быстрым получением результатов по графикам.

Простота указанных действий позволяет составлять грамотные проекты невысоко квалифицированному инженерно-техническому персоналу; последнее особенно важно теперь, когда строительство деревянных плотин происходит в самых глухих уголках Союза, мало насыщенных кадрами.

3. Из трех рассмотренных систем деревянных плотин, отличающихся преимущественно надфлютбетными частями, должны быть рекомендованы к распространению две системы: 1) ряжевая и 2) контрофорсная.

Ряжевые плотины по своей конструкции вполне могут быть применены и для значительно больших напоров, чем рассмотренный в работе предел до 4,0 м на короле. Большой опыт постройки этих достаточно массивных плотин подтверждает их вполне надежную работу.

Контрофорсные плотины, представляющие легкие сооружения, требуют меньше лесоматериалов, чем ряжевые и меньше железа, чем стоечно-обшивные плотины; кроме того объем земляных работ в контрофорсных плотинах меньше, чем в ряжевых и стоечно-обшивных (за счет устоев).

Поэтому контрофорсные плотины надо везде строить вместо стоечно-обшивных, а в менее ответственных местах (ввиду недостаточной практики по контрофорсным плотинам) и вместо ряжевых.

4. При выполнении работы „Деревянные плотины“ к сожалению не могли быть произведены опыты, которые внесли бы ясность в соответствующие расчеты.

Ряд вопросов безусловно требует лабораторного и полевого научного исследования или же специальной проработки, как например:

1. Распределение давления загрузки в ряжевых устоях и бычках на основании и на стенки.

2. Определение усилий в элементах контрофорса и в частности тогда, когда вертикальные высокие сваи входят в состав его.

3. Работа свай в разных условиях и в частности при одновременности действия на сваю вертикальной и горизонтальной сил.

4. Распределение усилий в ряду свай от продольных креплений.

5. Дальнейшая рационализация элементов деревянных плотин, упрощение вруб-бок, соединений и т. д.

6. Переход к стандартным частям сооружений и разработка их.

7. Сохранение дерева от гниения, хотя бы в зоне переменной влажности, и тем самым увеличение срока службы сооружений.

8. Разные вопросы по внедрению дерева в гидротехническое строительство и замена им других материалов.

5. В предшествующие годы в б. Научно-мелиорационном институте разработкой конструкций стоечно-обшивных плотин занимались инж. Н. Н. Ягодин и И. М. Су-перанский, материалы которых в некоторой части использованы.

Также в б. Научно-мелиорационном институте началась и эта работа, а затем продолжалась и была закончена в Научно-исследовательском институте гидротехники Энергоцентра.

В этой работе в разное время принимали участие следующие товарищи — инженеры: И. П. Донской, И. Г. Ломоносов, В. В. Родзевич, И. Е. Картелев, И. Г. Арыкин, А. И. Чугунов и Р. И. Чекренев, техники: С. П. Бычков, И. Б. Рабинович, А. М. Джашинов, В. В. Васильев, С. С. Савельев, В. А. Дубровин, и В. А. Аншутин, вычислитель К. Я. Бронзов, чертежники: Г. Блинов, В. Н. Ипполитов, Н. Б. Беккер, Н. Б. Ханькова и Г. Швер. Следует отметить особенно ценное участие в работе проф. Б. Ю. Калиновича, консультировавшего работу, инж. И. П. Донского, разрабатывавшего конструкции ряжевых и частично контрфорсных плотин, инж. В. В. Родзевича, разрабатывавшего конструкции стоечно-обшивных плотин и графики для их расчета, И. Г. Ломоносова, занимавшегося расчетами стоек и мостов, старшего техника С. П. Бычкова, разрабатывавшего конструкцию контрфорсов, мостов и рисбери, и техника И. Б. Рабинович, занимавшейся построением графиков и совместно с техником С. П. Бычковым проверкою текста и чертежей.

Выражаю благодарность за полезные указания проф. В. С. Баумгарт, инженерам А. С. Воеводскому, Р. Н. Давиденкову, А. Н. Рахманову и М. Д. Чертову, а кроме того за просмотр большей части рукописи — инж. А. И. Чекреневу.

Инженер *Н. Семанов*

31 мая 1932 г.
Ленинград.

ГЛАВА ПЕРВАЯ.

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

§ 1. НАЗНАЧЕНИЕ ПЛОТИН.

В промышленности, транспорте и сельском хозяйстве часто возникает необходимость создавать запасы воды для пользования ими в то время года, когда водоемы в естественном состоянии содержат воды недостаточно.

Образование водных запасов обычно производится путем накопления воды в каком-либо озере или долине реки и сопровождается подъемом уровня воды.

При использовании водной энергии на гидравлических установках нехватает воды чаще всего летом, когда большое количество ее испаряется, и зимой, когда выпавшая вода в виде снега скапливается на земле. В таких случаях и пользуются накопленной водой, выпуская ее по мере надобности из водохранилища. Кроме того при устройстве гидростанций целесообразно поднять уровень воды возможно выше, чтобы получить больше энергии.

Если водоем надо использовать как путь сообщения, а имеющиеся глубины воды в нем недостаточны, то приходится искусственно поднимать уровень воды до такой высоты, чтобы суда, плоты, пароходы могли свободно передвигаться на воде.

В местностях засушливых и маловодных делают запасы воды для снабжения ею населения, водопоя скота и прочих нужд сельского хозяйства; для этой цели весенняя вода скапливается в прудах, образующихся в долинах рек и ручьев или оврагах.

Во всех случаях, когда приходится повышать горизонт воды или поддерживать определенный уровень ее, устраивают поперек реки, канала или оврага специальные сооружения, называемые плотинами.

Часть водоема, расположенная выше по течению плотины с поднятым горизонтом воды, называется верхним бьефом, а часть водоема, расположенная ниже плотины, — нижним бьефом. Если в верхнем бьефе образуются запасы воды, то его называют водохранилищем; большие водохранилища обычно устраивают в озерах.

Весьма важным обстоятельством при проектировании плотин является продолжительность их работы в году.

Так например, плотины, построенные для использования водной энергии, обычно все время находятся под напором, величина которого несколько меняется. Большинство судоходных плотин поддерживают подпор только во время навигации и на зиму обычно открываются для спуска воды из верхнего бьефа. Наконец плотины, построенные для сплавных целей на реках, работают еще меньший срок, а довольно большое их количество под напором, и притом не всегда полным, находится несколько декад, а иногда и только несколько дней в году во время прохода сплава. И при кратковременной работе роль и значение плотины могут быть весьма большими и ответственными, но короткое время нахождения под напором позволяет все же подходить к проектированию и постройке таких плотин с несколько меньшими требованиями, чем к плотинам, держащим подпорный горизонт воды непрерывно в течение длительного периода.

Деревянные плотины строятся на реках и в качестве постоянных сооружений и в качестве временных. В последнем случае допускаются разные упрощения конструкций и меньшие размеры некоторых частей плотины.

§ 2. ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ И ИХ ЧАСТИ.

Плотины строятся из разных материалов и бывают земляные, деревянные, каменные, бетонные и железобетонные. У каждой плотины имеется специальная часть, предназначенная для пропуска воды из верхнего бьефа в нижний; эта часть устраивается или в самой плотине, или отдельно от нее, иногда в отдалении, и называется водоспуском.

На реках водоспуски устраиваются почти всегда в русле реки и занимают большую часть плотины; в этом случае водоспуск является по существу плотиной.

Водоспуски могут быть сделаны не всегда из того материала, из которого строятся плотины; чаще всего применяется дерево и строятся земляные плотины с деревянными водоспусками или деревянные плотины с земляными дамбами.

Дамбы при деревянных плотинах иногда делаются из каменной наброски с частичной укладкой камня.

Какое бы назначение плотины ни имела, но основные части деревянной плотины будут одни и те же, если сооружения строятся в одинаковых условиях и служат только для пропуска воды.

Разного рода специальные приспособления при деревянных плотинах, как например трубопроводы для подачи воды к турбинам гидростанции, лотки для пропуска древесины и т. п., здесь не рассматриваются.

Итак, деревянные плотины, и в частности деревянные водоспуски, служат для поднятия уровня воды на определенную высоту над естественным горизонтом воды или дном долины, если воды в нижнем бьефе нет и пропуска излишних вод, в частности весенних и паводковых, из верхнего бьефа (иногда из водохранилища) — в нижний.

В каждой деревянной плотине или водоспуске пропуск воды из верхнего бьефа в нижний производится через отверстия; иногда бывает одно, а чаще несколько отверстий одинаковой или разной ширины.

Для прекращения или регулирования выпуска воды отверстия полностью или частично закрываются затворами. Простейшим видом затворов являются стойки и щиты.

Отверстие плотины ограничивается с обеих сторон береговыми устоями, которые соединяются непосредственно с берегом или с помощью сопрягающих дамб. Последние чаще всего делают земляными (черт. 1).

Если отверстие для пропуска расхода воды необходимо сделать сравнительно большое, то его делят на несколько малых отверстий бычками или более легкими промежуточными опорами — контрофорсами.

Устой, бычки и контрофорсы располагаются на нижней, самой ответственной части плотины, называемой флютбетом. Флютбет делается под всей плотиной и располагается или непосредственно на грунте или на сваях.

В направлении по течению реки флютбет делится на три части: верхняя часть до затворов называется понуром, средняя часть, расположенная непосредственно ниже затворов и между устоями, — водобоем и третья, нижняя часть, — сливом или рисбермой.

Для перехода через плотину и для работ по ее эксплуатации устраивается через отверстия служебный мостик.

С этого мостика производится открывание и закрывание затворов плотины с помощью подъемников, простейшим видом которых является ворот, подвижный или неподвижный.

Иногда через плотину устраивают и проезжий мост определенного класса в зависимости от класса дороги и интенсивности движения по ней.

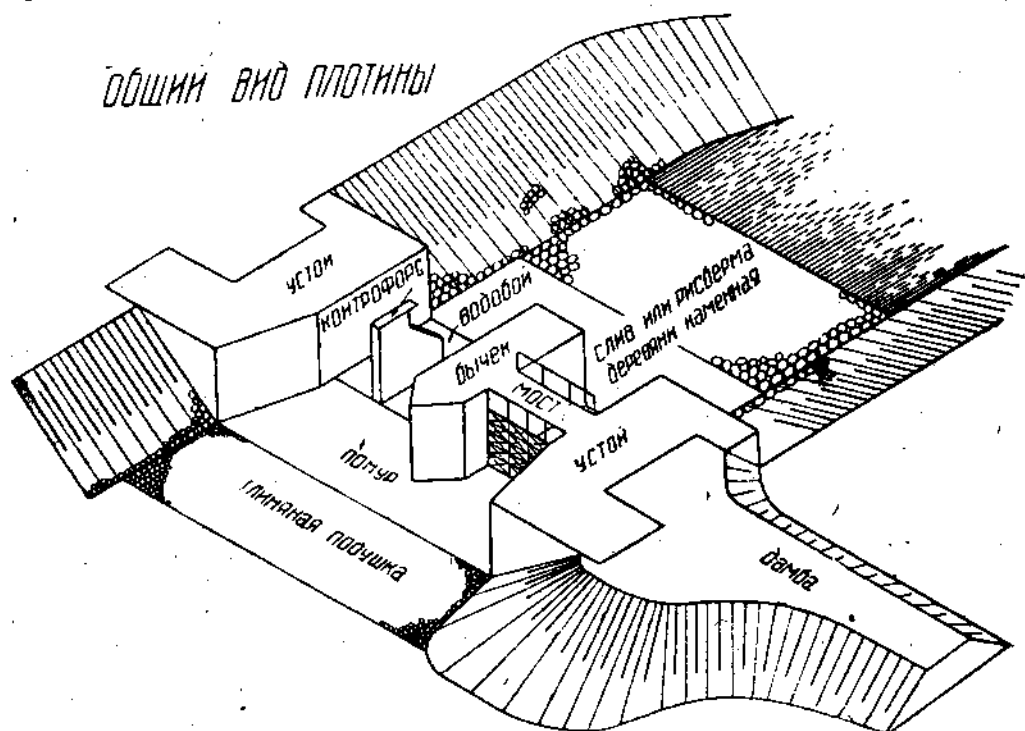
Когда отверстие плотины закрыто, то уровень воды в верхнем бьефе поднимается до некоторой высоты, соответствующей нормальному подпорному горизонту воды верхнего бьефа (сокращенно н. п. г. в. в. б.). Выше этого уровня накапливать воду нельзя во избежание подъема его до такой высоты, при которой вода будет переливаться через плотину и дамбы и может вызвать их разрушение.

Иногда делают плотины, которые весной при больших подъемах горизонта

воды затопливаются. Такие затопляемые плотины имеют разборчатые мосты, снимаемые на время паводка, и специальные укрепления всех частей, особенно земляных дамб, которые легко могут размываться водой.

В нижнем бьефе в судоходных реках поддерживается, ниже расположенной, другой плотиной некоторый нормальный горизонт воды нижнего бьефа. В других случаях высота уровня воды в нижнем бьефе колеблется в зависимости от расхода воды через плотину или другие сооружения при ней.

Разность отметок горизонтов воды верхнего и нижнего бьефов называется напором плотины; если при работе плотины в нижнем бьефе воды не бывает, то за напор на плотине надо считать разность отметок горизонта воды верхнего бьефа и дна реки ниже плотины.



Черт. 1.

Когда верх флютбета — порог, король плотины располагается выше дна реки или горизонта воды нижнего бьефа, то напор на пороге будет меньше напора плотины.

Величина напора на пороге в то же время является переливающимся слоем воды через плотину.

В некоторых случаях толщина переливающегося слоя воды через плотину в разных частях отверстия принимается различной; например на случай опорожнения водохранилища устраиваются глубокие отверстия и донные, а на случай неожиданных подъемов воды — незакрывающиеся отверстия, водосливы с повышенным порогом.

При плотинах устраиваются специальные приспособления для забора воды в гидростанции, для пропуска сплава по лоткам или плотоходам и других целей.

Когда порог плотины значительно возвышается над нижним бьефом, то спуск воды из отверстия производится с помощью ступенчатых перепадов или быстротоков.

Вода, поднятая плотиной, оказывает большое непосредственное давление на устой и бычки; на них же передается и то давление воды, которое действует на

затворы, или полностью или частично. В последнем случае некоторая сила действует непосредственно на флютбет плотины.

Очевидно, как отдельные опоры — устои, бычки и контрфорсы, так и флютбет плотины, на который в конечном счете передается большая часть давления воды, должны быть достаточно прочны, чтобы выдержать действующие на них силы.

§ 3. РАСЧЕТНЫЕ НОРМЫ.

Деревянные водоспуски представляют собой сравнительно недорогие сооружения; их строительная стоимость выражается обычно несколькими сотнями или десятками тысяч рублей.

Срок службы деревянных водоспусков, построенных из естественной древесины и без применения каких-либо мер к предупреждению загнивания, определяется обычно в 10 лет.

За последние годы постройка деревянных водоспусков приняла массовый характер в связи с большим ростом как сельского хозяйства, так и промышленности.

Весьма часто деревянные водоспуски строят с некоторыми упрощениями в конструкции и с меньшими, по сравнению с обычными, запасами прочности.

На основании вышензложенного и согласно основных расчетных положений в „Единых нормах строительного проектирования“, утвержденных Комитетом по стандартизации при Госплане СССР 28 марта 1931 г. и обязательных к применению для всех строительных проектов, начатых разработкой после 1/V 1931 г., деревянные плотины относятся к III классу сооружений; это обстоятельство в основном определяет излагаемые ниже расчетные нормы.

1. Допускаемые напряжения для дерева.

а) Установление допускаемых напряжений. Основные допускаемые напряжения опубликованы в трудах Всесоюзного комитета по стандартизации при Госплане в указанных выше „Единых нормах строительного проектирования“ на стр. 5 серии XIV, в разделе „Сооружения из дерева“ № 5; эти напряжения даны для сооружений, защищенных от неблагоприятных воздействий, проектируемых из воздушно-сухого леса и кроме того, в применении их для сооружений III класса, еще и из леса марки II (Второго сорта) (табл. I).

К основным допускаемым напряжениям вводятся нижеследующие поправки путем умножения основных напряжений на соответствующие коэффициенты:

1) Поправку на класс сооружения делают только в том случае, если применяют для сооружения марку леса, не соответствующую классу.

Классы сооружения	Марка леса		
	I	II	III
2-й класс	1,0	0,8	—
3-й класс	1,2	1,0	0,8
4-й класс	—	1,2	1,0

2) Поправку основных напряжений на степень обеспечения сооружения от вредных воздействий берут в следующем размере:

Для защищенных сооружений	1,00.
Для сооружений, стоящих на открытом воздухе или незащищенных от вредных воздействий	0,85.
Для частей сооружения, находящихся под водой	0,70.
Для частей сооружения, находящихся в пределах переменного горизонта воды или в земле	0,60.

3) При применении леса других пород, вполне доброкачественного и отвечающего техническим условиям, вводят следующие поправки:

Для лиственницы	1,10	{ Основного допус-
ели и сибирского кедра	0,90	
пихты	0,85	{ каемого напряже-
акации	1,00	
ясеня, бука, граба, вяза и др. ильмовых	0,90	{ Основного допус-
березы	0,70	
ольхи, тополя, осины, ивы и липы	0,50—0,60	{ каемого напряже-

4) Поправка на влажность дерева делается в следующем размере:
В защищенных сооружениях при применении:

Полусухого леса	0,90.
Сырого леса	0,75.

В незащищенных сооружениях и для частей, находящихся в пределах переменного горизонта воды или в земле, при применении:

Полусухого леса	1,00
Сырого леса	0,85

В подводных частях рекомендуется применять сырой лес, поэтому поправок на влажность дерева не делается.

Плотины строятся обычно из полусухого леса. Тогда например для частей плотины, находящихся в пределах переменного горизонта воды, как части флутбета, не всегда покрытые водой, щиты, стойки, подкосы, сваи, контрофорсы и др., все основные напряжения уменьшаются введением коэффициента 0,6; так допустимое напряжение при изгибе для сосны будет равно

$$110 \times 0,60 = 66 \text{ кг/см}^2.$$

Для частей сооружений, находящихся под водой (части флутбета, всегда покрытые водой), все основные напряжения уменьшаются введением коэффициента 0,7, т. е. например допустимое напряжение при изгибе для сосны будет равно:

$$110 \times 0,7 = 77 \text{ кг/см}^2.$$

В обоих случаях поправки на влажность не делают, так как употребляют полусухой лес.

Для частей сооружений, находящихся на открытом воздухе, как-то: упорные балки, подъемные ворота и др., вводится поправка на степень обеспеченности сооружений от вредных воздействий коэффициентом 0,85; так допустимое напряжение при изгибе для сосны будет равно:

$$110 \times 0,85 = 94 \text{ кг/см}^2.$$

В первом и третьем примерах поправок на влажность не делают, так как употребляют полусухой лес, а во втором примере для подводных частей сооружения потому, что рекомендуется употреблять даже сырой лес.

Подобным образом пересчитаны все напряжения и сведены в нижеследующую таблицу 1 (см. стр. 12).

В случае постройки сооружения из леса 1-го сорта все допускаемые напряжения повышаются на 20%, а в случае применения 3-го сорта понижаются на 20%.

В случае употребления в дело воздушно-сухого леса указанные в таблице 1 допускаемые напряжения не повышаются, а при сыром лесу понижаются на 15% за исключением частей, всегда находящихся под водой.

Для мостов и эстакад допускаемые напряжения определяются без учета динамического воздействия.

Для лесов и кружал допускаемые напряжения увеличиваются на 60%.

Таблица 1.

Допускаемые напряжения в килограммах на 1 см² для частей деревянных водопусков из леса марки II.

№ п/п	Род напряжений	Направление на- пряжения отно- сительно волокон	Обозначения	Допускаемые напряжения в кг на см²							
				Основные		Для частей, нахо- дящихся на от- крытом воздухе		Для частей, нахо- дящихся в преде- лах перем. гор. воды или в земле		Для частей, нахо- дящихся в зоне перем.	
				Сосна	Дуб	Сосна	Дуб	Сосна	Дуб	Сосна	Дуб
1	Растяжение равномерное	вдоль поперек	$\left[n_{+} \right]$ $\left[n_{+1} \right]$	110 2	130 6	94 2	110 5	66 1	78 3,5	77 1,5	91 4
2	Сжатие равномерное	вдоль поперек	$\left[n_{-} \right]$ $\left[n_{-1} \right]$	100 15	120 25	85 13	102 21	60 9	72 15	70 11	84 18
3	Скалывание равномерное без отдира волокон	вдоль поперек	$\left[t \right]$ $\left[t_1 \right]$	12 6	18 9	10 5	15,5 7,5	7 3,5	11 5,5	8,5 4	12,5 6,5
4	Изгиб	вдоль	$\left[n_{\perp} \right]$	110	130	94	110	66	78	77	91
5	Скалывание при изгибе и др. случаях учета неравномерного распределения скалывающих напряжений	вдоль	$\left\{ t_u \right\}$	22	32	19	27	13	19	15,5	22,5
6	Смятие торца	вдоль	$\left[n_c \right]$	80	110	68	94	48	66	56	77
7	Смятие первого рода, по всей ширине на части длины	поперек	$\left[n_{c1} \right]_1$	25	50	21	43	15	30	18	35
8	Смятие второго рода, частичное на части ширины и длины	поперек	$\left[n_{c1} \right]_2$	35	65	30	55	21	39	25	46
9	Перерезывание волокон	поперек	$\left[t_{ср.} \right]$	45	60	38	51	27	36	32	42
10	Смятие под шайбой болтов	поперек	$\left[n_{c1} \right]_{ш}$	45	85	38	72	27	51	32	60

Примечания к таблице 1.

К пункту 2. Высота подушки при сжатии поперек волокон предполагается не более ширины.

К пункту 3. Допускаются при условии учета длины скалывания вдоль волокон не свыше семикратной глубины врубки, а поперек волокон не свыше 4,5 глубин врубки.

К пункту 5. Допускаются только для максимального напряжения.

К пункту 7. Сминаемая часть длины должна быть меньше или равна $\frac{1}{3}$.

К пункту 8. Сминаемая часть ширины меньше или равна $\frac{1}{2}$, сминаемая часть длины $\leq \frac{1}{3}$.

б) Смятие и скалывание под углом. При действии сминающей силы под углом между 0 и 90° к направлению волокон допускаемые напряжения $[n_c]_\alpha$ на действительную площадку смятия определяются по формуле:

$$[n_c]_\alpha = \frac{[n_c]}{1 + \left(\frac{[n_c]}{[n_{c\perp}]} - 1 \right) \sin^2 \alpha} \quad (1)$$

где $[n_c]$ и $[n_{c\perp}]$ — соответствующие допускаемые напряжения на смятие при 0 и 90°, α — угол между направлением нормали к площади смятия и направлением волокон, т. е. угол между направлением той составляющей силы, которая нормальна к площади смятия, и направлением волокна (черт. 2). Числовые значения выражаются в килограммах на квадратный сантиметр и округляются до целых чисел.

При учете неравномерного распределения смятия и при определении максимального бортового краевого напряжения, допускаемое напряжение на бортовое смятие $[n_c]_\alpha$ принимается в 1,5 раза более того $[n_c]$, которое допускается в соответствующем случае при равномерном смятии.

Допускаемые напряжения на угловое скалывание, т. е. при действии скалывающей силы в тангенциальной плоскости под углом α к направлению волокон, определяются по формуле:

$$[t]_\alpha = \frac{[t]}{1 + \left(\frac{[t]}{[t_\perp]} - 1 \right) \sin^2 \alpha} \quad (2)$$

Численные значения напряжений округляются до 0,5 кг/см².

Для разных углов сделаны подсчеты напряжений и сведены в таблицу 2.

Таблица 2.

Допускаемые напряжения на скалывание и смятие I и II рода при действии сил под углом α .

α	Для частей, находящихся на открытом воздухе			Для частей, находящихся в пределах переменного горизонта воды или в земле			Для частей, находящихся под водой		
	Скалывание	Смятие I рода	Смятие II рода	Скалывание	Смятие I рода	Смятие II рода	Скалывание	Смятие I рода	Смятие II рода
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0°	10,0	68,0	68,0	7,0	48,0	48,0	8,5	56	56
10°	9,7	63,3	65,5	6,8	45,0	46,2	8,2	52,7	54,0
20°	8,9	53,6	59,0	6,3	38,0	41,6	7,5	44,7	48,7
30°	8,0	43,6	51,6	5,6	31,0	36,6	6,6	36,7	42,7
40°	7,1	35,5	44,7	5,0	25,3	31,5	5,8	30,1	37,1
45°	6,7	32,1	41,6	4,7	22,9	29,3	5,4	27,3	34,6
50°	6,3	29,3	38,9	4,4	20,9	27,4	5,1	25,0	32,3
60°	5,7	25,4	34,8	4,0	18,1	24,5	4,6	21,7	22,0
70°	5,3	22,9	32,1	3,7	16,3	22,6	4,3	19,7	26,2
90°	5,0	21,0	30,0	3,5	15,0	21,0	4,0	18,0	25,0

в) **Продольный изгиб при сжатии.** Сжатые части проверяются на продольный изгиб, причем в этом случае расчетная площадь сечения уменьшается умножением ее на коэффициент φ для сечения, состоящего из одного целого бруса, а для сечения, составленного например из двух досок по черт. 3 при проверке на продольный изгиб относительно оси xx — на φ_x и относительно оси yy на φ_y . За расчетную площадь при проверке на продольный изгиб принимаются: $F_{бр}$ всего сечения, если ослабление в месте наибольших напряжений при изгибе меньше 25% всего сечения, или $3/4 F_{нет}$ всего сечения при ослаблении в этом месте более 25%.

В случае несимметричного ослабления сечения обязательно учитывается изгибающий момент от эксцентricности.

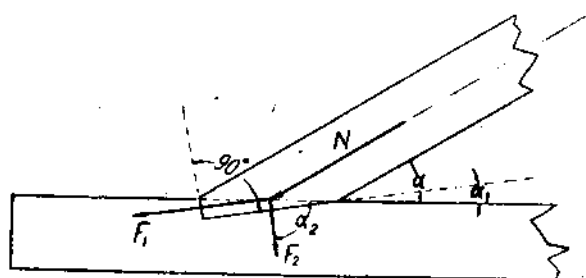
Коэффициенты φ определяются в зависимости от гибкости сжатой части $\frac{l}{r}$ по шкале № 1 (черт. 4) или по формулам:

$$\varphi = 1 - 0,007 \frac{l}{r} \text{ при } \frac{l}{r} \text{ от 5 до 100,} \quad (3)$$

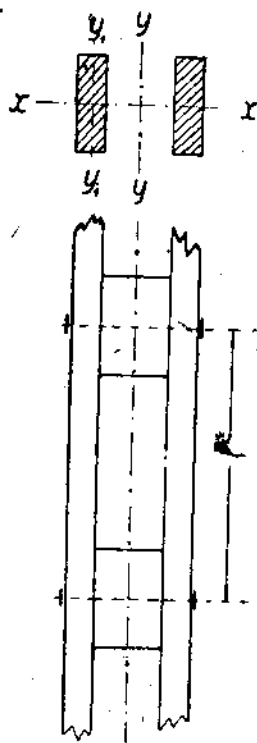
или

$$\varphi = \frac{3000}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ при } \frac{l}{r} \text{ более 100.} \quad (4)$$

В этих формулах: l — расчетная длина сжатой части, получаемая умножением действительной длины элемента на коэффициенты:



Черт. 2.



Черт. 3.

2 — если один конец зашпелен, а другой свободно нагружен;

1 — если оба конца шарнирно закреплены;

0,8 — если один конец зашпелен, а другой закреплен шарнирно;

0,65 — если оба конца зашпелены;

r — радиус инерции сечения относительно оси наименьшего момента инерции или соответственно оси xx , yy или y_1v_1 .

Для определения φ построена шкала (черт. 4).

Для гибкостей более 100 коэффициент φ определен по формуле Эйлера, исходя из условия, что E изменяется пропорционально временному сопротивлению дерева на сжатие и что коэффициент надежности $K = 3,62$.

Для составного сечения φ_x определится по $\frac{l_x}{r_x}$, φ_y по $\frac{l_y}{r_y}$ и φ_1 по $\frac{l_1}{r_1}$, где l_x и l_y — расчетные длины всей части при изгибе относительно оси xx и соответственно оси yy ; l_1 — расстояние между связями (прокладками) в составных стержнях и r_1 — радиус инерции сечения одной доски или бруса, входящего в составное сечение, относительно оси, параллельной оси yy .

Длина l_1 должна быть назначена так, чтобы гибкость $\frac{l_1}{r_1}$ была меньше или

равна наибольшей гибкости всего сечения относительно оси хх или уу, т. е. φ_1 должно быть $\geq$ наименьшего из значений φ_x или φ_y .

Эти коэффициенты не зависят от величины основного напряжения и могут применяться для всех пород леса.

Независимо от расчета на устойчивость по коэффициентам φ должен быть произведен расчет на крепость по наименьшей $F_{\text{нет}}$ без φ .

„Расчетное (приведенное) напряжение в элементах, работающих на растяжение или сжатие вместе с изгибом, должно удовлетворять следующим условиям:

$$n_{+} = \frac{N}{F_{\text{нет}}} + \frac{M}{W_{\text{нет}}} \leq [n_{+}], \quad (5)$$

$$n_{-} = \frac{N}{F_{\text{расч}\varphi}} + \frac{M [n_{-}]}{W_{\text{нет}} [n_{-}]} \leq [n_{-}]. \quad (6)$$

По этим формулам рассчитываются все части, эксцентрично прикрепленные или эксцентрично ослабленные“.

г) Нагельные соединения. Расчет двусрезных соединений нагельного типа, т. е. гвоздевых, болтовых, нагельных, штифтовых и на железных трубах например при перекрытии стыков деревянными накладками, производится по наименьшему из значений, получаемых по формулам:

$$P = K_n d^2 \sqrt{[n_n]_n [n_c]_n} \quad (7)$$

или
$$P = 0,5 \cdot c \cdot d [n_c]_n \quad (8)$$

или
$$P = 0,7 \cdot a \cdot d [n_c]_n, \quad (9)$$

где P — усилие, допускаемое на один срез нагеля в килограммах; d — внешний диаметр нагеля в сантиметрах; c — толщина среднего бруса или доски в сантиметрах; a — толщина крайнего бруса (накладки) в сантиметрах; $[n_c]_n$ — допускаемое напряжение на смятие дерева в нагельном соединении в зависимости от угла смятия (табл. 3); K_n — коэффициент, зависящий от типа нагельного соединения (табл. 3).

При металлических стыковых накладках проверка работы нагельных соединений всех видов в дереве производится по наименьшему из значений, получаемых по первым двум формулам.

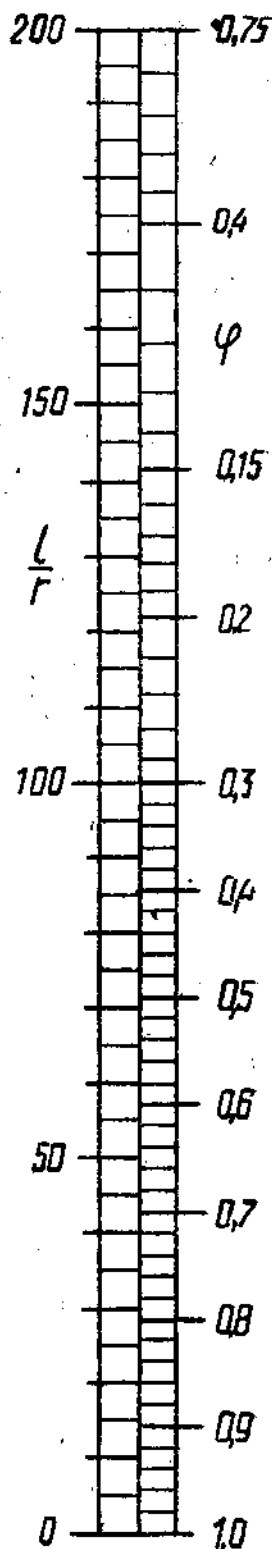
При односрезной работе нагельных соединений, а также при многосрезной работе, когда нагели работают аналогично с односрезным соединением, например при проверке на сдвигающую силу при продольном или поперечном изгибе, расчет нагельных соединений производится по наименьшему из значений:

$$P = K_n d^2 \sqrt{[n_n]_n [n_c]_n} \quad (10)$$

или
$$P = 0,4 \cdot c \cdot d \cdot [n_c]_n \quad (11)$$

или
$$P = 0,6 \cdot a \cdot d [n_c]_n. \quad (12)$$

Здесь под c подразумевается толщина наиболее тонкой доски или бруса из примыкающих по шву, в котором проверяется сдвиг. Остальные обозначения те же, что и для двусрезного соединения.



Черт. 4. Шкала № 1 для определения φ

Таблица 3.

Коэффициенты K_n и допускаемые напряжения $[n_n]_n$ и $[n_c]_n$ для нагельных соединений в плотинах из леса марки II.

№ по пор.	Наименование нагелей	K_n	$[n_n]_n$	Для сосны					
				Для частей в переменных горизонтах воды или в земле		Для частей, находящихся под водой		Для частей, находящихся в открытом воздухе	
				Вдоль	Попер. волокон	Вдоль	Попер. волокон	Вдоль	Попер. волокон
1	Гвозди	0,8	1 800	48	48	60	60	68	68
2	Стальные штифты	0,6	2 400	48	27	60	32	68	38
3	Болты	0,5	1 400	48	27	60	32	68	38
4	Дубовые нагели	0,6	130		27		32		38
5	Железные трубки с наружным диаметром и толщиной стенок равной								
	d	0,45							
	5								
	d	0,40	1 400	48	27	60	32	68	38
	10								
	d	0,30							
	20								

Расстояние вдоль волокон от торца доски, а также между осями нагелей всех видов кроме гвоздей, принимается не менее $5d$, а поперек волокон от края — $1,5d$ и между продольными рядами нагелей — $2,5d$.

Для гвоздей расстояние вдоль волокон от торца доски до гвоздя принимается не менее $15d$ и между гвоздями — $20d$, а поперек волокон от края доски и между гвоздями при рядовом расположении — $4d$, а при шахматном расположении между соседними как продольными, так и поперечными рядами — не менее $3d$.

Все расстояния даны от центра нагеля.

При проверке на выдергивание гвоздей и шурупов (глухарей), соответственно забитых или ввинченных в дерево поперек волокон, допускаемое усилие на гвоздь определяется, принимая не более 5 кг/см^2 поверхности удерживающего гвоздя, а на шуруп — не более 15 кг/см^2 поверхности удерживающего нарезанного конца шурупа, считая ее по внешнему диаметру резьбы.

Эти напряжения принимаются независимо от степени влажности дерева.

Необходимо обращать внимание на то, чтобы не могло произойти продавливания доски головкой гвоздя или шурупа.

д) Металлические части. Допускаемые напряжения для всех металлических частей, применяемых в деревянных сооружениях, кроме указанных в табл. 3, назначаются в зависимости от качества металла по „Единым нормам для сооружений из металла“ (серия XIV № 6).

Для расчета тяжей на растяжение к означенным нормам вводятся следующие поправочные коэффициенты:

- 1) для одиночных тяжей с нарезкой на утолщенных концах 0,90
- 2) для одиночных тяжей без утолщения концов, а также для тяжей двойных или тройных 0,80
- 3) для тяжей со стяжными муфтами: одиночных 0,80
- двойных или тройных 0,07

е) Отклонение величин действующих напряжений от допускаемых. При подборе размеров сечений частей конструкций допускается превышение указанных в настоящем параграфе напряжений не более 50%, а также недонапряжений не свыше 50%, если последнее не противоречит конструктивным соображениям.

В более сложных случаях расчета, не охваченных вышеприведенными указаниями, следует пользоваться „Едиными нормами строительного проектирования“.

2. Нормы и технические условия для мостов на автогужевых дорогах.

В некоторых случаях, когда вблизи места постройки плотины реку пересекает дорога с автогужевым движением, то вместо двух отдельных сооружений—плотины и моста, бывает целесообразно их объединить и проезжий мост сделать через плотину. При этом устои, бычки и контрфорсы будут служить опорами для моста.

Ниже приводятся некоторые выдержки из „Технических условий, правил и норм для изысканий, проектирования, постройки, ремонта и содержания автогужевых дорог и мостовых сооружений на них“, изданных в 1931 г. ЦУДОТРАНСом; эти выдержки поставлены в кавычки.

а) Габариты мостов. В большинстве случаев деревянные плотины строятся в сельских местностях, на дорогах которых пешеходное и автогужевое движение не отличается особой интенсивностью; потому из шести классов габаритов наиболее подходящими для мостов через плотины будут 5-й и 6-й классы (Г5 и Г6).

„Габарит Г5 служит для двухпутного смешанного движения с уменьшением скорости при встрече, а также для пропуска широких сельскохозяйственных машин.

Примечание. В случае необходимости пропуска особо широких комбайнов, мосты строятся по габариту Г4.

Габарит Г6 служит для однопутного движения с разъездами для гужевых перевозок“.

„При габаритах Г5 и Г6 на мостах отверстием до 30 м, тротуары устраиваются шириной 0,75 м лишь при наличии постоянного пешеходного движения, на мостах же длиной свыше 30 м тротуары устраиваются обязательно, хотя бы с одной стороны“.

Для габаритов 5 и 6 класса вне зависимости от длины моста по настилу установлены (черт. 5) основные размеры, помещенные в таблице 4.

Таблица 4.

Основные размеры моста в метрах

№ по пор.	Обознач. на черт. 5	Наименование элементов габарита	Г5	Г6
1	a	Ширина проезда	4,50	3,50
2	b	Ширина предохранительной полосы	0,50	0,50
3	в	Ширина тротуара при сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов	0,75	—
4	г	Полная ширина между перилами при сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов	6,00	4,50
5	д	Полная ширина между перилами без дополн. устройства для пешеходного движения	5,50	4,50



Итак для двухпутного смешанного движения ширина моста между перилами принимается 5,50 м и для однопутного движения — 4,50 м; тротуары не устраиваются.

Устройство мостов в отношении их наименьших пролетов и возвышения низа пролетного строения должно быть согласовано с соответствующими правилами в зависимости от класса реки и необходимости пропускать под мостами суда, плоты или сплав лесоматериалов россыпью.

Таблица 5.

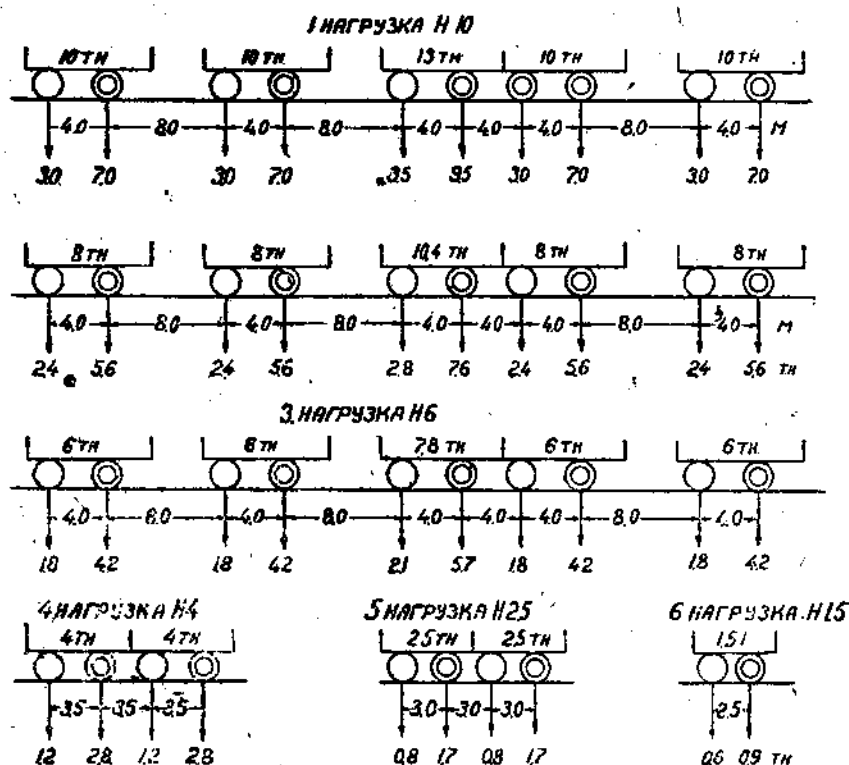
Классы нагрузок	Технические классы дорог	Классы габаритов мостов
H 10	1—4	Г1—Г4
H 8	2—5	Г1—Г5
H 6	3—6	Г3—Г5
H 4	4—6	Г4—Г6
H 2,5	6	Г5—Г6
H 1,5	6	—

Рассматриваемые типы деревянных плотин весьма часто строятся только для пропуска воды, и потому ширина отверстия их и возвышение низа моста над горизонтом воды обуславливается только характером эксплуатации самой плотины.

Так бывает на судоходных реках, имеющих шлюзы для пропуска судов и плотов, и на сплавных реках, если при плотине устраиваются специальные отверстия или приспособления для пропуска сплава.

В таких случаях возвышение низа пролетного строения над горизонтом воды при паводках делается около 1,0 м.

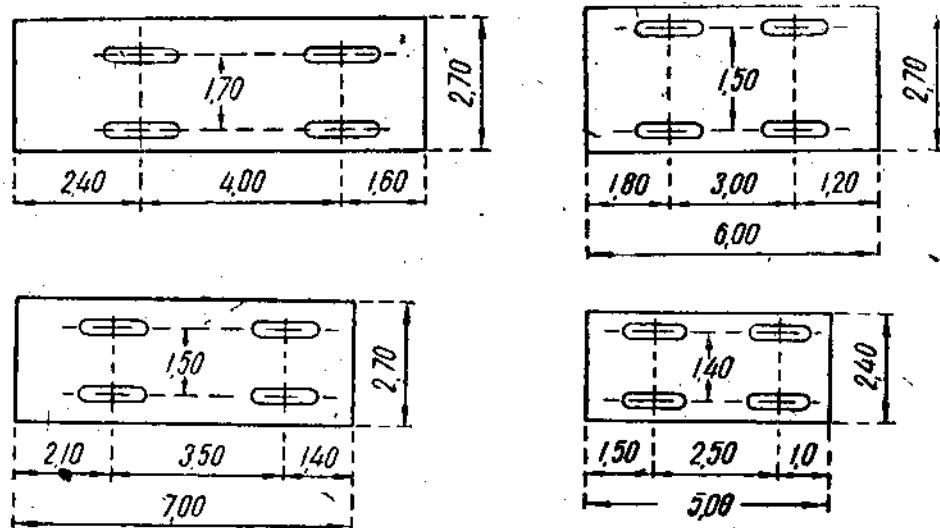
б) Нагрузки. В виду того, что боковая поверхность рассматриваемых ниже балочных мостов незначительна, горизонтальной нагрузкой от ветра можно прене-



Черт. 6. Схема нагрузок.

брюш. Класс вертикальной нагрузки устанавливается в зависимости от технического класса и значения дороги в соответствии с таблицей 5. Установлено шесть классов нагрузок; класс обозначается буквой Н, за которой следует число, равное общему весу в тоннах одного из основных грузовиков в поезде.

Для расчета мостов через плотины принят класс нагрузки Н6, в поезде грузовиков которого имеется один с давлением на переднюю ось 2,1 т, на заднюю



Черт. 7. Схемы грузовиков.

5,7 т и общим весом 7,8 т, как это видно из схемы расчетных нагрузок на черт 6. По техническим условиям для деревянных мостов предельная нагрузка установлена Н8. Схемы грузовиков в плане показаны на черт. 7.

ТАБЛИЦА 6.

Вертикальные нагрузки в тоннах.

Род нагрузки	Наименование данных	Един. измер.	Класс нагрузки				Примечание
			Н6	Н4	Н2,5	Н1,5	
Г Р У З О В И К И	Длины загрузки в м, для которых расчет ведется по сосредоточенным нагрузкам	м	—	—	менее 15	менее 12	менее 10
	Общий вес одного грузовика	т	7,8	6,0	4,0	2,5	1,5
	Число грузовиков в поезде	шт	1	неогр.	2	2	1
	Давление на заднюю ось	т	5,7	4,2	2,8	1,7	0,9
	Давление на переднюю ось	т	2,1	1,8	1,2	0,8	0,6
	Ширина кузова	м	2,7	2,7	2,7	2,7	2,4
	Расстояние между осями (база)	м	4,0	4,0	3,5	3,0	3,5
	Колея (между серединами ободьев)	м	1,7	1,7	1,5	1,5	1,4
	Ширина обода заднего колеса	м	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1
	Ширина обода переднего колеса	м	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

*

Род нагрузки	Наименование данных	Един. измер.	Класс нагрузки				Примечание
			H6	H4	H2,5	H1,5	
Равномерная нагрузка, заменяющ. грузовики. Толпа на тротуарах.	Величина нагрузки в тоннах на кв. м при длине загрузения в м	т/м²	По табл 7	0,200 при 15 м и более	0,150 при 14 м и более	0,100 при 10 м и более	Тротуар загружается толпой при свободной ширине его 0,5 м и больше
	Величина нагрузки в т на кв. м при соответственной длине загрузения	т/м²	0,240 до 20 м включительно, 0,180 при 30 м и более	0,150 для всех длин загрузения	0,100	0,100	

ТАБЛИЦА 7.

Эквивалентные нагрузки в т/м для одного поезда автомобилей класса H6.

Пролет или длина за- гру- же- ния	Для моментов			Для поперечн. сил	Примечание
	По середине пролета т/м	В четверть пролета т/м	У опор		
			т/м		
1	11,40	11,40	11,40	Если на один прогон передается не весь вес поезда, а например только от одного колеса (половина веса), то все цифры таблицы надо помножить на коэффициент поперечной установки 0,5; если передается три четверти веса, то на 0,75 Для нагрузок классов Н10 и Н8 надо цифры таблицы увеличить соответственно на $\frac{10}{6}$ и $\frac{8}{6}$.	
2	5,70	5,70	5,70		
3	3,80	3,80	3,80		
4	2,85	2,85	2,85		
5	2,28	2,28	2,45		
6	1,90	1,90	2,14		
7	1,63	1,78	1,88		
8	1,43	1,60	1,69		
9	1,36	1,46	1,59		
10	1,30	1,34	1,52		
11	1,23	1,23	1,46		
12	1,17	1,23	1,39		
13	1,11	1,16	1,32		
14	1,05	1,12	1,25		
15	1,00	1,08	1,20		

Пример. Расстояние между прогонами $l = 1,40$ м, пролет $L = 5,0$ м. Максимальный момент посредине будет от давления одного колеса задней оси $P = 2,85$ т наиболее тяжелого груза.

$$M_{\max} = \frac{PL}{4} = \frac{2,75 \cdot 5}{4} = 3,56 \text{ т.}$$

По таблице при коэффициенте поперечной установки 0,5

$$M_{\max} = \frac{0,5pL^2}{8} = \frac{0,5 \cdot 2,28 \cdot 5^2}{8} = 3,56 \text{ т/м.}$$

Для сечения на четверти длины пролета

$$M'_{\max} = \frac{P \cdot \frac{1}{4} L \cdot \frac{3}{4} L}{L} = \frac{2,85 \cdot 3 \cdot 5}{16} = 2,67 \text{ т/м.}$$

По эквивалентной равномерно-распределенной нагрузке

$$M''_{\max} = \frac{0,5 p \cdot L}{2} x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = \frac{0,5 \cdot 2,28 \cdot 5}{2} \cdot \frac{L}{4} \left(1 - \frac{L}{4L}\right) = 2,67 \text{ т/м.}$$

„Поезд грузовиков устанавливается в невыгоднейшем положении как вдоль пролета, так и поперек моста, но при этом продольная ось грузовика всегда должна быть параллельна продольной оси моста. Если при установке грузовика остается на тротуаре полоса менее 0,50 м, то толпа не учитывается. Возможность поворачивания грузовиков на мосту в расчет не принимается.

Число рядов грузовиков по ширине моста может быть любое, вызывающее максимальные усилия, но не более числа автогрузовых путей габарита данного моста.

Примечание. Для мостов габарита Г5 требуется проверка на два грузовика, идущих в одном направлении класса нагрузки не выше Н-4 без учета динамики.

При установке 2 рядов грузовиков принимается расстояние между продольными осями двух соседних колес не менее 1,10 м.

Грузовики на смежных путях считаются идущими в одном направлении.

Загружение тротуаров производится статической толпой:

- 1) при расчете элементов самого тротуара 400 кг/м² тротуара;
- 2) при расчете элементов пролетного строения и проезжей части — как указано в таблице 6.

Для деревянных, каменных и бетонных мостов и труб из любого материала динамическая добавка не вводится“.

в) **Допускаемые напряжения.** Деревянные мосты относятся к III классу сооружений и считаются не защищенными от вредных воздействий атмосферных условий. Допускаемые напряжения принимаются по таблице 1.

При составлении типовых проектов принимается полусухой лес 2-го сорта.

„Для простых балочных и треугольно-подкосных с затяжкой мостов допускаемые напряжения повышаются на 10%“.

г) **Некоторые замечания.** „При подборе сечений на изгиб, независимо от расчета прочности, высоту балки из цельного бруса или доски следует принимать не меньше $\frac{1}{20}$ пролета, а для составного бруса — $\frac{1}{12}$ “.

При проверке прочности на изгиб составных балок на шпонках, нагелях, гвоздях и т. п. моменты инерции и сопротивления уменьшаются:

для балки, составленной по высоте из двух элементов, до 0,8;

для балки, составленной по высоте из трех элементов, до 0,6 геометрической величины этих моментов.

Устойчивость сжатого пояса составных балок, бревен и брусьев против бокового выпучивания должна быть обеспечена постановкой связей с узлами на расстоянии не более 15-кратной ширины пояса. В случае превышения этого расстояния делается снижение допускаемого напряжения путем умножения на соответствующий коэффициент, данный для продольного изгиба“.

„При двойном досчатом настиле верхний настил не рассчитывается, и толщина его назначается по условиям износа от 5 до 7 см. Нижний настил в этом случае рассчитывается на изгиб, как свободно лежащая балка пролетом равным расстоянию в свету между опорами доски, увеличенному на толщину доски. При этом сосредоточенное давление колеса считается распределенным для поперечного настила на 2 доски поровну, а для продольного в зависимости от ширины обода, а именно при ширинах обода 40 см, 30 см и 20 см соответственно на 3 доски, 2,5 и 2.“

Продольные балки рассчитываются, как разрезные пролетом равным расстоянию между осями поперечин. При этом считается, что давление колес автомобилей передается настилом по правилу рычага. При отсутствии стыка досок настила разрешается учитывать упругое распределение нагрузки настилом.

Поперечные балки рассчитываются, как свободно лежащие, пролетом равным расстоянию между осями прогонов.

Соприкасающиеся плоскости прогонов, подбалок и ригелей должны быть плотно пригнаны и пристроганы, причем ширина плоскости соприкасания должна быть не менее одной трети диаметра бревна.

Круглые насадки укладываются на головы свай, обделанные в виде квадрата со стеской закруглений и с оставлением шипа. Если сторона указанного квадрата равна a , то размеры шипа делаются следующими:

толщина поперек насадки	$a/3$
длина вдоль насадки	от $a/3$ до a
высота	$a/4$

Глубина гнезда в насадке делается на 5 мм больше высоты шипа.

3. Допускаемое давление на грунт основания.

Как правило фундаменты закладываются на материке, т. е. в пластах грунта, образовавшихся в досовременную эпоху, именно в коренных породах (юрские, каменноугольные отложения), а также и в позднейших образованиях (морены, аллювий, делювий). Материк должен обладать достаточной прочностью для восприятия нагрузки от проектируемого сооружения.

При заложении, в исключительных случаях, оснований не на материке (наносный грунт — так называемые культурные слои, чернозем, торф, смешанный грунт и т. п.) тип основания и фундамента осуществляется по особому проекту.

Допускаемое давление на грунт основания определяется пробными нагрузками, согласно указаниям специальной инструкции КомСТО по строительству.

При отсутствии данных опыта надлежит руководствоваться следующими указаниями в табл. 8.

При заложении на глубину более 2,00 м от поверхности земли приведенные в таблице нормы допускаемых давлений на грунт повышаются на величину $\frac{\gamma}{10000}$, на каждый метр углубления, где γ вес 1 м³ грунта в килограммах.

При заложении на глубину менее 2,00 м от поверхности земли, приведенные нормы подлежат снижению по 0,1 кг/см² на каждые 0,1 м уменьшения глубины заложения против 2,00 м.

Примечания. 1. Глинистые грунты в основании должны быть обеспечены от разрушительного действия текучей воды.

2. Приведенные выше нормы предусматривают, что выпирание грунта из-под фундамента не может иметь места.

Если подстилающий грунт оказывается более слабым, чем тот слой, на котором намечается заложение основания, то надлежит определить то давление, которое приходится на этот более слабый грунт. При определении давления предполагается, что вес сооружения передается от подошвы фундамента под углом φ к вертикали, причем φ угол естественного откоса более слабого грунта. Вычисленное давление должно быть меньше допускаемого давления на более слабый грунт.

Глубину заложения фундамента, при котором можно считать исключенной возможность выпирания грунта, допускается определять по формуле проф. Велзекко:

$$h = H \operatorname{tg}^4\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - b \frac{1 - \operatorname{tg}^4\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{2 \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}, \quad (13)$$

в которой:

h — глубина заложения (в метрах);

H — высота столба грунта (в метрах), эквивалентная давлению от фундамента

сооружения, равная $H = \frac{P}{F\gamma}$, где:

P — давление от фундамента (в килограммах);

F — площадь фундамента (в квадратных метрах);

γ — объемный вес грунта (в килограммах на кубический метр);

ϕ — угол естественного откоса;

b — ширина фундамента (в метрах).

Таблица 8.

Допускаемые давления на грунт, при условии заложения фундамента на глубине 2 м ниже поверхности земли.

№ по пор.	Род грунта	Мощность слоя грунта ниже подошвы фундамента не менее в м	Допускаемое давление в кг/см ²	
			При очень влажном и мокром грунте	При сух. грунте или естеств. влажн.
Глинистые грунты				
1	Слабый глинистый грунт, суглинок со включением ила и мелких органических примесей	—	1,0	1,5
2	Глинистый грунт, суглинок средней плотности	2	2,0	2,5
3	Плотно слежавшаяся глина и суглинок	2	2,5	3,0
	То же	4	3,0	3,5
4	Плотно слежавшаяся глина и суглинок, мергель средней плотности	3	3,5	4,5
5	Особо плотная глина	4	4,0	5,0
6	Очень твердый глинистый грунт с каменной подпочвой (юрская глина)	4	4,5	6,0
Песчаные и гравелистые грунты				
7	Песок мелкий с примесью ила	1	0,75	1,0
8	Песок мелкий чистый	1	1,0	1,5
9	Песок мелкий плотный	1	1,5	2,0
10	Песок средней крупности и плотности	1	2,0	2,5
	То же разрыхленный	1	1,5	2,0
11	Песок средней крупности	2	2,5	3,0
12	Гравелистый грунт	2	3,0	3,5
13	Песок крупный, плотно слежавшийся	4	3,5	4,5
14	Гравий средней крупности, плотно слежавшийся	4	4,0	5,0
15	Гравий крупн., плотнослежавш.	5	5,0	6,0
Скальные грунты				
16	Мягкая скала и сплошные породы слабого камня		от 8	до 12
17	Песчаники и известняки средней твердости		12	18
18	Скальные породы, особо твердые, сплошные		20	40

4. Разные нормы и таблицы.

Коэффициенты устойчивости сооружения против скольжения и опрокидывания должны быть не менее 1,30—1,50.

Величина прогиба балок не должна быть более $1/200$ пролета.

Таблица 9.

Коэффициенты трения f .

№ п/п	Наименование поверхностей	Насухо	В воде
1	Дерева по дереву в среднем	0,50	0,40
	То же со смазкой	0,30	—
2	Дуба по дубу вдоль волокон	0,62	—
3	„ „ „ поперек волокон	0,54	—
4	Дерева по железу	0,50	0,65
5	То же со смазкой и шлифованных поверхностей	0,20	—
6	Дерево по камню	0,55	0,60
7	Дерево (ряк) по растительной земле	0,45	0,35
8	То же по песку	—	0,40
9	То же по глинистому грунту	—	0,30
10	То же по каменной наброске	—	0,60
11	Пеньковый канат по дереву	0,50	—
12	Кожа плашмя по дубу	0,61	—
13	Кожа на ребро по дубу	0,43	0,79
14	Железо по железу	0,15	—
15	То же со смазкой в винтовых нарезках подъемных механизмов	0,12	—
16	Железо по камню	0,45	—
17	То же со смазкой и шлифованными поверхностями	0,30	—
18	Железо по льду	0,027	—
19	Каменная кладка по кладке	0,75	0,62
20	То же по каменной наброске	0,75	0,55
21	То же по растительной земле	0,50	0,35
22	То же по песку	0,50	0,40
23	То же по глинистому грунту	0,40	0,30
24	Каменная наброска по растительной земле	0,60	0,45
25	То же по песку	0,60	0,45
26	То же по гравью	—	0,30
27	То же по каменным наброскам	0,75	0,62
28	Бетон по бетону	0,65	0,50

Таблица 10.

Объемные веса и углы естественного откоса грунтов.

	Наименование грунтов	Вес 1 м ³ грунта в кг	Угол есте- ственного откоса φ°	tg φ
1	Песчано-глинистый сухой	1500	40	0,84
2	" " влажный	1750	35	0,70
3	" насыщенный водой	2000	20	0,36
4	" " в воде	1000	20	0,36
5	Песок сухой	1600	30	0,58
6	" влажный	1800	35	0,70
7	" насыщенный водой	2000	25	0,47
8	" под водой	1000	25	0,47
9	Глина сухая	1500	45	1,00
10	" влажная	1700	40	0,84
11	" насыщенная водой	2000	20	0,36
12	" под водой	1000	20	0,36

	Наименование грунтов	Вес 1 м ³ грунта в кг	Угол есте- ственного откоса φ	tg φ
13	Гравий сухой	1800	35	0,70
14	" мокрый	1850	30	0,58
15	" под водой	1100	30	0,58
16	Каменная наброска из камней разной крупности	1800	45	1,00
17	Каменная наброска из камней разной крупности под водой	1100	45	1,00
18	Растительная земля сухая	1400	35	0,70
19	" " влажная	1600	40	0,84
20	" " насыщ. водой	1800	27	0,51
21	" " под водой	1000	25	0,47
22	Торф сухой	550	—	—

Таблица 11.

Вес в кг одного погонного метра бревен, пластин и лежней без коничности при весе
дерева 750 кг/м³.

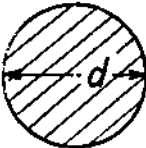
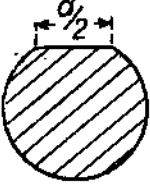
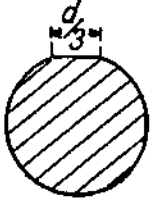
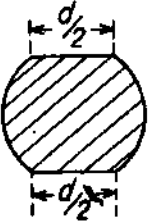
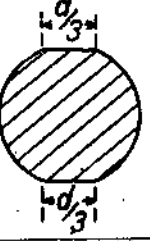
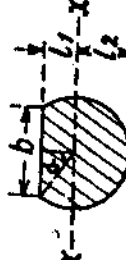
Диаметр d см						
13	10,0	5,0	9,7	9,9	9,4	9,8
14	11,6	5,8	11,2	11,5	10,9	11,4
15	13,3	6,6	12,9	13,1	12,5	13,0
16	15,1	7,5	14,6	15,0	14,2	14,8
17	17,0	8,5	16,5	16,9	16,0	16,7
18	19,1	9,5	18,5	18,9	18,0	18,8
19	21,3	10,6	20,6	21,1	20,0	20,9
20	23,6	11,8	23,0	23,4	22,2	23,2
21	26,0	13,0	25,3	25,8	24,5	25,5
22	28,5	14,2	27,8	28,3	26,9	28,0
23	31,2	15,6	30,3	30,9	29,4	30,6
24	33,9	16,9	32,9	33,7	32,0	33,4
25	36,8	18,4	35,8	36,5	34,7	36,2
26	39,8	19,9	38,7	39,5	37,5	39,2
27	43,0	21,5	41,7	42,6	40,5	42,2
28	46,2	23,1	44,8	45,8	43,5	45,4
29	49,5	24,7	48,1	49,1	46,7	48,7
30	53,0	26,5	51,5	52,6	50,0	52,1
31	56,6	28,3	55,0	56,2	53,3	55,7
32	60,3	30,1	58,6	59,8	56,8	59,3
33	64,2	32,1	62,3	63,6	60,4	63,1
34	68,1	34,0	66,1	67,5	64,2	67,0
35	72,2	36,1	70,0	71,6	68,0	71,0
36	76,4	38,2	74,1	75,7	72,0	75,1
37	80,7	40,3	78,3	80,0	76,0	79,3
38	85,1	42,5	82,7	84,4	80,2	83,7
39	89,6	44,8	87,0	88,9	84,4	88,1
40	94,3	47,1	91,5	93,5	88,8	92,7
41	99,0	49,5	96,2	98,2	93,3	97,4
42	103,9	51,9	101,0	103,1	98,0	102,2
43	108,0	54,4	105,8	108,0	102,5	107,1
44	114,1	57,0	110,7	113,1	107,5	112,2
45	119,3	59,6	115,8	118,3	112,4	117,3

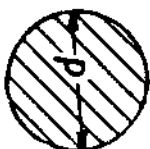
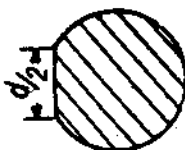
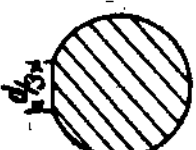
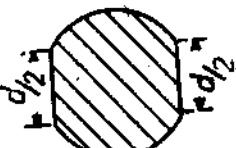
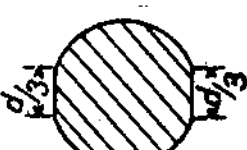
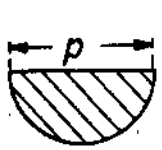
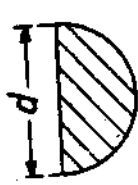
Таблица 12.

Площади поперечного сечения, статические моменты, моменты инерции и моменты сопротивления для круглых и отесанных бревен.

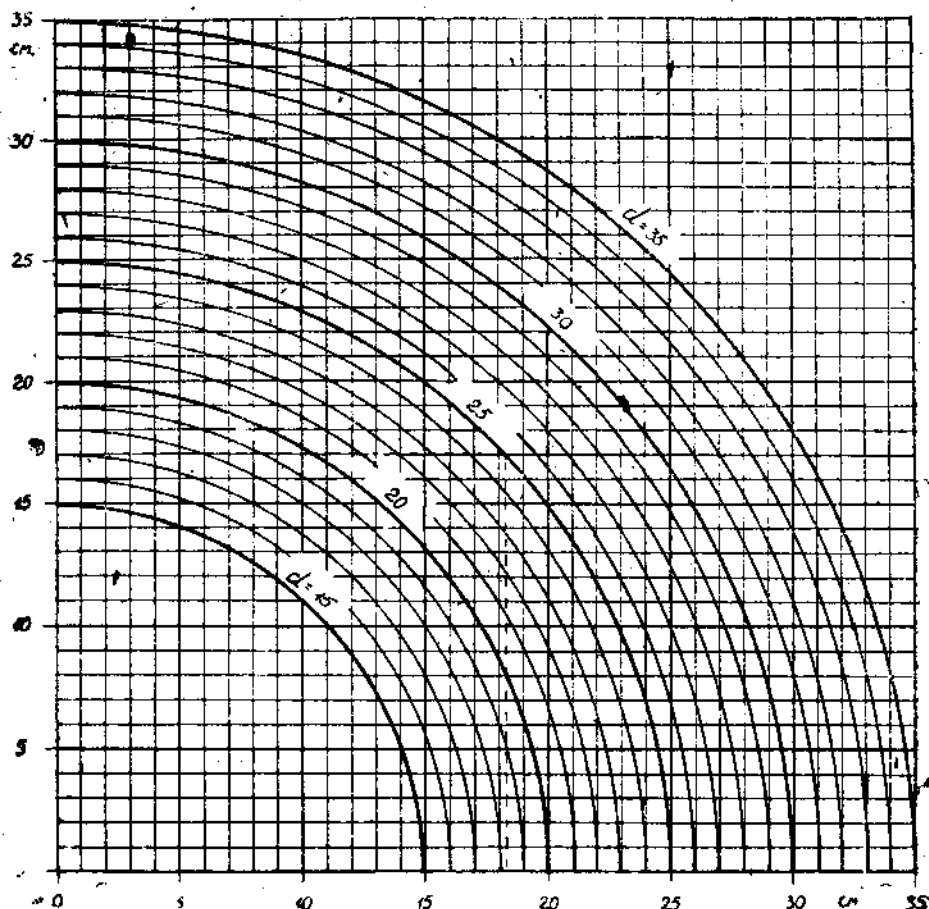
Наименование величин				
Центральный угол, соответствующий срезу	2α	$b = \frac{1}{4}d$	$b = \frac{1}{3}d$	$b = \frac{1}{2}d$
$\sin \alpha$	—	29° $\frac{1}{4}$	39° $\frac{1}{3}$	60° $\frac{1}{2}$
$\cos \alpha$	—	0,968	0,943	0,866
Площадь сечения	$0,785 d^2$	$0,783 d^2$	$0,779 d^2$	$0,763 d^2$
Расстояние нейтральной оси до крайних волокон	$0,5 d$ $0,5 d$	$0,486 d$ $0,496 d$	$0,475 d$ $0,486 d$	$0,447 d$ $0,486 d$
Статический момент части, лежащей выше нейтральной оси	$\frac{1}{12} d^3$	$0,082 d^3$	$0,080 d^3$	$0,073 d^3$
Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести	$0,0491 d^4$	$0,048 d^4$	$0,047 d^4$	$0,044 d^4$
Наименьший момент сопротивления	$0,098 d^3$	$0,096 d^3$	$0,095 d^3$	$0,090 d^3$

Можно принимать во всех случаях $W_x = 0,1 d^3$

Таблица 13. Моменты сопротивления бревен, лесной и пластин в см³

Диаметр см							
13	216	199	211	200	215	108	52
14	269	249	263	250	268	135	65
15	331	306	324	308	330	166	81
16	402	372	393	374	401	201	98
17	482	446	471	448	481	241	117
18	573	530	559	532	570	286	139
19	673	623	658	626	671	337	164
20	785	726	767	730	783	393	191
21	909	841	888	845	906	455	221
22	1045	967	1021	971	1042	523	254
23	1194	1105	1167	1110	1190	597	290
24	1357	1255	1326	1261	1352	679	330
25	1534	1419	1499	1425	1528	767	373
26	1726	1595	1686	1603	1719	863	419
27	1932	1787	1888	1795	1925	966	469
28	2155	1993	2106	2002	2147	1078	523
29	2394	2214	2340	2224	2386	1197	581
30	2651	2451	2590	2452	2641	1326	644
31	2925	2704	2858	2717	2914	1463	710
32	3217	2974	3143	2988	3205	1619	781
33	3528	3262	3447	3278	3515	1764	857
34	3859	3568	3771	3585	3844	1930	937
35	4209	3892	4113	3910	4194	2105	1022
36	4580	4235	4476	4255	4563	2290	1112
37	4973	4598	4859	4620	4954	2487	1208
38	5387	4981	5264	5004	5367	2694	1308
39	5824	5384	5691	5410	5802	2912	1414
40	6283	5809	6140	5837	6260	3142	1526
41	6766	6256	6612	6286	6741	3383	1643
42	7274	6725	7107	6757	7247	3637	1766
43	7806	7217	7627	7251	7777	3903	1895
44	8363	7732	8172	7769	8332	4182	2031
45	8946	8271	8742	8311	8913	4473	2172

Для определения размеров поперечного сечения брусьев, выходящих из круглых бревен, построен график № 1 (черт. 8). По этому же графику определяется ширина стесок (хорда сегмента) при заданной глубине стески (стреле дуги сегмента). Например из бревна $d=30$ см получается брус шириною 18 см и высотой 24 см; при ширине стески 18 см необходимая толщина стески равна 3 см.



Черт. 8. График № 1 для определения размеров бруса и ширины стесок из бревен разного диаметра.

ТАБЛИЦА 14.¹

Важнейшие числовые величины.

Обознач.	Число	Обознач.	Число	Обознач.	Число
π .	314159	g	9,81	$\sin 45^\circ$	$1:2 = 0,7071$
2π .	628318	$1:2g$	0,05097	$\cos 45^\circ$	
3π .	9,42478	g^2	96,16097	$\operatorname{Tg} 45^\circ$	1
4π .	12,56637	$\sqrt{g}$	3,13209	$\operatorname{Ctg} 45^\circ$	$1/2$
$\pi:2$	1,57080	$2\sqrt{g}$	6,26418	$\sin 30^\circ$	$\frac{\sqrt{3}}{2} = 0,8660$
$\pi:3$	1,04720	$\sqrt{2g}$	4,42945	$\cos 60^\circ$	
$\pi:4$	0,78540	$\pi\sqrt{g}$	9,83976	$\cos 30^\circ$	$\frac{1}{2}$
$\pi:6$	0,52360	$\pm\sqrt{2g}$	13,91536	$\sin 60^\circ$	$\frac{1}{\sqrt{3}} = 0,5774$
$\pi:180$	0,01745	$\pi:\sqrt{g}$	1,00303	$\operatorname{Tg} 30^\circ$	
				$\operatorname{Ctg} 60^\circ$	

¹ Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник.

Обознач.	Число	Обознач.	Число	Обознач.	Число
$1:\pi$	0,31831	$\pi:\sqrt{2g}$	0,70925	$\left. \begin{array}{l} \text{Tg } 60^\circ \\ \text{Ctg } 30^\circ \end{array} \right\}$	$\sqrt{3}=1,7321$
$180:\pi$	57,29578	e	2,71825		
π^2	9,86960	e^2	7,38906	Перевод градусов (n°) в радианы (α):	
$1:\pi^2$	0,10132	$1:e$	0,36788		
$\sqrt{\pi}$	1,77245	$1:e^2$	0,13533	$\alpha = \frac{\pi}{180} \cdot n = \frac{n}{27,296}$	
$\pi\sqrt{2}$	4,44288	$\sqrt{e}$	1,64872	обратно	
$\pi:\sqrt{2}$	2,22144	$1:\sqrt{e}$	0,60653	$n = \frac{180}{\pi} \alpha = 57,296 \alpha$	
$\sqrt{2\pi}$	2,50663				

Некоторые буквы греческого алфавита.

α — альфа	η — эта	σ — сигма
β — бета	θ — тета	τ — тау
γ — гамма	λ — лямбда	φ — фи
δ — дельта	μ — мю	χ — хи
ϵ — эпсилон	π — пи	ξ — кси
ρ — ро	$\omega(\Omega)$ — омега	ψ — пси

§ 4. СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ.

1. Дерево.

Для постройки гидротехнических сооружений употребляется преимущественно круглый или пиленный сосновый лес, как более стойкий в отношении загнивания при переменной влажности; кроме того сосновый лес отличается своей прямой, сравнительно легким объемным весом, малым сбегом, малой сучковатостью и прочими хорошими техническими качествами. Рудовая сосна лучше мяндовой.

Еще более стойкой против загнивания является лиственница. Она труднее обрабатывается и под водой становится более твердой. При наличии этой породы ее надо употреблять на части сооружения, соприкасающиеся с грунтом и водой.

Ель быстро загнивает при переменном горизонте воды и потому может употребляться для неответственных частей плотины, например, для внутренних стен ражей. В сухом состоянии ель по крепости мало уступает сосне.

В отношении стойкости к загниванию ель уступает пихта и потому последняя мало пригодна для гидротехнических сооружений.

Наиболее легким из хвойных пород и достаточно стойким против загнивания является кедр.

Из лиственных пород употребляется дуб, отличающийся высокими техническими свойствами в отношении стойкости на загнивание, крепости и вязкости. Ввиду большой стоимости дуб употребляется на мелкие ответственные части, как например: подкладки, подушки, вкладыши, шпонки и нагеля.

Иногда дуб заменяют березой.

а) Стандарты и технические условия. Круглые бревна заготавливаются определенных размеров, установленных общесоюзным стандартом ОСТ 92.

При распиловке круглых бревен на доски необходимо придерживаться также стандартных размеров (ОСТ 93).

Строительные бревна должны удовлетворять определенным требованиям, установленным стандартом 609, выдержки из которого ниже приводятся.

К строительным бревнам в зависимости от сорта предъявляется еще одно требование в отношении допустимости некоторых пороков, перечень которых помещен в том же стандарте 609. Стандарт номенклатуры пороков с их описанием утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации 15/II 1931 г. и опубликован.

ЛЕСНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ХВОЙНЫХ ПОРОД (КРУГЛЫЕ)

ОСТ 92

Толщина (диаметр в верхнем отрубе — без коры)

см

Длина
м

Длина м	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4																													
4,5																													
5																													
6,5																													
7																													
8,5																													
9																													
11																													
13																													
15																													
17																													
19,5																													
2,7; 5,5; 8,2																													

Все размеры установлены для материалов в воздушно-сухом состоянии.

Допуски и методы измерения изложены в стандарте технических условий.

- Примечания: 1. Круглый лес может изготавливаться в комбинированной длине для последующей перерезки на стандартные размеры.
2. Размеры рудничных стоек, балок, мостовых брусьев, переводных брусьев, телеграфных и телефонных столбов и других материалов специального назначения будут установлены особыми стандартами.
3. Толщина для всех размеров длины допускается более указанной.
4. Длина 4,5 м устанавливается как временный размер для ремонта старых зданий (6 арш.).
5. Диаметры — 2,7 м, 5,5 м и 8,2 м устанавливаются как размеры шпального сырья.

Длина в метрах: 4; 4,5; 5; 6,5; 7; 8,5; 9.

Толщина мм	Ширина см																			
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
30	2	3	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
35	2	3	4	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
110	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
130	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Все размеры установлены для материалов в воздушно-сухом состоянии.
Допуски и методы измерения изложены в стандарте технических условий.

- Примечания:
1. Материал может изготавливаться в комбинированной длине для последующей перерезки на стандартные размеры.
 2. До 50% материала в партии может изготавливаться длиной: 2 м, 2,5 м, 3 м и 3,5 м. В брусках сечением от 20 × 25 мм и выше процент брусков по длине от 2 до 3,5 м не ограничивается.
 3. Допускается размер длины в 2,7 м как отход при заготовке шпал.
 4. Ширина необрезанного материала определяется на середине длины доски, учитывая ширины обеих сторон с делением их суммы пополам. Размеры необрезанного материала по ширине устанавливаются от 6 см и выше, с градацией через 1 см.
 5. Длина в 4,5 м устанавливается как временный размер для ремонта старых зданий (6 арш.).
 6. Длины 8,5 м и 9 м устанавливаются как временные размеры; после 1 октября 1928 г. заготовка сырья для указанных размеров не допускается.
 7. Размеры железнодорожных мостовых брусков, половых вагонных досок и планок для снеговых щитов, а также материалов специального назначения для других потребителей устанавливаются особыми стандартами.

Влажность дерева сильно колеблется; так свежесрубленное хвойное дерево содержит в своем весе около 45% воды. После полугодовой сушки дерево становится „полусухим“ с влажностью от 18—23%. Воздушно-сухое дерево после длительной сушки в помещениях содержит от 12 до 18% влаги. Сплавной лес может содержать 60% воды и даже больше.

С изменением влажности меняется вес дерева, как это видно из таблицы 15. Изменение влажности вызывает также или усушку или разбухание дерева; для некоторых пород величины усыхания (или разбухания) приведены в таблице 16.

Из этой таблицы видно, что для одной и той же породы величина усыхания в направлении поперек волокон значительно больше, чем вдоль волокон.

Свойством дерева разбухать в поперечном направлении пользуются при устройстве понурных полов и вообще непроницаемых деревянных стенок; так пол из полу-

OCT 609

Определение. Технич. условия. Правила приемки.

Б. Технические условия.

Бревна строительные с пороками, не допускаемыми для 3-го сорта, составляют брак.

Бревна строительные должны быть очищены от коры (обычная топорная окорка). По соглашению сторон допускается сдача строительных работ в неокоренном виде.

Строительные бревна должны иметь следующий обязательный запас в длине: ¹

При длине до 4 м	от 2 до 4 см	от 4 до 6 см
свыше 4 м	3 5	5 8

Означенный запас должен быть не менее чем в 80% от общего количества бревен данной партии. Допускается 20% от общего количества с меньшим запасом в длине, в том числе до 5% бревен от общего количества с отклонениями от установленных стандартом размеров по длине в сторону уменьшения до 5 см (для всех размеров длины).

а) Общие указания и отбор проб.

Для определения качества бревен, заготовленных в комбинированной длине (долготы), для последующей перерезки на стандартные размеры отбираются до 5% бревен для пробной перерезки на стандартные размеры и полученные результаты процентных соотношений сортов распространяются на все количество бревен данной партии.

¹ Припуски устанавливаются в целях получения стандартных размеров длины готового материала перед употреблением его в дело в оторцованном (опиленном с обоих концов) виде.

6) Обмер бревен.

Измерение толщины бревен производится в верхнем отрубе (в тонком конце) по среднему диаметру (полусумма наибольшего и наименьшего диаметров) в целых сантиметрах, причем доли сантиметра в расчет не принимаются.

Кора при измерении толщины в расчет не принимается.

Бревна, имеющие в верхнем отрубе сучки или утолщения, измеряются, несколько отступя к комлю от места утолщения.

Зарубы и стесы, превышающие допускаемую глубину в комлевой части или оказавшиеся в верхнем конце бревна (см. п. 6^а Технических условий), а также проушины (отверстия для приспособления при сплаве и вывозке) в размер длины не принимаются, и указанные бревна переводятся в ближайший нижний размер стандартной длины.

При определении объема бревен размер припусков (см. п. 6^а Технических условий), равно как и допускаемая нехватка, в расчет не принимаются.

Объем бревен учитывается в кубических метрах.

Таблица 15.

Вес 1 куба дерева разных пород при различной степени влажности.

Наименование пород	В свежесрубленном состоянии	В воздушно-сухом состоянии	В полусухом состоянии
Сосна	860	520	750
Ель	800	450	650
Лиственница	830	590	770
Пихта	830	470	700
Кедр	880	440	680
Ясень	925	750	850
Бук	970	710	860
Граб	990	740	880
Дуб	1025	750	900

Таблица 16.¹

Породы дерева	Линейное усыхание в процентах		
	в направлении волокон	в радиальном направлении	в направлении годовых слоев
Сосна	0,120	3,04	5,72
Ель	0,076	2,41	6,18
Дуб молодой	0,400	3,00	7,55
Дуб старый	0,130	3,13	7,78

сухого леса после разбухания значительно уплотняется; но следует иметь в виду, что очень плотно сделанный настил из сухих досок после разбухания может выпучиться.

6) Предупреждение загнивания дерева. Всякое деревянное гидротехническое сооружение всегда находится в условиях переменной влажности, способствующих

¹ Инж. И. В. Яропольский, Деревянные работы.

загниванию. Практически срок службы деревянного сооружения кончается тогда когда существенно поражаются грибами (загнивают) ответственные части конструкции. Поэтому приобретает громадное значение вопрос о консервации дерева или предупреждении его загнивания путем обмазки или пропитки так называемыми антисептиками или каким-либо иным способом. В настоящее время консервация дерева в гидротехнических сооружениях не получила пока должного распространения и чаще всего применяется в виде примитивного способа осмолки полов, стен, стоек и прочих частей конструкции.

Однако в настоящих условиях можно пользоваться некоторыми антисептиками, чтобы сделать древесину непригодной для питания грибов и тем самым исключить или во всяком случае замедлить гниение.

1. Антисептики маслянистые, употребленные в целом виде.

а) Креозотовое или пропиточное масло—продукт перегонки каменноугольной смолы черного или коричневатого-черного цвета; сильный антисептик.

б) Антраценовое масло или карболинеум—того же происхождения, что и креозотовое масло, но отличается большей вязкостью, меньшей летучестью и меньшими антисептическими свойствами.

в) Смесь креозотового масла с мазутом; последний является растворителем; достаточно 30% содержания в смеси креозотового масла. При ограниченном количестве креозота является наиболее распространенным в настоящее время антисептиком.

г) Нефтяной жидкий пек (газовая смола)—продукт нефти; антисептик более слабый.

2. Антисептики солевые, применяемые в виде водяных растворов:

а) Комбинированные фтористо-натровые антисептики, как например: триолит, маленит и уралит. Являются сильными антисептиками, не имеют запаха, дают возможность окрашивать дерево после консервации; медленно выщелачиваются водой!

б) Фтористый натр несколько уступает по силе предыдущим и легче выщелачивается водой.

в) Хлористый цинк—кроме увеличения стойкости придает дереву еще огнестойкость, но легко вымывается водой.

г) Медный купорос, хороший антисептик, но также легко растворим в воде; неблагоприятно действует на металлы.

Пропитка антисептиками производится или нанесением их на поверхность дерева путем обмазки, опрыскивания или погружения в жидкость, или же под давлением. В последнем случае антисептик проникает на большую глубину.

В деревянных плотинах необходимо предохранять от гниения прежде всего те части, которые находятся в пределах переменного горизонта воды. Части сооружения, всегда находящиеся под водой, сохраняются очень долго; надводные части, всегда находящиеся в воздухе, также сохраняются значительно дольше частей, расположенных в условиях частого смачивания и высыхания. Поэтому, применив наиболее рациональный способ консервации лишь к тем частям сооружения, которые подвергаются прежде всего загниванию, можно по крайней мере удвоить срок службы сооружения и тем самым капитальные вложения сделать значительно эффективнее для народного хозяйства.

2. Железо.

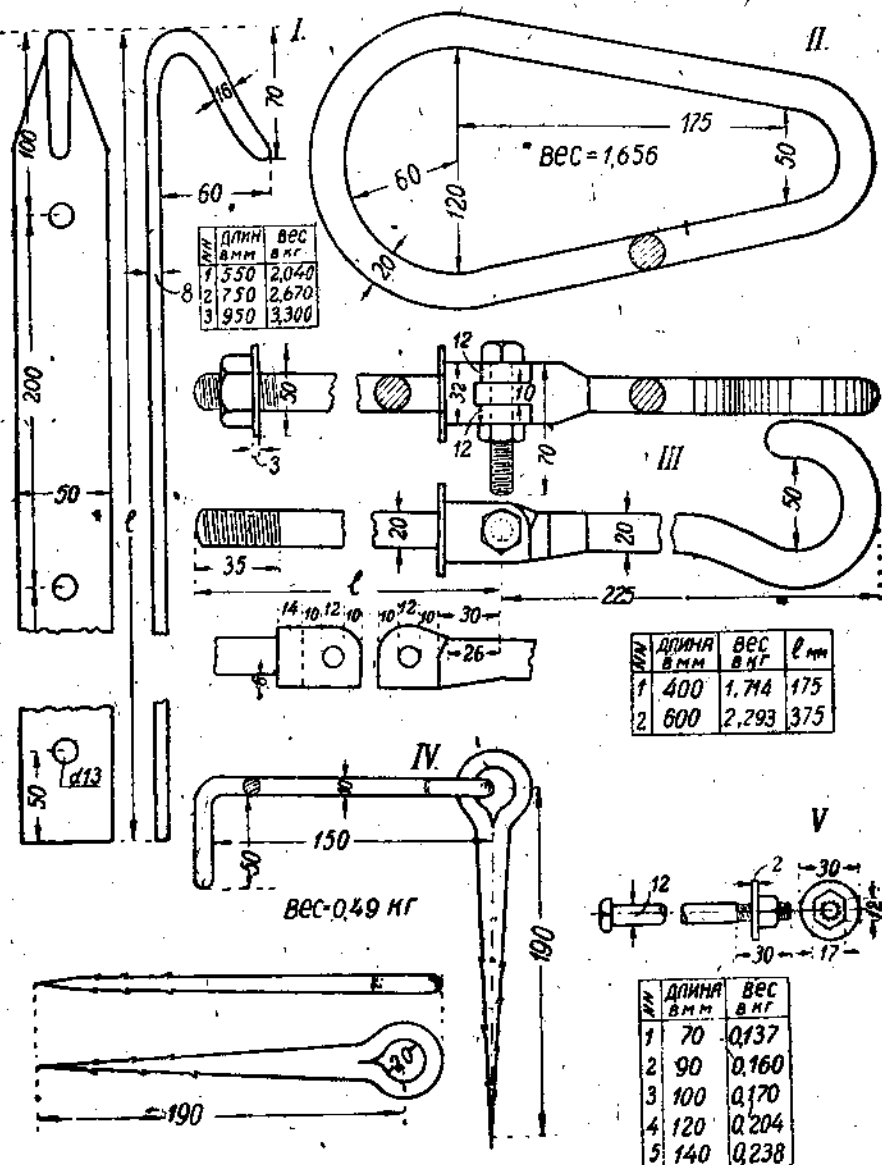
В деревянных плотинах железо применяется для соединения отдельных деревянных частей сооружения в виде разного рода поковок: болтов, скоб, гвоздей и т. д. В большинстве случаев железные поковки не работают и потому не рассчитываются. Количество гвоздей, болтов, скоб и т. п. определяется обычно по установленным старой практикой нормам и потому к последним нужно критическое отношение.

Везде, где возможно, необходимо конструировать узлы таким образом, чтобы обходиться или вовсе без железа или с минимальным его количеством.

Кроме того поковки должны иметь как в поперечном сечении, так и в длину минимальные размеры, действительно необходимые для прочного соединения частей между собою или обеспечения благодаря им работы деревянных элементов.

Так, для соединения бревен и брусев между собой, как-то составного корня,

варных насадок, стоек со сваями и т. д. достаточно употреблять винтовые болты диаметром 20 мм. Для соединения схваток из пластин, анкерных тяг употреблять болты $d = 16$ мм, для прикрепления крючьев к щитам — болты $d = 12$ мм. Под гайки и головки болтов необходимо подкладывать шайбы. На черт. 10 показаны размеры частей болтов; полный вес их помещен в табличках. Такие же сведения даны и для других поковок.



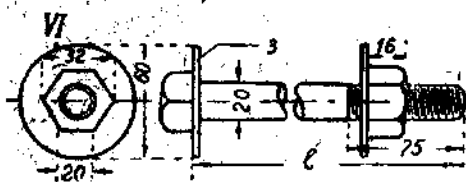
Черт. 9. I — крюк для щитов; II — петля для захвата крюков; III — крюк для шандора; IV — крючок для удержания съемных стоек; V — винтовой болт для щитов.

Винтовые болты могут быть заменены специальными винтами для дерева или глухарями. В тех случаях, когда требуется плотно прижать брусья, но установка винтовых болтов невозможна, следует пользоваться обязательно глухарями, как например для плотного соединения прижимного бруса на короле с насадкой, закрытой поперечным полом.

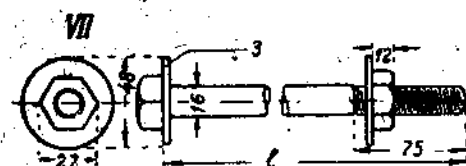
Общесоюзные стандарты винтов для дерева (шурупов и глухарей) ГОСТ 190,

191 и 192 к сожалению ограничивают массовое производство винтов длиной в 250 мм, которые совершенно недостаточны для крепления брусьев деревянных конструкций. Поэтому, пока не будет увеличена длина винтов по стандарту до 500—600 мм, придется пользоваться глухарями кустарного производства.

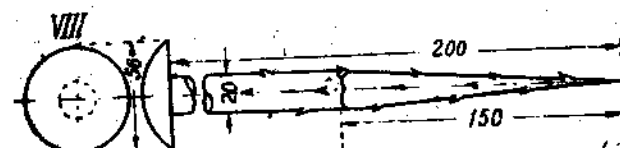
Ершенье болты заменить в полной мере глухарей не могут, так как они не дают хорошей натяжки при забивке ударами и сдают.



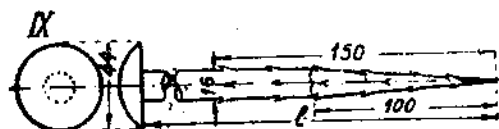
№	Длина в мм	Вес в кг	№	Длина в мм	Вес в кг
1	350	0,924	6	600	1,516
2	400	1,080	7	650	1,632
3	450	1,166	8	700	1,749
4	500	1,273	9	750	1,838
5	550	1,389			



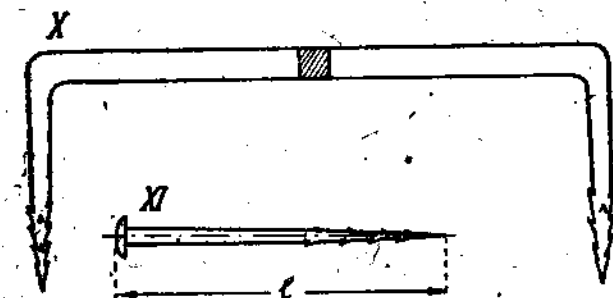
№	Длина в мм	Вес в кг	№	Длина в мм	Вес в кг
1	350	0,700	6	600	1,097
2	400	0,779	7	650	1,174
3	450	0,858	8	700	1,253
4	500	0,937	9	750	1,331
5	550	1,016			



№	Длина в мм	Вес в кг
1	350	0,667
2	450	0,913
3	550	1,160



№	Длина в мм	Вес в кг
1	350	0,470
2	450	0,639
3	550	0,790



XI. Гвоздь

№	Длина в мм	Вес в кг
1	125	0,164
2	150	0,183
3	175	0,204
4	200	0,273

Черт. 10. VI — винтовой болт для соединения брусьев; VII — винтовой болт; VIII и IX — ершенье болты; X — скоба весом 1,085 кг; XI — ершенье гвоздь.

Для менее ответственных соединений употребляются скобы и ершенье болты. Последние забиваются в предварительно высверленную дыру.

Для подъема щитов употребляются крючья из полосового железа (черт. 9).

Для подъема шандор применяются специальные крюки; одна часть его с помощью гайки закрепляется в шандоре, и повороту ее вокруг оси препятствует конец болтика, на котором, как на оси, вращается вторая часть, собственно крюк.

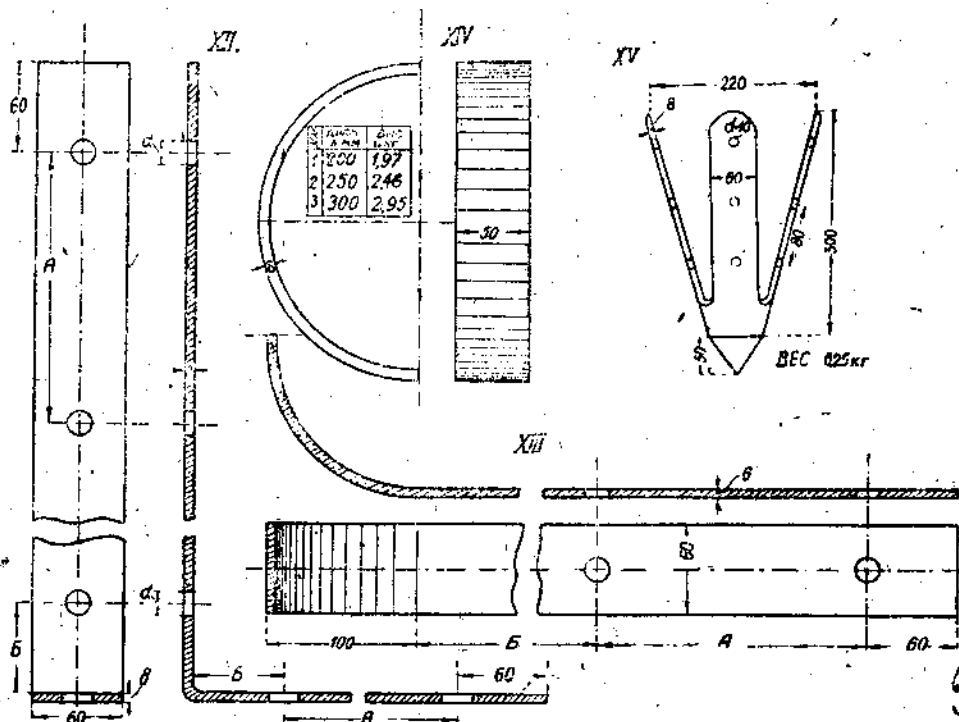
Для захватывания крюков и крючьев при подъеме шандор и щитов служит петля, которая, будучи подвешенной на веревке, с помощью багра надевается на крюк.

Съемные стойки удерживаются с помощью крючков, укрепляемых на мостике. Постоянные стойки крепятся угольниками (черт. 11).

При забивке свай во избежание размочаливания от ударов на верхний конец свай насаживается бугель; при твердых грунтах на нижний заостренный конец свай надевается башмак, железный или чугунный.

3. Мох.

Мошение камнем откосов земляных дамб следует производить на слое песчано-гравелистой подсыпки или на мху для предупреждения вымыва мелких частиц грунта из промежутков между камнями.



Черт. 11. XVII — угольник; XIII — хомут; XIV — бугель; XV — башмак.

Но применение моха не ограничивается только этим. Мох обладает весьма ценным свойством быстро заилиться. В рыхлом состоянии мох легко пропускает воду; после уплотнения присыпкою грунта фильтрация через мох и земляную пригыпку с течением времени быстро уменьшается. Частицы грунта задерживаются густой сеткой из волокон моха; в дальнейшем, принесенные фильтрующей водой, мелкие частицы закупоривают оставшиеся промежутки. В конце концов образуется весьма трудно проницаемый слой, состоящий из моха и частиц грунта. Просочившаяся через этот слой, вода стекает по волокнам моха.

Чем больше в грунте мелких частиц, а в воде ила, тем скорее происходит заиливание моха.

Это свойство моха надо использовать при устройстве временных сооружений: перемычек, простых плотин и обязательно выстилать поверхность напорной грани сооружения до высоты земляной присыпки и поверхность земли перед ней слоем моха, а затем насыпать грунт, лучше песчано-глинистый.

Применение моха в ответственных сооружениях не может быть рекомендовано без предварительных исследований вследствие его недолговечности (сравнительно быстрого загнивания). Во время ликвидации подмывов мох весьма полезен.

Объем мха в уплотненном состоянии примерно в четыре раза меньше объема того же мха в рыхлом состоянии, в куче.

4. Прочие стройматериалы.

Кроме перечисленных выше материалов при постройке деревянных плотин употребляются следующие:

а) Камни булыжные или рваные для отмостки или отсыпки откосов, устройства гребер, фильтров.

б) Фашины легкие и тяжелые (с камнем), фашинные тюфяки, прутяные канаты для укрепления dna реки ниже плотины, откосов сопрягающих дамб, dna и стенок быстотоков. Кроме того из хвороста делается выстилка откосов и dna каналов, устраиваются плетни. Хворост готовится из лиственных пород: ивы, вербы, березы и др.

в) Колья, толщиной 5—10 см для устройства плетней.

г) Гравий и песок, просеянные через грохот для устройства фильтров.

д) Войлок, прокладываемый между брусками в короле, в составных стойках, горизонтальном шпунте для обеспечения водонепроницаемости соединений брусков.

е) Толь, заменяющий дорогой войлок и употребляемый в качестве прокладки на сравнительно больших площадях, например между верхним и нижним полами между двойными стенками в контрфорсных плотинах. Для этой же цели употребляются асфальтированное полотно и рубероид.]

§ 5. НЕОБХОДИМЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

Перед началом проектирования нужно располагать всеми необходимыми материалами, позволяющими составить проект сооружения.

При отсутствии каких-либо данных некоторые части, а иногда и весь проект, будут необоснованы. При постройке сооружения могут обнаружиться обстоятельства, указывающие на непригодность проекта; иногда отсутствие полных материалов вызывает необходимость делать в некоторых частях сооружения разного рода запасы, удорожающие сооружение и вызывающие непроизводительные расходы.

Поэтому нужно принять за правило и строго его соблюдать, чтобы перед составлением проекта были произведены подробные изыскания и материалы последних тщательно обработаны.

Все же, если приходится составлять проект при неполных материалах, то такой проект будет лишь эскизным, предусматривающим необходимость до приступа к постройке выполнения определенных исследовательских работ и составления подробного технического проекта. В частном случае на основании материалов дополнительных исследований могут подтвердиться все положения эскизного проекта, или потребуются в последнем лишь незначительные изменения, легко выполнимые при производстве работ, которое в таком случае может не задерживаться составлением подробного проекта.

Для составления проекта необходимы следующие материалы:

1. Данные о гидрологическом режиме реки и ее бассейна. Сведения о метеорологических станциях в бассейне и результаты наблюдений на них.

Таблицы или графики колебаний горизонта воды на водомерных постах в разных местах реки, притоков и озер.

Расходы воды в реке и кривые зависимостей их величины от высоты уровня воды.

Сведения о зимнем режиме и о ледоходах.

Сведения о наносах.

2. Плановый материал.

Карта бассейна реки и данные о характере его рельефа. План или всей реки или того участка, который обслуживается сооружением.

Подробный план предполагаемого места расположения сооружений в масштабе 1:500 — 1:2000.

Продольный профиль реки.

Поперечные профили.

3. Геологические данные.

Общие сведения по гидрогеологии бассейна и реки.

Геологические разрезы по продольным профилям проектируемых каналов и поперечным профилям в местах сооружений.

Образцы грунтов оснований и карьеров.

4. Экономические сведения о районе работ.

Общая характеристика экономики района, особенности и направления ее развития.

Причины, вызывающие необходимость постройки сооружений, проекты которых предполагается составлять.

Все данные, необходимые для экономического обоснования проекта: грузооборот пути, потребности воды и водной энергии и т. д.

Материалы, нужные для составления проекта, примерно определяют задание и объем исследовательских работ, результаты которых после их обработки и должны послужить основанием для проектирования.

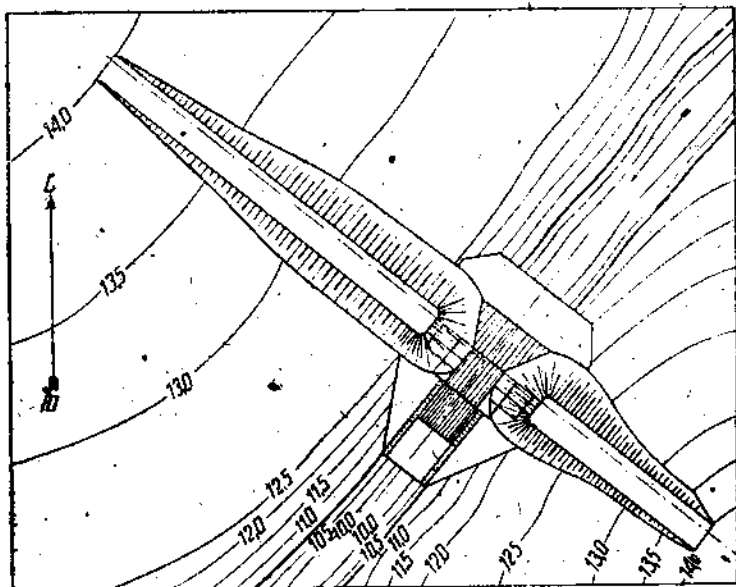
§ 6. МЕСТОРАСПОЛОЖЕНИЕ ПЛОТИН.

По условиям топографическим, геологическим и водного хозяйства устанавливается пригодный для плотины участок реки. Наиболее подходящее для плотин место закрепляется поперечным профилем, по которому и разбивается продольная ось плотины. Обычно водоспуск или плотина располагается своей продольной осью перпендикулярно к направлению течения. При этом продольная ось отверстия плотины должна иметь такое расположение в отношении русла реки, чтобы подход воды или плавающих предметов к плотине был удобным; выход воды из плотины должен быть такого направления, чтобы струя плавно сопрягалась с естественным направлением течения в реке. По размещению плотины в поперечном профиле реки может быть два основных случая.

Первый случай: плотина расположена в русле реки или в самой пониженной точке долины (черт. 12); если при этом один из берегов крутой, то соответствующий устой плотины непосредственно врезывается в этот берег, если же один или оба берега пологие, то продолжением устоя обычно являются земляные дамбы, проходящие по берегам до отметок, соответствующих верху плотины. При таком расположении водоспуска необходимо обратить внимание на возможность продольного течения воды вдоль дамбы от берегов к отверстию и уноса с их откосов частиц грунта.

Описанное расположение является наиболее частым при постройке низконапорных плотин на реках.

Второй случай: плотина располагается в поперечном профиле на сравнительно высокой отметке (черт. 13), причем отвод воды от плотины производится

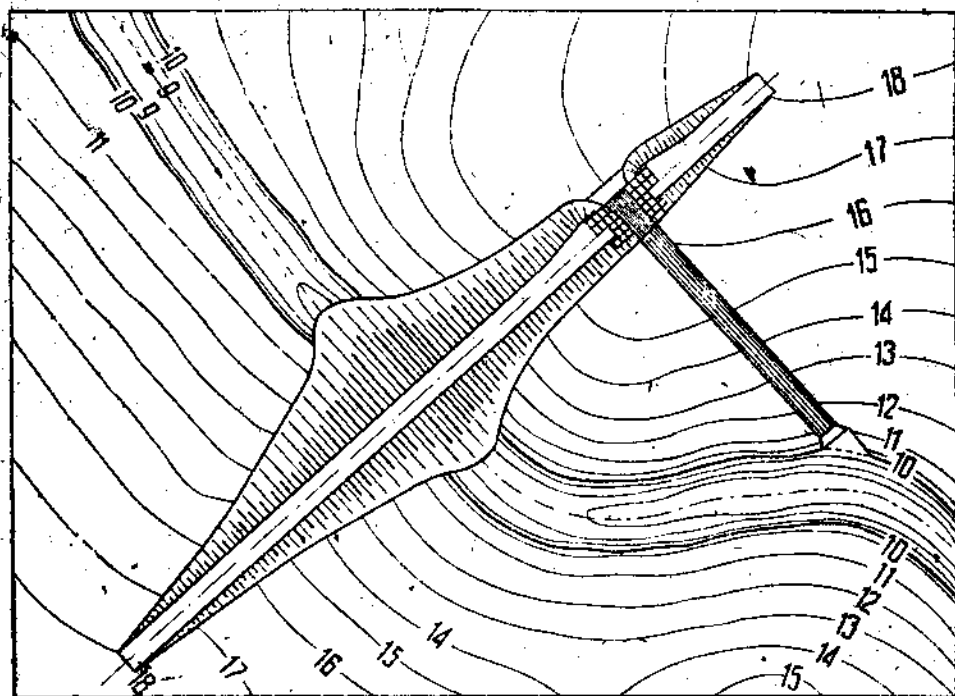


Черт. 12.

Частным случаем второго расположения может быть такое, когда русло реки закрывается наглухо земляной или другой плотиной, а водоспуск устраивается в стороне с выпуском воды иногда даже в другую долину.

При расположении плотин в русле реки порог плотины закладывается или на дне реки или возвышается над дном.

Если в плотине с относительно большим напором по каким-либо соображениям нельзя сделать большую толщину переливающегося слоя воды, то приходится значительно повышать порог над дном реки и, значит, делать большой высоты флютбет. В этом случае бывает выгоднее перенести плотину на берег, на более



высокие отметки поверхности земли, а русло реки закрыть дамбой, как это сказано во втором случае расположения плотин.

Если плотина входит в состав целого узла сооружений, то размещение ее должно быть согласовано с требованиями для других сооружений. Например, судовой шлюз должен иметь удобные подходы и выходы для судов, шлюз и гидростанция должны быть защищены от ледохода, а плотина с наименьшими затруднениями пропускать лед.

Приступая к проектированию деревянных плотин, необходимо располагать всеми материалами, вполне освещающими гидрологический режим реки и ее бассейна, топографию и геологию района расположения сооружения; необходимы также основные сведения по экономике района работ.

Ислагаемый ниже метод проектирования предполагает классификацию плотин по их характерным признакам.

1. Типы плотин.

Наиболее существенной частью каждой плотины является ее флютбет. Конструкции флютбетов находятся в прямой зависимости от характера грунта основания и делятся на три типа:

- 1) свайные,
- 2) ряжевые,
- 3) смешанные или свайно-ряжевые.

Первый и третий типы пригодны для грунтов, допускающих забивку свай, второй для грунтов, не допускающих забивку свай.

В зависимости от возвышения верха флютбета над поверхностью грунта основания они делятся на два типа:

- 1) флютбеты с низким порогом, горизонтальные,
 - 2) флютбеты с повышенным порогом и наклонными понуром и сливом.
- Описание типов флютбетов сделано в главе V.

По особенностям конструкции, преимущественно надфлютбетных частей, плотины делятся на три типа:

- 1) ряжевые плотины,
- 2) стоечно-обшивные плотины,
- 3) контрофорсные плотины.

Плотины ряжевые являются наиболее старым типом этого рода сооружений. Все капитальные деревянные плотины, построенные до сих пор, являются ряжевными. Они строятся и для сравнительно больших напоров, до 7—10 м.

Эти плотины отличаются массивностью своих устоев и бычков и требуют для своего устройства много лесоматериалов. Для возведения устоев необходимо выполнение больших земляных работ по отрытию котлована, а затем по загрузке ящиков ряжей и пазух.

Положительным их качеством является простота исполнения и большая сопротивляемость даже тогда, когда отдельные части плотины начали гнить.

Ремонт устоев, у которых раньше всего загнивают лицевые стены, обходится дорого, требует разборки старых стен и больших земляных работ.

Плотины стоечно-обшивные отличаются устройством деревянных стен из пластин или досок, опирающихся на забитые в грунт сваи и поддерживающих земляную загрузку. Для большей прочности верхние части свай удерживаются анкерами, число последних весьма большое, некоторые из них пересекаются. Эти плотины требуют меньше лесоматериала, меньшего объема земляных работ по выемке котлованов, но зато сложнее в исполнении благодаря наличию многих соединений; последние быстро расстраиваются вследствие работы при переменном горизонте воды и требуют большего количества железа, чем ряжевые плотины.

Постройка стоечно-обшивных плотин для напора больше трех метров значительно усложняется благодаря необходимости устройства двух рядов анкеров, верхних и нижних, без которых сваи не выдерживают давления грунта; поэтому применение этого типа плотин сильно ограничено величиной напора. Распространены стоечно-обшивные плотины в местностях небогатых лесом и в частности в среднем и нижнем Поволжье. На судоходных путях этот тип плотин не строился.

Ремонт устоев стоечно-обшивных плотин также сложен, требует отрытия большого количества загрузки; потребность в ремонте этих плотин больше чем ряжевых.

В общем этот тип плотин пригоден для небольших напоров и рекомендовать его для ответственных плотин не приходится.

Плотины контрофорсные являются сооружениями, мало распространенными до сего времени, и отличаются следующими особенностями. Горизонтальная сила от давления воды воспринимается специальными опорами, представляющими собой вертикальные фермы, составленные стойками или сваями и подкосами. Такие опоры, называемые контрофорсными, располагаются на определенном расстоянии друг от друга и воспринимают на себя силу давления воды, передавая ее в свою очередь на флютбет плотины или непосредственно на грунт основания.

На устройство этих опор лесоматериала расходуется очень мало и все элементы благодаря возможности, хотя бы приближенного их расчета могут быть сделаны минимального сечения, используя рационально весь материал.

Вместо больших по объему и дорогих по исполнению устоев плотин ряжевых и стоечно-обшивных, в этом типе устраиваются весьма легкие опоры, по которым в береговых частях плотины возводятся непроницаемые стенки, поддерживающие подпорный горизонт воды. Выемку под устоем производить нет надобности, за исключением котлована для понурного непроницаемого пола плотины, если он устраивается; нет надобности производить загрузку устоев. Сопряжение деревянных частей плотины с берегом или земляной дамбой производится путем проникновения упомянутых выше стенок в тело дамбы или в грунт берега.

Нижние части плотин всех этих трех типов между собой в основном сходны и отличаются только в деталях. Так например, для плотин контрфорсных иногда забиваются высокие сваи, которые своим нижним концом, забитым в грунт, входят в состав флутбета и верхним концом входят в состав вертикальной фермы — контрфорса.

2. Типовые проекты плотин.

Плотины ряжевые и контрфорсные строятся с любым из вышеперечисленных типов флутбетов; плотины стоечно-обшивные по особенностям их конструкции строятся обычно на грунтах, допускающих забивку свай, и потому их флутбет располагается на сваях; но может быть разработана конструкция и стоечно-обшивных плотин на ряжевом основании.

Кроме того величина напора плотины и величина передвигающегося слоя воды через них также оказывают значительное влияние на отдельные части плотины. Потому и проекты плотин разных типов с разными флутбетами и разными напорами на короле, например $H=2, 3$ и 4 м, будут существенно отличаться между собою.

Некоторое, менее значительное, влияние на конструкцию плотины оказывает величина отверстия.

Таким образом, чертежи плотин находятся в зависимости от самых разнообразных грунтовых условий, влияющих как на конструкцию флутбета, так и на его размеры при одних и тех же прочих условиях; зависят от типов флутбетов, типов плотин (надфлутбетных частей), величины напора плотины, толщины переливающегося слоя, отверстия, местных условий их работы, назначения и других причин.

Желание удовлетворить проектирующие организации типовыми чертежами для всех разнообразных условий работы плотин привело бы к необходимости изготовлять огромное количество разнообразных проектов, значительная часть которых бесспорно никогда не использовалась бы.

Мы считаем, что в деревянных плотинах надо выделить самое существенное, самое характерное и наиболее часто применяемое на практике от менее существенного и не решающего.

Это существенное и должно быть дано типовыми чертежами, представляющими собою сочетание отдельных частей сооружения для наиболее часто распространенных случаев постройки плотин.

Типовыми чертежами надо пользоваться именно как типовыми, как характерными, как примерами конструктивного оформления; творческая мысль проектировщика не должна быть связана и ограничена той комбинацией отдельных элементов плотины, которая изображена на типовом чертеже.

Размеры сооружения по типовому чертежу при проектировании могут быть увеличены или уменьшены, может быть использована лишь только какая-либо часть типового проекта, пригодная для данных условий постройки сооружения.

Нельзя, как правило, проектировать и строить плотину в точности по типовому чертежу, сделанному для отвлеченных условий, нельзя типовым чертежом для плотин пользоваться как стандартом.

Попутно надо отметить, что и в деле постройки деревянных плотин не только

не исключена стандартизация, но она весьма необходима. Так например, изготовление отдельных частей деревянных гидротехнических сооружений в особенности для районов с привозным лесом, должно быть стандартизовано уже теперь; это же замечание относится и к целым мелким сооружениям, мало зависящим от местных условий.

Прилагая высказанные выше положения о типовых чертежах к деревянным плотинам, необходимо отметить следующее:

а) Наиболее распространенным (не менее как на 95%) флютбетом является флютбет на сваях. Поэтому типовые чертежи должны давать конструкцию свайного флютбета в сочетании с плотинами разных типов.

Флютбеты ряжевые для плотин контрофорсной и ряжевой рассматриваются как вариант; тоже относится и к свайно-ряжевому флютбету.

б) В надфлютбетной части плотин наиболее существенным является характер конструкции, а потому должны быть даны типы ряжевой, контрофорсной и стоечно-обшивной плотин на свайном основании.

Учитывая их область применения, типовые чертежи для контрофорсной и стоечно-обшивной плотин даются для напоров на пороге $H=2$ м и 3 м, а для ряжевых, как массивных плотин, для $H=2, 3$ и 4 м.

В случае, если для какой-либо ряжевой или контрофорсной плотины надобно применить ряжевое основание, то достаточно на соответствующем типовом чертеже плотины на свайном основании пристроить ряжевое; сделать это не трудно, так как пограничные части у них одинаковые.

Очевидно, влияние всех местных условий и соответствующих им размеров отдельных частей плотины: грунта, напора, отверстия и так далее должно сказаться в изменении соответствующих частей типового чертежа.

В дополнение к типовым чертежам всего сооружения или его значительной части должны быть разработаны детали отдельных узлов.

3. Порядок составления проекта.

Располагая типовыми чертежами и деталями, легко запроектировать для конкретных местных условий плотину избранной конструкции.

В основном составление проекта заключается в следующем.

а) Установление основных размеров плотины и вычерчивание ее схемы-контура. По расчетному расходу воды и соответствующей ему отметке горизонта воды нижнего бьефа для принятых напора на пороге и высоты расположения последнего с помощью графика № 2 (прилож. 1, см. атлас) определяется ширина отверстия. Последнее разбивается в случае надобности на более мелкие отверстия съёмными или постоянными стойками или промежуточными опорами.

На поперечном профиле реки вычерчивается контур отверстия, верх плотины и сопрягающих дамб с их откосами (черт. 14, 15, 16).

По характеру грунта и величине напора плотины задаются подземным контуром сооружения и размерами его отдельных частей: понура, водобоя, слива. Шпунты и сваи обозначаются линиями, флютбет, глиняные подушки, фильтры — контурами. Горизонтальные расстояния между элементами даются размерами, а вертикальные — отметками.

Ряжевое основание изображается общим контуром с линиями по осям стен как наружных, так и внутренних.

Если порог плотины значительно выше горизонта воды или дна нижнего бьефа, то сопряжение бьефов производится путем устройства перепадов или быстотоков. С помощью гидравлических расчетов по графику № 4 (прилож. 2 см. атлас) и соображений § 20 устанавливают основные размеры всего подземного контура сооружения.

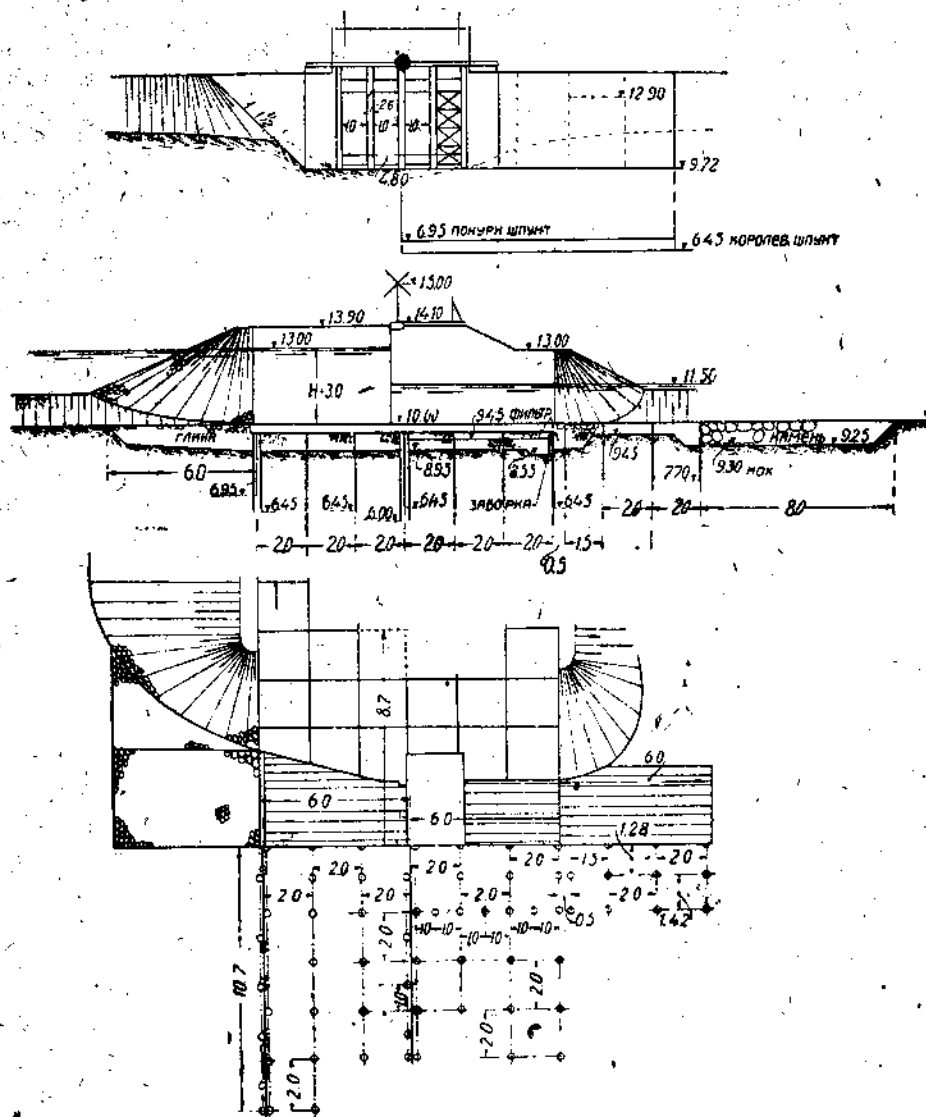
По высоте плотины устанавливаются размеры устоев, бычков и контрофорсов в плане. Ряжевые устои и бычки вычерчиваются линиями по осям стен, контрофорсы и стоечно-обшивные устои и бычки — контурами.

На плане сваи изображаются кружками, стойки — прямоугольниками.

Полученные таким образом фасад, разрез по отверстию и план плотины

между собою увязываются и дополняются планом свайного основания. Если плотина симметрична относительно продольной оси, то план можно чертить только для половины сооружения.

Схема-контур плотины, состоящая из фасада, разреза и плана, дает все основные размеры сооружения и в случае проектирования обычных типов плотины делает ненужным вычерчивание конструктивного чертежа сооружения.



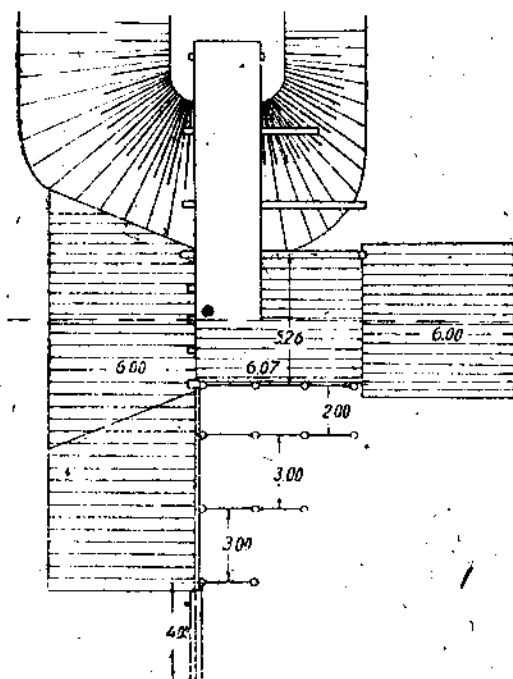
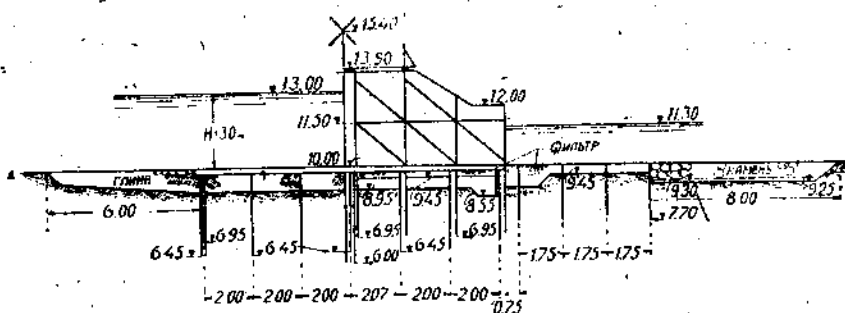
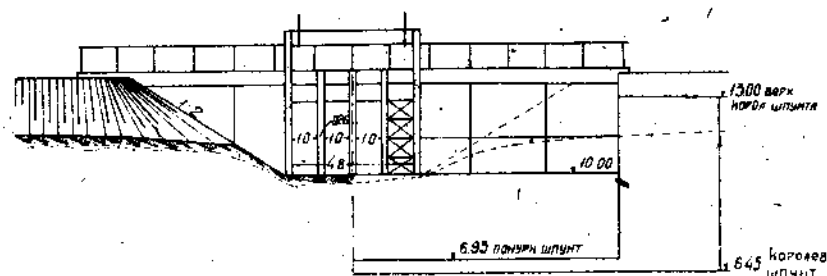
Черт. 14. Схема-контур рязевой плотины.

б) Выбор типа плотины. По назначению плотины, наличию строительных материалов, ответственности плотины и другим соображениям выбирается определенный тип надфлюбетной части плотины (пункт 1-й этого параграфа).

Затем подыскивается ближайший по напору типовый проект и детали его узлов.

в) Статические расчеты и определение размеров элементов плотины и окончательное установление ее основных размеров. Расчеты элементов плотин следует производить по графикам, которые дают результаты достаточной для практики точности; порядок расчета может быть следующий.

1. Расчет затворов. По графикам № 10 и № 11 (прилож. 7 и 8) определяются максимальные изгибающие моменты и по шкалам № 2 и № 3 (черт. 4, 10) подбирается сечение стоек. Для возвышения верхней опоры стойки над горизонтом



Черт. 15. Схема-контур контрфорсной плотины $H = 3$ м.

воды верхнего бьефа на 0,70 м размеры стоек определяются сразу по графикам № 7 и 12 (прилож. 4 и 9). Расчет щита делается по графику № 6 (прилож. 3).

2. Расчет служебных и проезжих мостов и в частности упорных балок производится по серии графиков за № 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20 (гл. IV черт. 3, 5, 6, 7, 11, 12, 13 и прилож. 10), в зависимости от нагрузок и величины давления верхних концов промежуточных стоек на упорные балки.

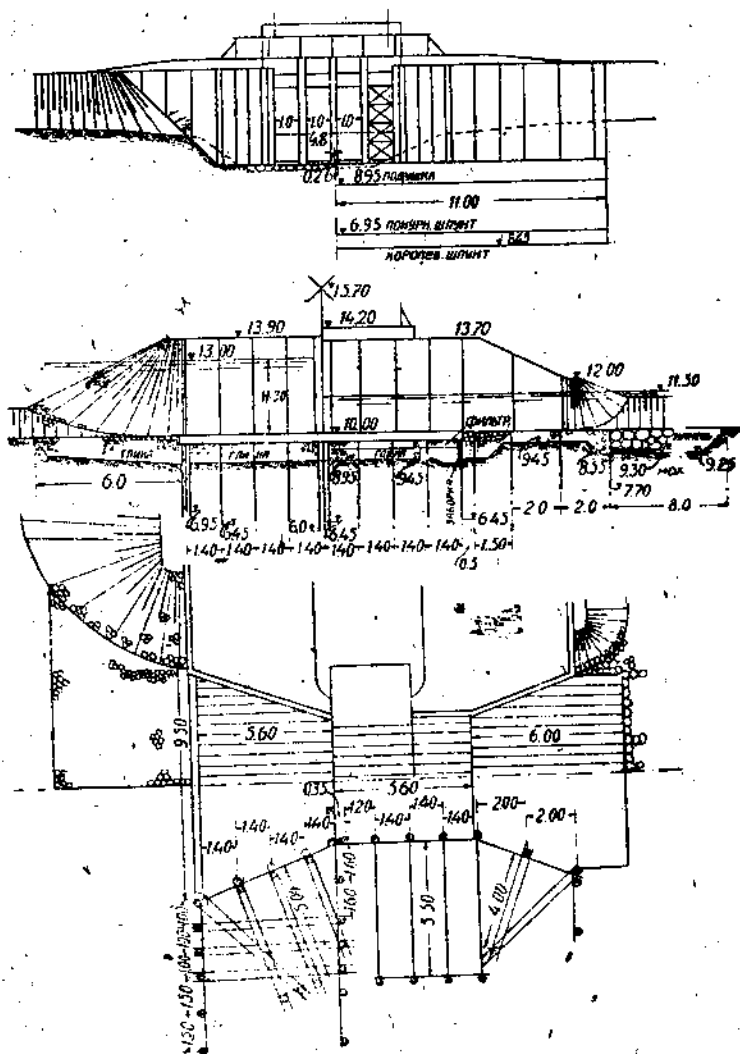
По размерам элементов моста и нагрузкам подсчитываются горизонтальные реакции упорных балок и вертикальные реакции прогонов моста, опирающихся на устой, бычки и контрфорсы.

3. Расчет флютбета плотины. Определяют толщину флютбета или по расчету или по конструктивным соображениям.

Для флютбета на сваях (§ 22) делают расчет полосы между серединами двух соседних со стойкой отверстий; по величине горизонтальной силы, передаваемой стойкой на флютбет и определенной при расчете затворов, определяют глубину забивки и размеры свай; одновременно проверяется принятая по условиям фильтрации глубина забивки шпунтовых линий.

Для ряжевого флютбета делают проверку на скольжение для целой секции плотины (§ 21).

4. Расчет устоев. Ряжевые устои рассчитываются на устойчивость их под действием распора земли со стороны берега или дамбы; затем рассчитывается



Черт. 16. Схема-контур стоечно-обшивной плиты.

свайное основание устоя. Аналогичный расчет делается для ряжевого устоя на ряжевом основании (§ 30, 31 и 33).

В стоечно-обшивных устоях рассчитываются стенка и поддерживающие их сваи или стойки, анкерные тяги и анкерные сваи (§ 36, 37, 38, 39 и 40).

При расчете устоев учитывается влияние нагрузки от моста, расчет которого ранее произведен.

5. Расчет контрофоров и бычков. По горизонтальным силам, действующим непосредственно на контрофорс и передаваемым от рассчитанных ранее опорных балок служебного мостика, рассчитываются элементы контрофорса; при этом учитывается и вертикальная нагрузка на стойки или сваи от моста.

6. Расчет ворот для подъема шита, а также установление размеров нерассчитываемых частей плотины как например — ледорезов.

Большинство расчетов производится по составленным графикам. Детали узлов принимаются те, которые разработаны для типовых проектов, если нет надобности, в конструировании новых узлов.

Расчет отдельных частей плотины может несколько изменить принятые раньше основные размеры плотины.

г) Составление пояснительной записки может быть выполнено по следующей программе:

1. Назначение сооружения. Если проектируемое сооружение входит в состав большого проекта, то необходимо отметить значение и связь его с другими сооружениями.

2. Общее гидрологическое, топографическое и гидрогеологическое описание реки и бассейна с детальным описанием участка, где располагается сооружение.

3. Гидравлические расчеты (отверстие, сопряжение бьефов).

4. Гидротехнический расчет (установление подземного контура сооружения размеров флутбета).

5. Статические расчеты в порядке, изложенном в пункте 3-в.

6. Экономическое обоснование работ.

д) Состав проекта. Проект сооружения должен содержать следующие документы:

1. Пояснительную записку.

2. Смету с подсчетами количества работ и стоимости по расценкам всего сооружения.

3. Чертежи: общий план бассейна реки; план месторасположения сооружения; продольный профиль реки; поперечные профили; геологические разрезы; графики и кривые, характеризующие гидрологический режим реки; схема-контур сооружения; типовый чертеж плотины; детали; общий конструктивный чертеж плотины (фасад, разрезы и план), если проектируемое сооружение не может быть точно выражено схемой-контуром и типовым чертежом с деталями.

ГЛАВА ВТОРАЯ.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ.

§ 8. РАСЧЕТ ОТВЕРСТИЙ ПЛОТИН.

Почти во всех случаях расчета отверстий деревянных плотин приходится иметь дело с явлением протекания воды по сравнительно длинному флютбету, ограниченному с боков стенками устоев или промежуточных бычков и контрофорсов (черт. 17).

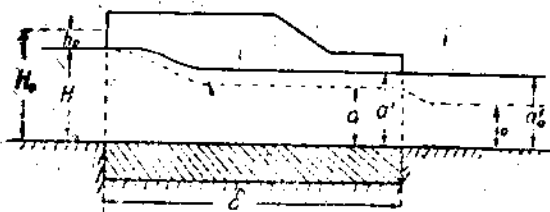
По классификации в гидравлике это будет водослив с широким порогом, характеризующийся шириною порога $\delta \geq 2H$, на котором наблюдается почти параллельно-струйное течение.

Обозначим через a_0 — возвышение горизонта воды в нижнем бьефе над порогом. Если эта величина будет меньше некоторой минимальной глубины $a \cong \frac{2}{3} H_0$ в конце порога, т. е. $a_0 < a$, то водослив будет незатопленный и кривая свободной поверхности будет иметь два перепада: один в начале порога $Z_1 = H - a$ и второй — в конце порога $Z_2 = a - a_0$.

Если $a_0 > a$, то водослив затопленный и кривая свободной поверхности будет с одним перепадом в начале порога, а глубина в конце порога a' установится одинаковой с a_0 .

Расход воды через водослив с широким порогом выражается следующей формулой:

$$Q = \sigma_n m b c \sqrt{2gH^3} \quad (14)$$



Черт. 17.

В этой формуле:

- 1) σ_n — коэффициент затопления, определяемый по таблице 17 в зависимости от величины отношения $\frac{a_0}{H_0}$.

Если водослив незатопленный, т. е. $\frac{a_0}{H_0} < 0,7$, то $\sigma_n = 1,0$.

Таблица 17. ¹

Коэффициент затопления σ_n для водослива с широким порогом.

$\frac{a_0}{H_0}$	σ_n	$\frac{a_0}{H_0}$	σ_n	$\frac{a_0}{H_0}$	σ_n
до 0,70	1,000	0,90	0,740	0,98	0,360
0,75	0,973	0,92	0,676	0,99	0,256
0,80	0,930	0,94	0,597	0,995	0,183
0,83	0,888	0,95	0,553	0,997	0,143
0,85	0,853	0,96	0,498	0,998	0,119
0,87	0,814	0,97	0,434	0,999	0,084

¹ Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, изд. 1924 г.

2) H_0 — полный напор, т. е. напор над королю (считая от верха порога флюта-бета), исправленный на скорость подхода V_0 , определяемую по формуле $V_0 = \frac{Q}{\Omega}$, где Ω есть площадь живого сечения перед плотиной. Тогда полный напор будет равен статическому напору на пороге H , сложенному со скоростным напором $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$.

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g} \quad (15)$$

Если скорость подхода $V_0 < 0,5$ м/с, то по малости при этом величины $\frac{V_0^2}{2g}$ можно исправления на скорость подхода не делать.

Ниже в таблице 18 помещены значения $\frac{V_0^2}{2g}$.

Таблица 18. ¹
Скоростной напор $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$.

V_0	$\frac{V_0^2}{2g}$	V_0	$\frac{V_0^2}{2g}$
0,10	0,0005	2,10	0,225
0,20	0,002	2,20	0,247
0,30	0,005	2,30	0,270
0,40	0,008	2,40	0,294
0,50	0,013	2,50	0,319
0,60	0,018	2,60	0,345
0,70	0,025	2,70	0,372
0,80	0,033	2,80	0,400
0,90	0,041	2,90	0,429
1,00	0,051	3,00	0,459
1,10	0,062	3,10	0,490
1,20	0,073	3,20	0,522
1,30	0,086	3,30	0,555
1,40	0,100	3,40	0,589
1,50	0,115	3,50	0,624
1,60	0,130	3,60	0,661
1,70	0,147	3,70	0,698
1,80	0,165	3,80	0,736
1,90	0,184	3,90	0,775
2,00	0,204	4,00	0,816

3) b_c — ширина потока в сжатом сечении. Боковое сжатие потока образуется в деревянных плотинах на месте расположения затворов и в начале водобоя, вследствие чего работающей шириной отверстия будет не величина отверстия между коренными стойками в свету b , а некоторая меньшая b_c .

Сжатая ширина потока определяется по формуле Френсиса:

$$b_c = b - 0,1 \xi n H_0, \quad (16)$$

где H_0 — полный напор на королю;

n — число отдельных сжатий; считая для одного отверстия $n = 2$, для двух отверстий — $n = 2 \times 2 = 4$ и т. д.;

ξ — коэффициент уменьшения, зависящий от очертания в плане головы опор и равный:

$\xi = 1,0$ для прямоугольного очертания,

$\xi = 0,7$ для полуциркульного и заостренного,

$\xi = 0,4$ для криволинейного по Creager'у.

¹ Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник. Изд. 1924 г.

Для деревянных плотин, имеющих почти всегда уширение в понуре и скошенные в плане лицевые стены, можно принять $\xi = 0,7$.

Тогда:

$$b_c = b - 0,07 n H_0 \quad (17)$$

Ниже в таблице 19 приведены значения $0,07 n H_0$.

Таблица 19.

Величины $0,07 n H_0$ по формуле $0,07 n H_0$.

$n \backslash H_0$	1,0	1,20	1,40	1,60	1,80	2,0	2,20	2,40	2,60	2,80	3,0	3,20	3,40	3,60	3,80	4,0	4,20	4,40
2	0,14	0,17	0,20	0,23	0,25	0,28	0,31	0,34	0,38	0,39	0,42	0,45	0,48	0,50	0,53	0,56	0,59	0,62
4	0,28	0,34	0,40	0,46	0,50	0,56	0,62	0,67	0,73	0,78	0,84	0,90	0,95	1,01	1,06	1,12	1,18	1,23
6	0,42	0,51	0,60	0,68	0,75	0,84	0,92	1,01	1,09	1,17	1,26	1,34	1,43	1,51	1,59	1,68	1,76	1,85
8	0,56	0,68	0,80	0,92	1,00	1,12	1,23	1,34	1,45	1,57	1,68	1,79	1,90	2,02	2,13	2,24	2,35	2,46
10	0,70	0,85	1,00	1,15	1,25	1,40	1,54	1,68	1,82	1,96	2,10	2,24	2,38	2,52	2,66	2,80	2,94	3,08

Число сжатий нужно исчислять только для отверстий, ограниченных продольными стенками устоев, бычков и контрфорсов. Если большое отверстие разбивается на более мелкие промежуточными стойками, с подкосом или без подкоса, и расчет отверстия надо произвести для стесненного стойками сечения, то ширину отверстия в свету b надо уменьшить на величину только двух сжатий по крайним стенкам и на сумму ширин всех стоек; сжатий от стоек не учитывать, так как присутствие стойки в потоке на водосливе с широким порогом можно рассматривать как некоторое местное сопротивление, которое компенсируется уменьшением отверстия на ширину стойки. Тогда

$$b_c = b - 0,07 n H_0 - n_1 c, \quad (18)$$

где n_1 — число стоек,

c — ширина каждой стойки.

4) m — коэффициент расхода водослива, величина которого зависит от потерь напора на водосливе и определяется по таблице 20.

В деревянных плотинах верх порога или располагается почти на дне реки или возвышается над дном; при этом передняя часть флютбета плотины делается наклонной. Плавность входа несколько нарушается конструктивными элементами, возвышающимися над полом, как-то: прижимные брусы, направляющие треугольники и др.

Для деревянных плотин можно принять $m = 0,35$.

Таблица 20. ¹

Коэффициент расхода m для водослива с широким порогом.

№	Тип порога	m	φ	M
1	Порог с закругленным входным ребром (плавный вход)	0,35	0,92	1,55
2	Порог без закругления ребра (неплавный вход)	0,32	0,85	1,42

В таблице 20 величина φ есть коэффициент скорости, а $M = m \sqrt{2g}$, тогда

$$Q = 1,55 \sigma^* b_c H_0^{3/2} \quad (19)$$

¹ Проф. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник. Изд. 1924 г.

Расход на погонный метр водослива

$$q = 1,55 \sigma_n H_0^{3/2}. \quad (20)$$

Величина $H_0^{3/2}$ определяется по таблице 21.

Расход q легко определяется по графику № 2 (прилож. 1) при коэффициенте расхода $m = 0,35$.

Для этого надо вычислить отношение $\frac{a_0}{H_0}$, по таблице 17 найти значение коэффициента затопления σ_n , отыскать на графике прямые, соответствующие известным H_0 и σ_n , и по точке их пересечения найти q .

$$\text{Тогда } Q = qb_c. \quad (21)$$

Этим же графиком № 2 можно пользоваться и при других значениях коэффициента расхода; найдя по графику q при $m = 0,35$ и по шкале на том же графике

коэффициент $\beta = \frac{m_1}{m}$ для данного m_1 , искомый расход q_1 , вычисляют по формуле

$$q_1 = \beta q. \quad (22)$$

Таблица 21.¹

Значения $H_0^{3/2}$.

H_0	0	1	2	3	4
0,00	0,000	1,000	2,828	5,196	8,00
0,05	0,0111	1,076	2,935	5,327	8,150
0,10	0,0316	1,153	3,043	5,458	8,301
0,15	0,0580	1,232	3,152	5,591	8,454
0,20	0,0832	1,313	3,263	5,725	8,607
0,25	0,1250	1,397	3,375	5,859	8,761
0,30	0,1643	1,482	3,488	5,994	8,916
0,35	0,2070	1,568	3,602	6,131	9,072
0,40	0,2530	1,656	3,718	6,269	9,229
0,45	0,3018	1,746	3,834	6,408	9,387
0,50	0,3535	1,837	3,953	6,548	9,546
0,55	0,4079	1,930	4,072	6,689	9,706
0,60	0,4647	2,024	4,192	6,831	9,867
0,65	0,5240	2,120	4,314	6,974	10,03
0,70	0,5856	2,217	4,436	7,117	10,19
0,75	0,6495	2,315	4,560	7,261	10,35
0,80	0,7155	2,414	4,685	7,407	10,51
0,85	0,7836	2,516	4,811	7,554	10,68
0,90	0,8538	2,619	4,939	7,702	10,84
0,95	0,9259	2,723	5,067	7,851	11,01

Расход через незатопленный водослив с широким порогом может быть также определен по формуле:

$$Q = \varphi b_c a \sqrt{2g(H_0 - a)}, \quad (23)$$

где φ — коэффициент скорости, учитывающий потери на водосливе (таблица 20);

a — минимальная глубина, которая устанавливается в конце порога; она равна согласно постулату Беланже $\frac{2}{3} H_0$, как это раньше и указывалось.

Более точно величина a определяется по способу Бахметьева.

$$a = k H_0 = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 \quad (24)$$

$$\text{так же } m = \varphi k \sqrt{1 - k}, \quad (25)$$

при $\varphi = 0,92$ величина $a = 0,63 H_0$ и $m = 0,35$.

¹ Н. Н. Парловский, Гидравлический справочник.

Если водослив затопленный, т. е. $a_0 > a$ в формуле (23) надо a заменить величиной a_0 .

При расчете отверстия плотин может быть два основных случая:

1) Размеры отверстия определяются условиями пропуска максимального расхода воды.

2) Размеры отверстия устанавливаются из соображений наилучшего использования объема водохранилища.

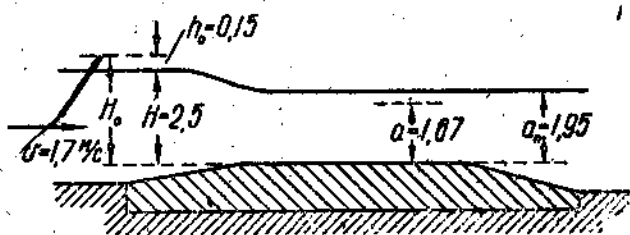
Устраивая низконапорные деревянные плотины на реках, следует возможно меньше сужать русло реки устоями, бычками и контрфорсами, чтобы не вызывать большего подпора сооружением и с большой уверенностью за целостность плотины пропускать ледоход.

Второе условие требует и широкого отверстия и низкого заложения порога флютбета, чтобы при меженных горизонтах также с меньшими потерями в сооружении пропустить нужный расход и полнее использовать сливную призму.

Если плотина не должна вызывать подпора и затопления берегов летом, то отверстие должно быть проверено на пропуск меженных и паводковых расходов.

В каждом частном случае проектирования должно быть установлено основное условие, определяющее размеры и форму отверстия; по другим условиям делаются проверки рассчитанного отверстия.

Пример. Статический напор на водосливе (черт. 18) с широким порогом $H = 2,5$ м, скорость подхода $1,7$ м/сек и коэффициент расхода $m = 0,35$.



Черт. 18.

Скоростной напор $h_0 = 0,15$ м (по таблице 18).

Полный напор на водосливе $H_0 = 2,65$ м.

При глубине воды в нижнем бьефе над порогом $a_0 = 1,95$ м вычисляем

$$\frac{a_0}{H_0} = \frac{1,95}{2,65} = 0,77 > 0,7, \text{ поэтому водослив будет затопленный.}$$

По таблице 17 находим $\sigma_n = 0,954$.

По графику № 2 (прилож. 1) для $\sigma_n = 0,954$ и $H_0 = 2,65$ м находим $q = 6,3$ м³/сек.

Если бы коэффициент расхода $m_1 = 0,32$, то по шкале на том же графике № 2 находим $\beta = 0,914$ и вычисляем искомый расход $q_1 = \beta q = 0,914 \cdot 6,3 = 5,76$ м³/сек.

§ 9. НЕКОТОРЫЕ СЛУЧАИ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ВОДОСЛИВОВ

1. Водослив практического профиля.

При проектировании, например, перепадов, может встретиться случай расчета водослива практического профиля, ширина порога которого $0,5H < \delta < 2H$; наиболее часто встречающаяся форма последнего будет прямоугольная.

Расход через водослив определяется формулой того же вида, что и для водослива с широким порогом,

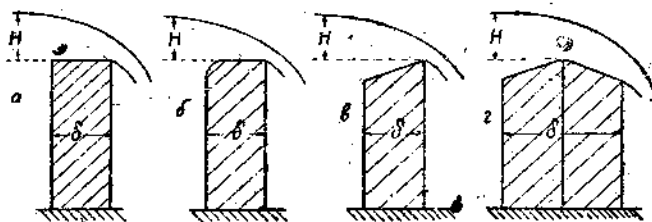
$$Q = \sigma_n m b_c \sqrt{g^2 H_0^{3/2}}. \quad (26)$$

Или

$$Q = \sigma_n M b_c H_0^{3/2}. \quad (27)$$

Коэффициент расхода m зависит от величины отношения $\frac{\delta}{H}$ и от формы профиля (черт. 19); для прямоугольного профиля с закругленным входным ребром или с наклонным верхом в передней части коэффициент m на 5% больше чем для чистого

прямоугольного профиля (черт. 19а). На водосливах перепадов, строящихся из круглого леса, указанное закругление имеет место, а потому величину m надо принимать по графе 4 таблицы 22.



Черт. 19.

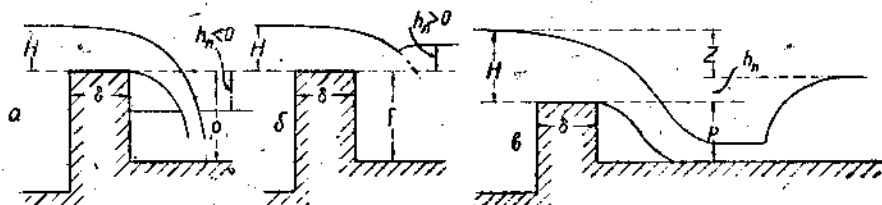
Таблица 22.

Коэффициент расхода m для водослива практического профиля.

$\frac{\delta}{H}$	Чистый прямоугольный профиль		Прямоугольный профиль с закругленным входным ребром	
	m	$M = m \sqrt{2g}$	m	$M = m \sqrt{2g}$
1	2	3	4	5
2,00	0,33	1,46	0,35	1,55
1,00	0,37	1,64	0,39	1,73
0,67	0,41	1,81	0,43	1,90
0,50	0,42	1,86	0,44	1,95

Коэффициент затопления α_n определится аналогично коэффициенту для водослива с широким порогом по таблице 23 в зависимости от величины отношения $\frac{h_n}{H}$, где h_n есть разность между отметками горизонта воды в нижнем бьефе и верхом порога (черт. 20).

Водослив будет затопленным, если:



Черт. 20.

1) Уровень воды непосредственно за водосливом будет выше верха водослива (черт. 20б).

$$h_n > 0. \quad (28)$$

2) Относительный перепад, т. е. $\frac{z}{p}$ будет меньше 0,7.

$$\frac{z}{p} < 0,7. \quad (29)$$

При этом p есть возвышение верха водослива над дном нижнего бьефа (высота стенки с низовой стороны).

Поэтому водосливы на черт. 20а и 20б будут незатопленными, хотя в последнем горизонт воды нижнего бьефа выше верха порога.

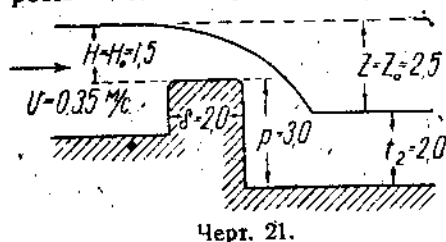
Во всяком случае, если горизонт воды нижнего бьефа ниже верха водослива ($h_n < 0$), то будет иметь место незатопленный водослив, независимо от второго условия.

Таблица 23.

Коэффициент затопления σ_n для водосливов практических профилей.

$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_0}{H_0}$	σ_n	$\frac{h_n}{H_0}$	$\frac{Z_0}{H_0}$	σ_n
0,00	1,00	1,000	0,60	0,40	0,907
0,10	0,90	0,991	0,70	0,30	0,856
0,20	0,80	0,983	0,80	0,20	0,778
0,30	0,70	0,972	0,90	0,10	0,621
0,40	0,60	0,956	1,0	0,00	0,000
0,50	0,50	0,937			

Пример. Рассчитывается водослив практического прямоугольного профиля (черт. 21) с закругленным входным ребром шириной $s = 2,0$ м; скорость подхода $V_0 = 0,35$ м/сек и статический напор $H = 1,5$ м.



Черт. 21.

При $\frac{\delta}{H} = \frac{2}{1,5} = 1,33$ по таблице 22 находим коэффициент расхода $m_1 = 0,385$. Высота гребня водослива над дном нижнего бьефа $p = 3,0$ м, глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 2,0$ м.

Полный напор на гребне $H_0 \approx H = 1,5$ м, так как при $V_0 < 0,5$ м/сек скоростным напором h_0 пренебрегаем.

Тогда $Z_0 = H_0 - t_2 = 2,5$ м; так как горизонт воды в нижнем бьефе ниже гребня водослива и $\frac{Z_0}{H_0} = \frac{2,5}{1,5} > 1$, то водослив незатопленный и $\sigma_n = 1,0$.

По графику № 2 (прилож. 1) для $\sigma_n = 1,0$ и $H_0 = 1,5$ м находим $q = 2,84$ м³/сек при $m = 0,35$; по шкале на том же графике для $m_1 = 0,385$ определяем $\beta = 1,1$; Искомый расход $Q = \beta q = 1,1 \cdot 2,84 = 3,13$ м³/сек.

2. Водосливы с тонкой стенкой.

Перелив воды поверх щитов в отверстиях плотины можно уподобить водосливу с тонкой стенкой, расход воды через который определяется формулой того же вида:

$$Q = b_n m_o b_c \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}. \quad (30)$$

Сжатая ширина потока определяется по формуле (18), но при наличии стоек в отверстиях необходимо принять во внимание все боковые сжатия как по лицевым стенкам, так и по два сжатия у каждой стойки.

Коэффициент расхода m_o для незатопленного водослива определяется по формуле:

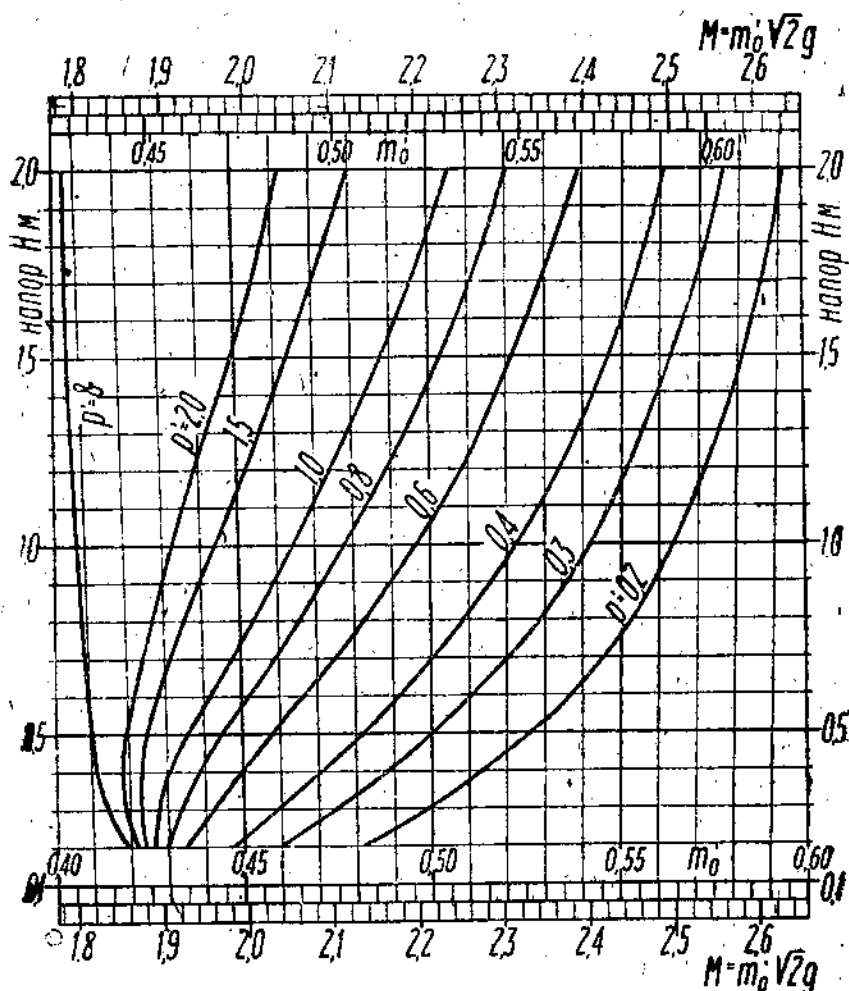
$$m_o = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \frac{H^2}{(H+p)^2} \right], \quad (31)$$

где p есть возвышение гребня водослива над дном верхнего бьефа (высота стенки с верховой стороны).

Значения коэффициента m_0 определяются по графику № 3 (черт. 22).

H — статический напор на водосливе (а не полный H_0), так как коэффициент m_0 по формуле (31) учитывает влияние скорости подхода; поэтому и в формуле (30) величина H есть статический напор.

Для затопленного водослива коэффициент расхода m'_0 увеличивается на 5%; величины их определяются по тому же графику № 3, по верхней шкале.



Черт. 22. График № 3 для определения коэффициента расхода $m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \left[1 + 0,55 \frac{Hp}{(H+p')^2}\right]$ и $M = m_0 \sqrt{2g}$ для незатопленного водослива с тонкой стенкой и коэффициента $m'_0 = 1,05 m_0$ и $M = m'_0 \sqrt{2g}$ для такого же затопленного водослива, H — статический напор на водосливе в м; p' — высота стенки над дном верхнего бьефа в м.

Признаками затопления водослива с тонкой стенкой являются те же, что и для водослива практического профиля (28 и 29):

$$h_n > 0,$$

$$\frac{z}{p} < 0,7.$$

Величины коэффициента затопления σ_n определяются по формуле

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{p}\right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}} \quad (32)$$

и приведены в таблице 24.

Таблица 24.¹

Коэффициент затопления σ_n для водослива с тонкой стенкой.

$\frac{z}{p}$	$\frac{h_n}{p}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,05	0,80	0,70	0,65	0,61	0,55	0,51	0,49	0,48	0,46	0,45	0,44	0,43	
0,10	0,88	0,81	0,76	0,72	0,67	0,63	0,61	0,58	0,57	0,55	0,54	0,54	
0,15	0,91	0,86	0,82	0,78	0,73	0,70	0,67	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	
0,20	0,93	0,89	0,86	0,83	0,78	0,75	0,72	0,70	0,68	0,67	0,66	0,66	
0,25	0,95	0,91	0,87	0,86	0,82	0,78	0,76	0,74	0,73	0,71	0,71	0,70	
0,30	0,96	0,92	0,89	0,87	0,84	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73	
0,35	0,96	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	
0,40	0,97	0,94	0,92	0,90	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,80	0,80	0,79	
0,45	0,97	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,86	0,85	0,83	0,83	0,82	0,81	
0,50	0,98	0,96	0,94	0,93	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,85	0,84	0,83	
0,55	0,98	0,96	0,95	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86	0,85	
0,60	0,98	0,97	0,95	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,86	
0,65	0,99	0,97	0,95	0,95	0,93	0,92	0,91	0,90	0,88	0,88	0,88	0,87	
0,70	0,99	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,91	0,91	0,90	0,89	0,89	0,89	

Итак расходы воды через разные водосливы могут быть подсчитаны по формуле одного и того же вида:

$$Q = \sigma_n t b c \sqrt{2g} H_o^{\frac{3}{2}} \quad (33)$$

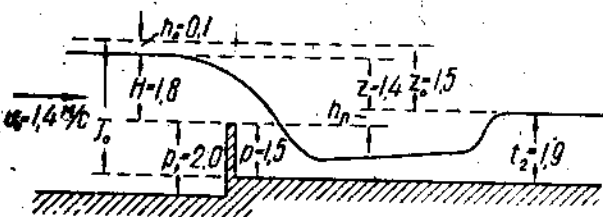
Вычисление $H_o^{\frac{3}{2}}$ или $H^{\frac{3}{2}}$ надо производить по таблице 21.

Величина $\sqrt{2g} = 4,42945 \cong 4,43$.

Расход воды на 1 пог. м любой формы водослива можно определять по графику № 2 (прилож. 1), построенному для формулы

$$q = \sigma_n t \sqrt{2g} H_o^{\frac{3}{2}} \quad 33'$$

Пример. Перелив воды происходит поверх щитов, как через водослив с тонкой стенкой (черт. 23).



Черт. 23.

Напор на гребне $H = 1,8$ м

Высота стенки $p = 2,0$ м

$p = 1,5$ м

Глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 1,9$ м

Скорость подхода $V_o = 1,40$ м/сек.

По таблице 18 скоростной напор $h_o = 0,10$ м и значит $H_o = 1,90$ м.

Перепад $Z = H + p - t_2 = 1,8 + 1,5 - 1,9 = 1,4$ м.

Относительный перепад

$$\frac{Z}{p} = \frac{1,40}{1,50} = 0,94 > 0,7.$$

¹ Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник.

Водослив будет незатопленным, не смотря на то, что горизонт воды нижнего бьефа выше гребня порога на величину $h_n = 0,4$ м.

При этом ниже водослива образуется прыжок. По графику № 3 (черт. 22) для $H = 1,8$ и $p' = 2,0$ м находим на нижней шкале коэффициент расхода для незатопленного водослива $m_0 = 0,457$.

По графику № 2 для $H = 1,8$ м и $\sigma_n = 1,0$ находим $q = 3,74$ м³/сек и по шкале для $m_0 = 0,457$ определяем $\beta = 1,31$.

Тогда $q_1 = \beta q = 1,31 \cdot 3,74 \approx 4,9$ м³/сек.

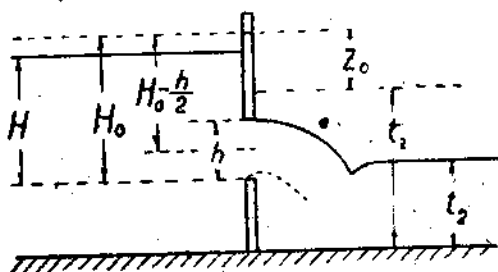
Как известно, при расчете водослива с тонкой стенкой коэффициент m_0 учитывает скорость подхода и поэтому при определении расхода q по графику № 2 надо пользоваться величиной статического напора H .

3. Истечение через отверстие.

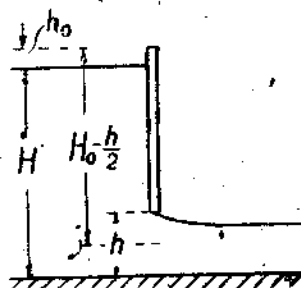
В некоторых случаях приходится пропускать воду через плотину, открывая лишь небольшую часть отверстия.

Возможно приподнять верхние щиты, оставив один или несколько щитов нижних на месте (черт. 24) и пропускать воду через отверстие, со всех сторон которого будут сжатия.

Может быть случай, когда все щиты приподнимаются (черт. 25) и вода пропускается около порога через донное отверстие; здесь по нижней грани отверстия



Черт. 24.



Черт. 25.

или совсем не будет сжатия струи при ровном пороге или весьма незначительное, когда прижимной брус на пороге несколько возвышается над полом.

В обоих случаях расход через прямоугольные отверстия выражается одной и той же формулой

$$Q = \omega \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{h}{2} \right)} \quad (34)$$

где ω — площадь отверстия;

h — высота прямоугольного отверстия.

Для незатопленного донного отверстия величина h не может быть, считая от дна, больше $\frac{2}{3} H_0$, так как при больших значениях h получится уже водослив с широким порогом,

H_0 — полный напор над нижней гранью отверстия (в частности над порогом), исправленный на скорость подхода.

$H_0 - \frac{h}{2}$ — полный напор над серединой отверстия;

μ — коэффициент скорости, зависящий от размеров и формы отверстия, от величины напора и условий подхода воды к отверстию.

Величины коэффициента приведены в таблице 25, а в среднем для плотин можно принять:

$\mu = 0,62$ для отверстий, имеющих сжатия со всех сторон,

$\mu = 0,70$ для отверстий донных, не имеющих сжатий по дну.

Таблица 25.¹

Коэффициент расхода μ для отверстий

№ по пор.	Характер отверстий	μ
1	Отверстия с полным сжатием, малые . . .	0,60
2	" " " средние . . .	0,65
3	" " " большие . . .	0,70
4	Донные отверстия без сжатия по дну, с умеренным боковым сжатием . . .	0,80
5	То же средних размеров до 2,0 м с весьма слабым боковым сжатием . . .	0,90
6	То же больших размеров 5—6 м . . .	0,95

Струя, вытекающая из отверстия, будет не затоплена, если горизонт воды в нижнем бьефе находится ниже верха отверстия; для незатопленного отверстия справедлива формула (34).

Если горизонт воды нижнего бьефа выше верха отверстия, то это условие является необходимым для затопления, но еще недостаточным, так как и в этом случае может иметь место ниже отверстия отогнанный приток, непосредственно у отверстия горизонт воды окажется ниже верха отверстия и струя не будет затоплена. Для затопления струн необходимо, чтобы, сопряженная со сжатой глубиной, глубина h_2 была меньше глубины в нижнем бьефе, как это изложено при расчете перепадов.

Для затопленного отверстия (черт. 24) вместо $H_0 - \frac{h}{2}$ в формулу (34) надо подставить разность горизонтов верхнего и нижнего бьефа, исправленную на скорость подхода.

ТОГДА

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ_o} \quad (35)$$

где $Z_0 = H_0 - t_0$

t'_2 — глубина в нижнем бьефе.

§ 10. СОПРЯЖЕНИЕ ВОДОСЛИВНОЙ СТРУИ С НИЖНИМ БЬЕМОМ

1. Плотины с низким порогом.

Водосливная струя, проходя через отверстие плотины, ограниченное боковыми стенками, поступает в нижний бьеф плотины, где имеет место определенный режим, обусловленный характером примыкающего к плотине участка русла.

Если порог плотины расположен на дне реки и отверстие плотины открыто полностью, то это будет наиболее простой и наиболее распространенный случай сопряжения потока с нижним бьефом. В случае высоких горизонтов в нижнем бьефе, затопленного водослива и незначительной разницы ширины отверстия и ширины реки, скорости на водобое будут мало отличаться от скоростей в нижнем бьефе.

При значительном сужении русла реки, что имеет место при узком по сравнению с шириной реки отверстии, в плотине создается значительный перепад скорости на водобое увеличиваются, и водяной поток, устремляясь в нижний бьеф, еще на некотором расстоянии от плотины сохраняет большие скорости, которые лишь постепенно убывают и наконец выравниваются со скоростями нижнего бьефа. При этом ширина выходящего из отверстия потока постепенно увеличивается.

К сожалению, это явление растекания струи до сих пор не достаточно освещено в гидравлике.

¹ Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник.

Если ниже отверстия плотины (черт. 26) шириною b имеется сразу резкий переход к ширине реки B , то в углах образуются водовороты (вихри) A . Примерно на протяжении этих вихрей L_w и происходит переход скоростей V_1 в отверстии к бытовым скоростям V_2 в реке.

Инж. Мацман в своей работе „Гидравлический расчет нижнего бьефа сооружений“¹ дает нижеследующую зависимость для определения длины вихря L_w

$$L_w = \frac{V_1 + V_2}{4V_2} (B - b), \quad (36)$$

где L_w — длина вихря,
 B — ширина русла реки,
 b — ширина отверстия,
 V_1 — скорость течения воды в отверстии плотины,
 V_2 — скорость в реке.

Необходимая длина крепления русла реки может быть принята с некоторым запасом равной

$$L_k = L_w + 2t_2, \quad (37)$$

где t_2 — глубина в реке при скорости V_2 .

Величины L_w и t_2 для определенных местных условий зависят от величины расхода через отверстие Q ; поэтому нужно построить кривые зависимости длины вихря L_w по формуле (36), и глубины в нижнем бьефе t_2 от величины расхода Q .

По максимуму суммарной кривой $(L_w + 2t_2)$ определяют необходимую длину к крепления L_k .

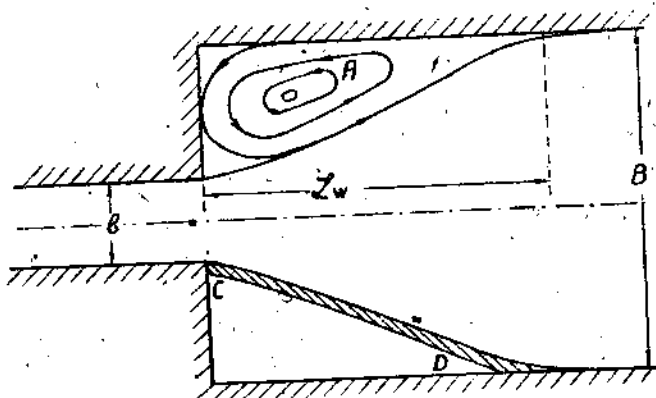
Если отверстие плотины сопрягается с руслом реки с помощью

выступающей стенки CD , то водовороты (черт. 26) могут или совсем не образоваться или они будут меньшего размера. В этом случае потери энергии выходящей струи будут несколько меньше, но вычисление длины крепления можно производить по той же формуле (36).

Во многих случаях длина крепления русла L_k , вычисляемая по формуле (37), получается чрезмерно большой по сравнению с устраиваемыми длинами рисбермы на практике; величина L_k получается особенно большой при значительной ширине русла реки в нижнем бьефе B по сравнению с шириной отверстия b . Поэтому на формулу (37) надо смотреть лишь как на некоторую попытку теоретически обосновать длину крепления русла.

Кроме того инж. Мацман подобную зависимость дает и для других случаев сопряжения бьефов в упомянутой выше работе.

Если порог плотины расположен на значительной высоте над нижним бьефом, то водосливная струя спускается в нижний бьеф путем устройства или перепадов или быстотоков. Оба эти случая сопряжения бьефов мы изложим весьма кратко для прямоугольного поперечного сечения, отсылая интересующихся этим вопросом к специальным работам по гидравлике.



Черт. 26.

¹ Вестник ирригации, № 1, январь 1928 г.

2. Перепады.

На черт. 27 представлена схема продольного профиля перепада, расположенного непосредственно ниже плотины с напором на короле H ; высота стенки падения p . При расчете отверстия плотины определяется подпорожная скорость V_0 , скоростной напор h_0 , полный напор H_0 и, как для водослива незатопленного, определяется расход воды Q . При ширине перепада b расход на погонный метр ширины перепада $q = \frac{Q}{b}$.

Ниже производится расчет перепадов с прямоугольным поперечным сечением. Вблизи стенки падения, на пороге, установится некоторая критическая глубина h_k , определяемая для прямоугольного русла по формуле

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (38)$$

где α — коэффициент, зависящий от неравномерности распределения скоростей по живому сечению; величина его близка к единице, и в дальнейшем мы будем считать $\alpha = 1,0$.

g — ускорение силы тяжести.

По шкале I на графике № 3 (прилож. 2) легко определяется h_k при $\alpha = 1,0$.

Если ширина водослива и перепада одинаковы, то одинаковы и расходы на пог. м их ширины q ; тогда из формулы

$$q = m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$$

после преобразования с помощью формулы (38)

$$h_k = H_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{2m^2 \alpha}. \quad (39)$$

Очевидно в таком случае можно определить h_k без вычисления q .

Струя, падающая со стенки, приобретает наибольшую скорость внизу, где толщина струи принимает минимальное значение; высота слоя воды в этом сжатом сечении обозначается h_c и определяется из следующего уравнения

$$q = \phi h_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}, \quad (40)$$

где T_0 — полный напор на перепаде, равный: $H_0 + p$

ϕ — коэффициент скорости, учитывающий потери напора в ниспадающей струе.

Так как сжатая глубина h_c меньше h_k , то в дальнейшем переход от h_c к глубине в нижнем бьефе $t_2 > h_k$ произойдет в виде резкого повышения, называемого прыжком.

Глубине h_c соответствует некоторая сопряженная с ней глубина h_2 (такая глубина, которую h_c может „поддерживать“); они связаны между собою следующей зависимостью:

$$\frac{h_c h_2}{2} (h_c + h_2) = \frac{\alpha q^2}{g}, \quad (41)$$

или

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha g^2}{g h_c^3}} - 1 \right]. \quad (42)$$

Определение сопряженных глубин производится по шкале III на графике № 4. Если окажется, что сопряженная с h_c глубина h_2 будет меньше глубины нижнего бьефа t_2 , то струя будет затоплена и прыжка не будет (поверхность I на черт. 27); при $h_2 = t_2$ будет иметь место крайнее положение затопления струи.

при котором прыжок образуется непосредственно у сжатого сечения, — надвинутый прыжок (поверхность II на черт. 27); если же $h_2 > t_2$, то, во-первых, образуется прыжок воды и, во-вторых, место его образования будет удалено от сжатого сечения на некоторое расстояние l ; это будет отогнанный прыжок. В последнем случае сопряжение поверхности струи с нижним бьефом будет происходить от сжатого сечения с глубиной h_c до места образования прыжка по некоторой кривой подпора с постепенно увеличивающейся глубиной до величины h_1 . Глубине до прыжка h_1 соответствует с ней сопряженная глубина h_2 после прыжка, равная в этом случае глубине нижнего бьефа t_2 ; известной бывает обычно $t_2 = h_2$ и сопряженная с ней h_1 определится по формуле (41), с заменой h_c величиной h_1 , или по формуле

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8aq^3}{gh_2^3}} - 1 \right]. \quad (43)$$

Расстояние до прыжка l (отгон прыжка) определяется из построения кривой подпора между сечениями с известными глубинами h_c и h_1 .

Очевидно, на всем протяжении l будут весьма большие скорости, требующие сильного укрепления русла и дорогостоящей рисбермы.

Поэтому необходимо погасить энергию падающей струи и затопить прыжок устройством водобойного колодца с глубинами большими чем в нижнем бьефе или путем понижения дна на месте падения струи (черт. 28), или путем устройства стенки (черт. 30), создающей повышение горизонта воды на том же месте. В последнем случае перепад разбивается на два и второй из них, нижний, требуется также проверить в отношении возможности образования прыжка ниже его. Рассмотрим сперва первый случай.

а) Водобойные колодцы, образованные углублением. Приведем установленные обозначения:

h_k — критическая глубина, определяемая по формуле (38) или (39);

H — статический напор на водосливе;

H_o — полный напор на водосливе;

p — высота стенки падения;

T_o — полный напор на перепаде, равный $H_o + p$;

t_2 — глубина в нижнем бьефе;

h_c — сжатая глубина по формуле (40);

h_1 и h_2 — сопряженные глубины до и после прыжка, из которых в частном случае $h_1 = h_c$ и $h_2 = t_2$;

d — глубина колодца или высота стенки, его образующей;

Z_o — перепад, равный $T_o - t_2$.

Пользуясь в дальнейшем способом расчета инж. Угинчус,¹ рассмотрим случай предельного затопления струи, когда $h_c = h_1$ и $t_2 = h_2$ и приведем три уравнения, связывающие величины h_k , $h_c = h_1$, $t_2 = h_2$ и H_o ,

$$h_k^3 = 2\phi^2 h_1^2 (T_o - h_1); \quad (44)$$

$$2h_k^3 = h_1 h_2 (h_1 + h_2); \quad (45)$$

$$Z_o = T_o - h_2. \quad (46)$$

Уравнения (44) и (45) получены соответственно из уравнений (40) и (41) путем замены расхода q через h_k по формуле (38), а уравнение (46) выражает принятое выше условие предельного затопления струи.

¹ Известия Научно-мелиорационного ин-та, выпуск XIX за 1929 г. По таблицам инж. Угинчус и подобно графику инж. Чертоусова М. Д. построен наш график № 4 (прил. 2) для расчета перепадов.

Введя отношения $\frac{h_1}{h_k}, \frac{h_c}{h_k}, \frac{T_o}{h_k}$ и $\frac{Z_o}{h_k}$, перепишем уравнения иначе:

$$\left(\frac{h_1}{h_k}\right)^3 = \frac{\frac{h_1}{h_k}}{2\varphi^2 \left(\frac{T_o}{h_k} - \frac{h_1}{h_k}\right)}; \quad (47)$$

$$\frac{h_2}{h_k} = -\frac{1}{2} \frac{h_1}{h_k} + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{h_1}{h_k}\right)^2 + \frac{2}{\left(\frac{h_1}{h_k}\right)}} \quad (48)$$

$$\frac{Z_o}{h_k} = \frac{T_o}{h_k} - \frac{h_2}{h_k} \quad (49)$$

Вместо длительных вычислений при расчетах надо пользоваться графиком № 4 (прилож. 2), с помощью которого определяются:

- 1) тип сопряжения,
- 2) глубина водобойного колодца для затопления отогнанного прыжка.

Так по известному q определяется по шкале 1 на графике № 4 величина h_k и по T_o и t_2 вычисляется Z_o , а затем отношение $\frac{Z_o}{h_k}$; по графику № 4 для определенной величины коэффициента скорости находим $\frac{T_k}{h_k}$ и вычисляем величину полного напора T_k , который будет равняться T_o при условии предельного затопления струи, как это и предполагалось при выводе зависимостей 47, 48 и 49.

Если $T_k < T_o$, прыжка не будет (затопленный прыжок).

Если $T_k > T_o$, прыжок будет отогнан.

Величина коэффициента скорости принимается равной:

- для водослива с широким порогом $\varphi = 0,90$,
- для водослива практического профиля . . $\varphi = 0,92$,
- для водослива с тонкой стенкой $\varphi = 0,95$.

Для затопления прыжка, очевидно, необходимо глубину в нижнем бьефе увеличить по крайней мере на величину

$$T_k - T_o.$$

Тогда минимальная глубина колодца

$$d_{\min} = T_k - T_o \quad (50)$$

Чтобы обеспечить затопление струи, необходимо принять глубину колодца

$$d = (1,1 - 1,2) d_{\min}. \quad (51)$$

При расчете первой ступени многоступенчатого перепада (черт. 29) глубиной нижнего бьефа t_2 будет статический напор H' на второй ступени, который определится из формулы для водослива. По размерам и очертанию вторая ступень чаще всего является незатопленным водосливом практического профиля; тогда пользуясь формулой 33' и зная q и m (из таблицы 22), определяем сначала полный напор на второй ступени:

$$H_o = \sqrt[3]{\frac{q^3}{m^2 g}},$$

из которого надо исключить скоростной напор.

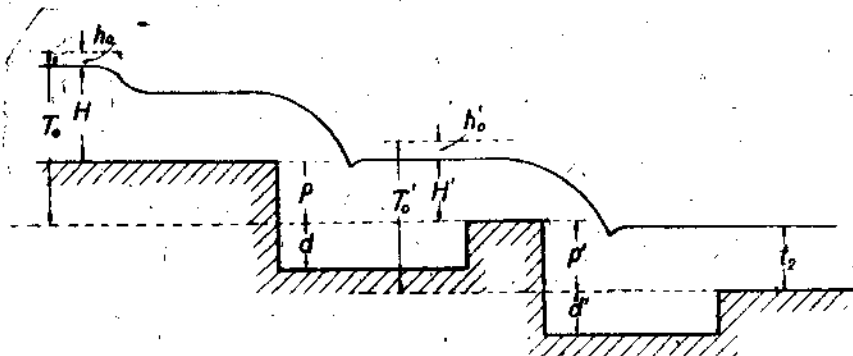
Для этого определим подходящую скорость перед ступенью, приняв за глубину воды $H_o + d$, мало отличающуюся от $H' + d$; величину d задаются по соображениям.

Тогда $V_o = \frac{q}{H'_o + d}$ и $h'_o = \frac{V_o^2}{2g}$ (из таблицы 18).

Следовательно $H'_o = H'_o - h'_o$.

Зная теперь глубину $H' + d$, вычисляем снова подводящую скорость V_o и h_o , а затем более точно H' .

Расчет второй, а также и всех последующих ступеней перепада, производится аналогично первой ступени, принимая за величину полного напора на перепаде T'_o .



Черт. 29.

сумму только что найденного полного напора на второй ступени H'_o и стенки падения p' :

$$T'_o = H'_o + p'.$$

6) Водобойные колодцы, образованные стенкой. Во втором случае затопления прыжка, при устройстве в нижнем бьефе стенки (черт. 30) некоторой высоты d расчет производится аналогично многоступенчатому перепаду.

Очевидно, необходимо поставить стенку такой высоты d , чтобы полученная после этого глубина перед стенкой была равна глубине h_2 , сопряженной со сжатой глубиной h_2 ; это будет случай предельного затопления прыжка. При напоре на этой стенке H' высота стенки $d \cong h_2 - H'$.

Поставленную стенку рассматривают как водослив практического профиля и определяют по предыдущему величину полного напора H'_o , а затем и статического напора H' .

Но так как этот водослив почти всегда бывает затопленным, то не зная заранее напора на нем и коэффициента затопления σ_n , задачу приходится решать подбором; однако и здесь можно воспользоваться таблицами ниж. Угличуса и решить задачу проще. Известно, что

$$q = \sigma_n' m \sqrt{2g} H_o'^3.$$

После преобразования с помощью формулы (33)

$$H_o' = \frac{h_n}{\sqrt{2\sigma_n'^3 m^2}} \quad (52)$$

Обозначим через Z'_o перепад на стенке; тогда по формуле (52) отношение

$$\frac{Z'_o}{H_o'} = \frac{Z'_o \sqrt{2\sigma_n'^3 m^2}}{h_n} \quad \text{или} \quad \frac{Z'_o}{H_o' \sqrt{\sigma_n'^2}} = \frac{Z'_o \sqrt{2m^2}}{h_n} \quad (53)$$

Известно, что σ_n зависит от величины $\frac{Z_o}{H_o}$ (таблица 23) и потому вся левая часть уравнения (53) есть $f\left(\frac{Z_o'}{H_o'}\right)$ и может быть вычислена для всех нужных значений $\frac{Z_o'}{H_o'}$; тогда и правая часть уравнения (53) будет также функцией отно-

шения

$$\frac{Z_o' \sqrt{2m^2}}{h_k} = f\left(\frac{Z_o'}{H_o'}\right).$$

Вычислив выражение $\frac{Z_o' \sqrt{2m^2}}{h_k}$ и пользуясь шкалой II на графике № 4 (прилож. 2), находим $\frac{Z_o'}{H_o'}$, а зная Z_o' , и величину полного напора на стенке H_o' .

Для случая предельного затопления струи величина полного напора перед стеной должна быть равна глубине h_2' (сопряженной со сжатой глубиной h_c , которая равна в данном случае h_1), исправленной на скорость подхода

$$T_o' = h_2' + \frac{q^2}{2gh_2'^3}, \quad (54)$$

так как

$$V_o = \frac{q}{\omega} = \frac{q}{h_2'}.$$

Тогда

$$Z_o' = T_o' - t_2 = h_2' + \frac{q^2}{2gh_2'^3} - t_2. \quad (55)$$

Зная T_o' , Z_o' и h_k , вычисляем $\frac{Z_o' \sqrt{2m^2}}{h_k}$, находим по шкале II на графике № 4 отношение $\frac{Z_o'}{H_o'}$ и, значит, сразу определим полный напор на стенке H_o' ; тогда статический напор

$$H' = H_o' - \frac{q^2}{2gh_2'^3}. \quad (56)$$

Минимальная высота стенки $d_{\min} = h_2 - H'$.

Наконец остается сделать проверку, не получится ли ниже установленной стенки отогнанный прыжок; это выполняется так же как и на обычном перепаде.

Так известно h_k , T_o' и t_2 ; вычисляем $Z_o' = T_o' - t_2$ и $\frac{Z_o'}{h_k}$; по графику № 4

находим $\frac{T_k'}{h_k}$ и T_k' .

Если $T_k' < T_o'$, то прыжок затоплен, если $T_k' > T_o'$, то прыжок отогнанный; в последнем случае по тому же графику № 4 по величине $\frac{T_o'}{h_k}$ находится $\frac{h_c''}{h_k}$ и по

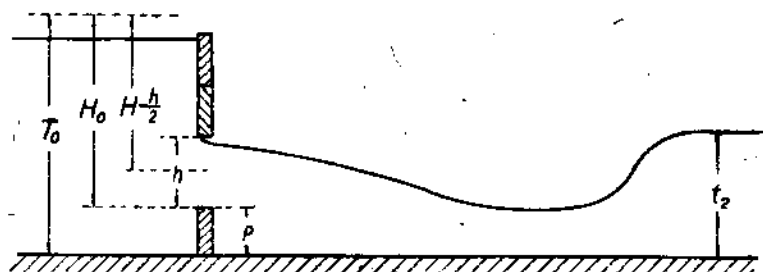
шкале III вычисляется h''_2 , каковая и принимается за глубину нижнего бьефа первой стенки.

Когда h''_2 получается больше t_2 , то необходимо поставить еще вторую стенку, отчего условия (в частности величина Z'_a) для расчета первой стенки изменяются.

Поэтому делается вновь расчет первой стенки, а затем и второй.

в) **Случай разной ширины отверстия и перепада.** Иногда ширина перепада может быть шире или уже ширины отверстия плотины. В этом случае приходится по общему расходу через отверстие плотины Q , как водослива с широким порогом, и ширине перепада b определить расход на погонный метр ширины перепада q и по величине последнего определить h_k , а также и H'_0 по формуле для расхода через соответствующего типа водослив, или же проще, принимать $H'_0 = 1,5 h_k$. Если ширина перепада больше ширины отверстия плотины, то и H'_0 будет меньше, чем полный напор на водосливе H_0 , по которому определялся общий расход через отверстие Q ; этот напор H'_0 и надо принимать при расчете перепада.

Если же ширина перепада будет меньше ширины отверстия, то критическая глубина на перепаде будет больше, чем глубина воды a на незатопленном водосливе



Черт. 31.

с широким порогом m ; значит водослив будет затопленным, расход через него уменьшится, уменьшится и критическая глубина на перепаде и т. д.; очевидно и q и h_k надо определить подбором, чтобы общий расход был одинаков как на перепаде, так и через отверстие.

г) **Длина водобойного колодца.** Длина водобойного колодца может быть определена по формуле Дейша для дальности падения струи от стенки

$$L_1 = \frac{3}{2} \sqrt{H_0 p}, \quad (57)$$

где H_0 — полный напор на водосливе; для случая истечения из отверстия за величину H_0 можно принять полный напор над серединой отверстия;

p — высота стенки над дном реки или нижележащим перепадом.

Длина колодца, определяемая по этой формуле, принимается равной удвоенному расстоянию дальности падения средней струи от стенки; тогда

$$L = 3 \sqrt{H_0 p}. \quad (58)$$

д) **Водобойные колодцы при истечении из отверстия.** Иногда может интересовать случай сопряжения бьефов при истечении струи через донное отверстие (когда затворы приподняты над порогом) или через отверстие между верхними и нижними щитами (черт. 31).

Расход через погонный метр ширины отверстия по формуле (34) будет равен

$$q = \mu h \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{h}{2} \right)}. \quad (59)$$

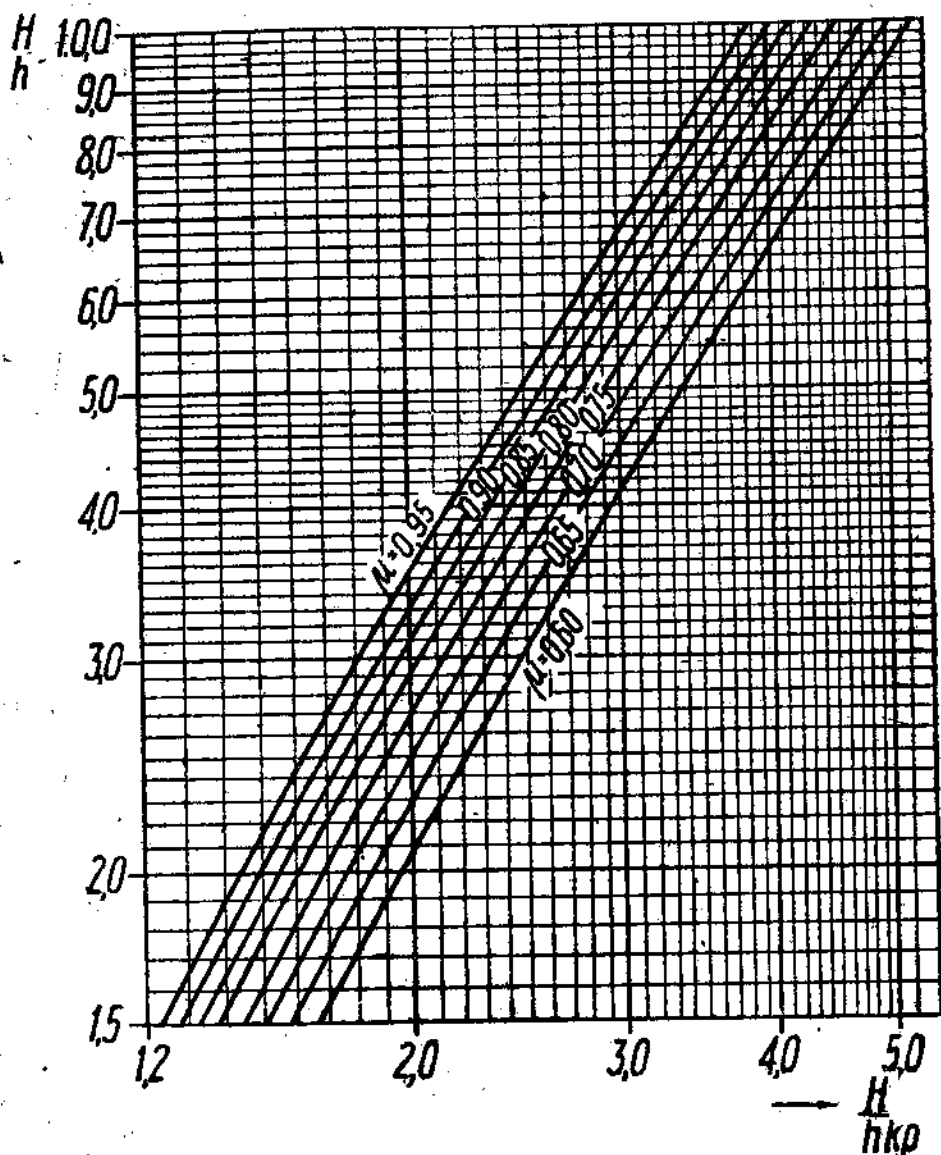
После преобразования и замены $\sqrt{\frac{q^2}{g}}$ через h_k получим

$$h_k^3 = \mu^2 h^2 (2H_0 - h)$$

или

$$\left(\frac{h_k}{h}\right)^3 = \mu^2 \left(2\frac{H_0}{h} - 1\right). \quad (60)$$

Зная μ и отношение $\frac{H_0}{h}$, которое чаще всего бывает известно, легко определить $\frac{h_k}{h}$, а затем и h_k .



Черт. 32. График № 5 для определения критических глубин, при различных отношениях напора к величине отверстия, для случая истечения воды из-под щита.

Пользуясь приводимыми инж. Угинчус таблицами, построен график № 5 (черт. 32), выражающий зависимость $\frac{H_0}{h_k}$ от $\frac{H_0}{h}$, для принятого μ ; определив

$\frac{H_0}{h}$, находим $\frac{H_0}{h_k}$ и h_k .

Кроме того можно для известного расхода q , напора H_0 и коэффициента расхода μ , вычислив h_k и $\frac{H}{h_k}$, по графику находить величину $\frac{H_0}{h}$ и высоту поднятия щита h .

Дальнейший расчет производится, пользуясь тем же графиком № 4, что и для перепадов.

Так, зная $Z_0 = H_0 + p - t_2 = T_0 - t_2$, по величине $\frac{Z_0}{h_k}$ находим $\frac{T_0}{h_k}$ для соответствующего коэффициента скорости φ и затем само T_k ; если $T_k < T_0$ то, прыжка не будет, если $T_k > T_0$, то для затопления прыжка необходима глубина колодца $d = T_k - T_0$.

В случае перелива струн воды через щиты (водослив с тонкой стенкой), характер сопряжения струи с нижним бьефом будет аналогичен изложенному выше случаю для водосливов практических профилей.

е) Сопряжение бьефов при наличии прыжка. Если в нижнем бьефе будет иметь место отогнанный прыжок и затопление его не предполагается, то на расстоянии от плотины и до места образования прыжка будут весьма большие скорости, требующие усиленных креплений дна реки.

Указанное расстояние, считая его от места расположения затворов (черт. 33), складывается из 1) дальности падения струи L_1 , 2) расстояния L_2 между сжатым сечением с h_c и сечением с глубиной h_1 , взаимной с глубиной нижнего бьефа $t_2 = h_2$ и 3) длины вихря в прыжке L_3 .

Первое расстояние от затвора до сжатого сечения обычно весьма незначительно и может быть примерно определено по формуле (57), а второе расстояние может быть большим и определяется по одному из способов построения кривой свободной поверхности.

Для прямоугольных и призматических, т. е. не изменяющихся по длине потока русел, можно воспользоваться формулой Бресса

$$L_2 = \frac{h_0}{i_0} \left\{ \eta_{12} - \eta_{11} - \left(1 - \frac{\alpha C^2 i_0}{g} \frac{B}{\chi} \right) \left[\varphi(\eta_{12}) - \varphi(\eta_{11}) \right] \right\} \quad (61)$$

где h_0 — нормальная глубина;

h_1 — глубина на одном конце участка;

h_2 — глубина на другом конце участка;

B — ширина русла;

χ — смоченный периметр;

i_0 — уклон на участке;

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (\text{по новой формуле Базена});$$

γ — коэффициент шероховатости русла;

R — гидравлич. радиус русла, соответствующий средней из глубин h_1 и h_2 ;

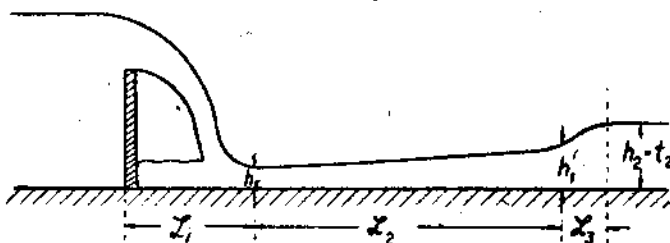
$a = 1,1$;

$$\eta_{11} = \frac{h_1}{h_0} \quad \text{и} \quad \eta_{12} = \frac{h_2}{h_0};$$

$\varphi(\eta_{11})$ } функции η_{11} и η_{12} , определяемые по таблицам Бресса.

$\varphi(\eta_{12})$ }

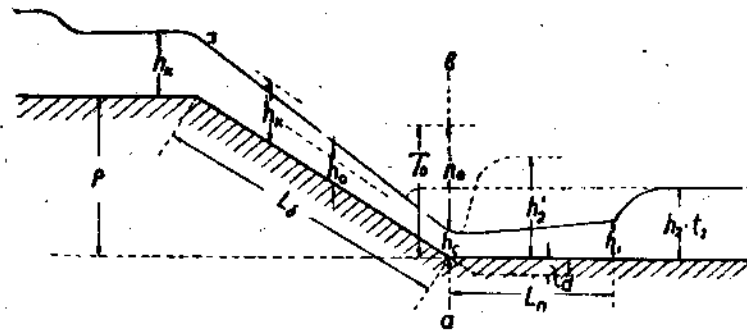
Чем большая шероховатость (больше γ) водобоя и рисбермы, тем короче длина L_2 и тем дешевле сооружение.



Черт. 33.

Для определения расстояния L_2 надо вычислить сжатую глубину h_c по формуле (40) или по графику № 4, зная $\frac{T_0}{h_k}$ и сопряженную с глубиной нижнего бьефа $t_2 = h_2$ глубину h_1 по формуле (43) или по шкале III на том же графике 4; глубины h_c и h_1 будут глубинами на концах участка, длиной L_2 , определяемой по формуле (61) Бресса.

Следует учесть, что длина отгона прыжка L_2 значительно изменяется с изменением расхода воды при постоянном напоре; обычно величина отгона прыжка L_2 увеличивается до некоторого максимума, а затем при дальнейшем повышении расхода длина L_2 уменьшается; путем ряда подсчетов приходится находить наиболее невыгодный случай.



Черт. 34.

Если ширина русла реки в нижнем бьефе больше ширины отверстия, то кроме отгона прыжка будет иметь место на некотором участке L_{∞} еще расширение струи; тогда для определения длин L_{∞} и L_2 можно воспользоваться способом Мацмана.¹

Длина вихря в прыжке L_3 определяется по формуле Мацмана:

$$L_3 = \frac{V_1 + V_2}{2V_2} (h_2 - h_1), \quad (62)$$

где h_1 и h_2 — сопряженные глубины;

V_1 и V_2 — скорости течения воды в сечениях с этими глубинами.

ж) Наибольшая глубина водобойного колодца. Наконец укажем еще на одно важное обстоятельство. При определении глубины водобойного колодца или высоты стенки необходимо иметь в виду, что работа сооружения может происходить при разных напорах, расходах и глубинах нижнего бьефа. Полученная согласно вышеизложенного какая-либо глубина колодца или высота стенки d соответствует лишь некоторым определенным H_0 , Z_0 и t_2 и при изменении этих величин также изменяется. Поэтому глубину колодца или высоту стенки надо определить для условий, создающих наибольшее затруднение для затопления прыжка.

Задаваясь, например, различными значениями напора, вычисляют расходы q , критические глубины h_k , глубины нижнего бьефа t_2 и перепады Z_0 . Затем по графику № 4 (прилож. 2) по отношениям $\frac{Z_0}{h_k}$ находят $\frac{H_k}{h_k}$ и вычисляют $d = H_k - H_0$.

Максимальное значение глубины колодца часто получается для некоторого среднего расхода, а не для максимального и не для минимального.

При расчете ответственных сооружений надо сделать указанное исследование.

3. Быстротоки. Сопряжение бьефов с помощью быстротоков заслуживает большого внимания, так как этот способ обходится дешевле, чем сопряжение с помощью перепадов, а самое гашение энергии текущей воды может быть выполнено проще и совершеннее.

Ограничимся рассмотрением быстротоков прямоугольного постоянного сечения, каковые и могут чаще всего встретиться при деревянных плотинах.

Пусть продолжением плотины является деревянный прямоугольный быстроток с уклоном I и падением p (черт. 34).

¹ См. ниж. Мацман, Гидравлический расчет нижнего бьефа сооружений, „Вестник ирригации“, № 2 за 1928 г.

Уклоны быстотоков всегда больше критического

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2} \cdot \frac{\chi_k}{B_k}, \quad (63)$$

соответствующего такому уклону данной формы русла, при котором нормальная глубина $h_0 = h_k$; в формуле (63) значения C_k , χ_k и B_k вычисляются для критической глубины h_k .

Обычно быстоток не оказывает влияния на расход воды через плотину (если конечно ширина быстотока не меньше ширины действующего отверстия) и в начале его установится критическая глубина h_k . Для данного быстотока нормальная глубина h , соответствующая величине расхода, форме и характеру русла, определится по обычным формулам для расчета каналов.

$$Q = \omega \cdot V = h (b + mh) c \sqrt{RI}. \quad (64)$$

Для прямоугольного русла $m = \cotg \theta = 0$ (θ угол наклона откоса), ширина по дну $b = B$ — ширине по верху, и $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{hB}{B + 2h}$.

Для широких прямоугольных русел $R = h$.

Коэффициент C достаточно точно определится по новой формуле Базена.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}, \quad (65)$$

где γ коэффициент шероховатости русла, определяемый по таблице 26.

Для быстотоков необходимо создавать возможно сильную шероховатость русла, чтобы в большей степени гасить энергию потока.

В тех случаях, когда быстоток имеет назначение сбрасывать воду из верхнего бьефа в нижний, необходимо, чтобы он не ограничивал пропускной способности отверстия. Если плотина является незатопленным водосливом с широким порогом, на конце которого устанавливается критическая глубина, то расчетные элементы быстотока, в том числе и шероховатость, должны быть так подобраны, чтобы получаемая при этом нормальная глубина h в быстотоке была не больше h_k ; в противном случае водослив окажется затопленным и расход через отверстие уменьшится. В частном случае при длинных быстотоках это обстоятельство может быть соблюдено лишь для верхнего, начального, звена быстотока. Указанное требование отпадает в тех случаях, когда быстоток должен иметь возможно большую глубину h , при наименьшем расходе воды; например в лесосплавных лотках и плотоходах.

Из формулы (64), введя понятие модуля расхода $K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$, получаем

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = K = h (b + mh) \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R} \quad (66)$$

Правая часть этого уравнения для заданной шероховатости γ и откосов m , применяя для C формулы, не содержащие уклона, есть функция только h и b .

Поэтому, задаваясь шириной b , подбором определяем нормальную глубину h . Для этого нужно вычислить модуль расхода K (правую часть равенства 66) при нескольких значениях h (не меньше 3-х) и построить кривую зависимости h от модуля расхода K ; по этой кривой для вычисленного (по расходу и уклону) модуля расхода находим нормальную глубину.

На быстотоке свободная поверхность потока будет кривой спада; глубина воды на быстроте будет уменьшаться от h_k в начале его до некоторой h_c в конце быстотока, которая в пределе, при длинном быстотоке, становится равной нормальной глубине.

Таблица 26. ¹Коэффициент шероховатости русла γ в новой формуле Базена

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

№ по пор.	Характер стенок русла	γ	Примечание
1	Очень гладкие стенки (строганные доски, гладкая цементная штукатурка и т. д.)	0,06	
2	Гладкие стенки (нестроганные доски, тесовая и кирпичная кладка, бетонные и чугунные трубы, весьма хорошая бетонировка и др.)	0,16	
3	Негладкие стенки (хорошая бутовая кладка, посредственная бетонировка)	0,46	
4	Промежуточная категория (грубая бутовая кладка; весьма грубая бетонировка по скале; замощение булыжником; стенки в плотных земляных грунтах, притом весьма хорошо содержимые; стенки, чисто высеченные в скале)	0,85	
5	Земляные стенки в обычном состоянии (сюда же мощеные, но несколько заросшие и т. п.)	1,30	
6	Земляные русла, оказывающие особенно сильное сопротивление (при плохом содержании; значительных водорослях; скалистом с валунами или крупногалечником дне и пр.)	1,75	
7	Каменные русла, усеянные валунами, в зависимости от неровностей поверхности русла	2—6	Иногда еще больше
8	Искусственная шероховатость в виде поперечных планок	2	
9	То же поперечных брусков.	3—4	Малым скоростям соот.
10	То же прутьев (вейников)	3—9	большим γ
11	То же зубьев Дениля и Базика	3—6	

Вычислим длину быстроготока, L_b , зная преодолеваемое им падение p и уклон I по формуле

$$L_b = \sqrt{p^2 + \frac{p^2}{I^2}} = \frac{p}{I} \sqrt{I^2 + 1} \quad (67)$$

Теперь применим формулу Бресса (61), в которой неизвестными являются только $\eta_2 = \frac{h_c}{h}$ и функция этой величины $\varphi(\eta_2)$

Так как нам наперед неизвестна глубина в конце быстроготока h_c , то нельзя определить и средней глубины в быстротоке, а значит и средних χ , R и C , поэтому для первого подсчета можно вычислить последние величины для нормальной глубины h

По величине $\eta_1 = \frac{h_k}{h}$ из таблиц Бресса находим $\varphi\left(\frac{h_k}{h}\right)$.

Подставив все вычисленные величины в уравнение Бресса, получим равенство, связывающее величины η_2 и $\varphi(\eta_2)$; задаемся одной из них (η_2), находим из таблиц Бресса другую $\varphi(\eta_2)$ и подставляем их в полученное равенство; если тождества не получаем, задаемся другой величиной и постепенным подбором определяем $\eta_2 = \frac{h_c}{h}$ и само h_c .

Зная h_c , можно более точно определить средние χ , R и C и снова вычислить h_c .

¹ Пункты 1—6, Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник. Изд. 1924.

Следующей задачей при расчете быстротока является необходимость установить характер сопряжения струи быстротока с горизонтом воды в нижнем бьефе.

По величине h_c вычисляем сопряженную с ней глубину h'_2 по формуле (42) или по шкале III на графике № 4. Пусть t_2 глубина в нижнем бьефе.

Если $h'_2 > t_2$, будет отогнанный прыжок.

Если $h'_2 < t_2$, будет затопление струи.

Глубина колодца определяется так же как и при расчете перепадов.

В сечении через конец быстротока определяем полный напор

$$T_o = h_c + \frac{V_c^2}{2g}, \quad (68)$$

где скорость V_c в рассматриваемом сечении определяется по глубине h_c и расходу Q .

$$V_c = \frac{Q}{Bh_c}. \quad (69)$$

Вычисляем $h_k = \sqrt[3]{\frac{aq^2}{g}}$, где $q = \frac{Q}{B}$, и $Z_o = T_o - t_2$.

По величине $\frac{Z_o}{h_k}$ помощью графика № 4 (прилож. 2) находим $\frac{T_k}{h_k}$ и T_k .

Глубина колодца

$$d = T_k - T_o.$$

Аналогично определяется высота стенки, если затопление прыжка предполагается сделать колодцем, образованным стенкой.

Длина колодца может быть вычислена по формуле Дейша (58), заменив H_o величиной $T_o = h_c + \frac{V_c^2}{2g}$ и высоту стенки падения — глубиной колодца:

$$L = 3 \sqrt{\left(h_c + \frac{V_c^2}{2g}\right) \cdot d}. \quad (70)$$

В деревянных быстротоках скорости течения могут быть допущены весьма большие; во всяком случае $V = 7,0$ м/сек — вполне допустимая скорость.

Следует обратить внимание на чистоту воды в реке; если река несет наносы, то будет иметь место истирание дерева и тем большее, чем больше наносов и чем они тверже. Величина износа дерева может быть определена при работе сооружения; в случае наличия большого количества наносов необходимо предусмотреть простую смену истирающихся элементов сооружения.

ТАБЛИЦА 27.

Предельные наибольшие скорости $V_{\max}$

№ пп.	Характер стенок	V м/сек
1	Одиночная мостовая	2,5
2	Двойная мостовая, мягкая скала	4,5
3	Обыкновенная кирпичная кладка	3,5
4	Бутовая кладка в плетнях	5,0
5	Бетон	8,0
6	Деревянные стенки, с распорками, сваями, искусственной шероховатостью	7,0
7	Деревянные гладкие стены	10,0

§ 11. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ.

1. Расчет колодезного перепада ряжевой конструкции.

Перепад является продолжением плотины с напором на короле $H = 2,4$ м (черт. 35).

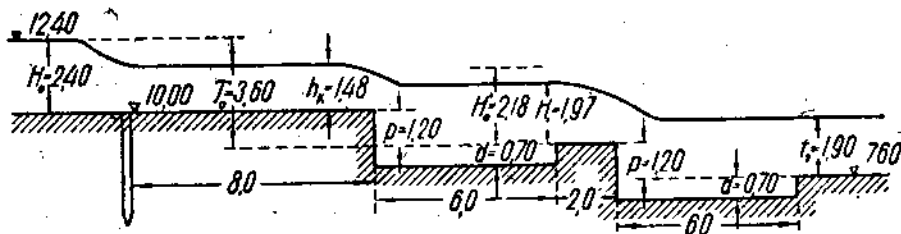
Примерная конструкция ряжевого перепада показана в приложении 48.

Дано: Расчетный расход $Q = 30,0$ м³/сек
 Напор на короле плотины $H = 2,40$ м.
 Отметка горизонта воды верхнего бьефа 12,40 м.
 " " " нижнего " 9,55 м.
 Глубина воды в нижнем бьефе $t_2 = 1,90$ м.

Вычислив площадь поперечного сечения русла реки перед плотинной $\Omega = 70,0$ м², определяем скорость подхода:

$$V_0 = \frac{Q}{\Omega} = \frac{30,0}{70,0} = 0,43 \text{ м/сек}$$

Ввиду того, что $V_0 < 0,5$ м/сек, то скоростным напором пренебрегаем.



Черт. 35.

Очевидно плотина (черт. 35) будет незатопленным водосливом с широким порогом.

По графику № 2 (прилож. 1) для $\sigma_n = 1$ и $H_0 = 2,4$ м находим $q = 5,67$ м³/сек (формула 14).

Необходимая ширина отверстия в сжатом сечении

$$b_c = \frac{Q}{q} = \frac{30,0}{5,67} = 5,30 \text{ м.}$$

Величина двух сжатий по таблице 3 равна 0,34 м.

Отверстие плотины в свету $b = 5,64$ м.

Принимая ширину перепада равной ширине отверстия, можно считать расход на пог. м перепада равным $q = 5,67$ м³/сек.

По шкале 1 на графике № 4 находим $h_k = 1,48$ м (формула 38).

Все падение с отметки порога 10,00 м до отметки дна 7,60 м делим на две ступени по 1,20 м.

Рассчитаем первую ступень.

Полный напор

$$T_0 = H_0 + p = 2,40 + 1,20 = 3,60 \text{ м.}$$

Глубиной нижнего бьефа для расчета первой ступени является статический напор на второй ступени H_1 , которую после устройства колодца считаем водосливом практического профиля с коэффициентом расхода $m = 0,40$ (таблица 22).

Полный напор H_0 определится из формулы 33' при

$$\frac{Q}{b_c} = q = 5,67 \text{ м}^3/\text{сек}; \quad \sigma_n = 1 \text{ и } m = 0,40.$$

Тогда:

$$H_0' = \sqrt[3]{\frac{q^2}{m^2 2g}} = \sqrt[3]{\frac{5,67^2}{0,40^2 \cdot 19,62}} = 2,18 \text{ м.}$$

Лучше пользоваться графиком № 2. По шкале для $m=0,40$ находим $\beta=1,143$; расход, соответствующий $m=0,35$, для которого построен график № 2 равен $q_1 = \frac{q}{\beta} = \frac{5,67}{1,143} = 4,96 \text{ м}^3/\text{сек.}$

По графику № 2 для $\sigma_n=1$ и $q_1=4,96 \text{ м}^3/\text{сек}$ находим $H_o'=2,18 \text{ м.}$
Статический напор приходится определять подбором.
Примерная скорость подхода, предполагая глубину колодца $d=0,70 \text{ м,}$

$$V_o = \frac{q}{H_o' + d} = \frac{5,67}{2,18 + 0,6} = 1,97 \text{ м/сек.}$$

По таблице 2, определяем $h_o'=0,20 \text{ м.}$
Приближенный статический напор $H_1 = H_o' - h_o' = 2,18 - 0,20 = 1,98 \text{ м.}$
Вычисляем $Z_o = T_o - H_1 = 3,60 - 1,98 = 1,62 \text{ м.}$

$$\frac{Z_o}{h_k} = \frac{1,62}{1,48} = 1,09.$$

По графику № 4, принимая коэффициент скорости $\varphi=0,90$, для $\frac{Z_o}{h_k}=1,09$ определяем $\frac{T_k}{h_k} = 2,81.$

Тогда $T_k = 2,81 \cdot 1,48 = 4,16 \text{ м.}$

Так как $T_k > T_o$, то будет отогнанный прыжок; для затопления последнего необходим колодец глубиной $d_{\min} = 4,16 - 3,60 = 0,56 \text{ м.}$

Принимаем $d=0,7 \text{ м.}$

Теперь можем более точно определить статический напор на второй ступени, зная его примерное значение $H=1,98 \text{ м.}$

$$V_o' = \frac{q}{H_1 + d} = \frac{5,67}{1,98 + 0,7} = 2,12 \text{ м/сек}$$

$$h_o' = 0,23 \text{ м и } H_1 = H_o' - h_o' = 2,18 - 0,23 = 1,95 \text{ м.}$$

Как видно, разница небольшая.

Длину колодца определим по формуле 58:

$$L_1 = 3 \sqrt{2,40 \cdot 1,20} = 5,10 \text{ м.}$$

Для ряжевого колодца принимаем расстояние между осями стенок $6,0 \text{ м.}$

Сделаем еще расчет нижней ступени (черт. 35).

Полный напор $T_o' = H_o' + p = 2,18 + 1,20 = 3,38 \text{ м.}$

Перепад $Z_o' = T_o' - t_2 = 3,38 - 1,90 = 1,48 \text{ м.}$

$$\frac{Z_o'}{h_o} = \frac{1,48}{1,48} = 1,00.$$

По графику № 4 для $\varphi=0,92$ находим $\frac{T_k}{h_k} 2,72$

$$T_k = 2,72 \cdot 1,48 = 4,02 > T_o.$$

И здесь колодец глубиной

$$d_{\min} = T_k - T_o = 4,02 - 3,38 = 0,64 \text{ м.}$$

Оба колодца принимаем одинаковыми глубиной $d=0,70 \text{ м.}$

При многоступенчатом перепаде расчет производится аналогично изложенному.

2. Расчет колодезного перепада стоечно-обшивной конструкции.

Ниже плотины с четырьмя отверстиями по $1,1 \text{ м,}$ разделенными тремя несъемными стойками, располагается перепад шириной в свету $5,0 \text{ м}$ (черт. 36).

Напор на короле $H = 1,8 \text{ м.}$
Скорость подхода $V_o = 1,4 \text{ м.}$

Если бы полученные значения H' и d значительно отличались от принятых выше, то вычисление величин m_o , q_1 и H' надо было бы повторить.

Длина колодца $L = 3\sqrt{1,9 \cdot 1,20} = 4,52$ м.

Принимаем по конструктивным соображениям $L = 5,25$ м и $d = 0,70$ м.

Для расчета нижней ступени находим полный напор H'_o .

$$\text{Скорость подхода } V_o = \frac{q}{H' + d'} = \frac{3,40}{1,30 + 0,70} = 1,64 \text{ м/сек.}$$

По таблице № 5 находим $h_o = 0,13$ м.

Тогда $H'_o = 1,51$ м и $T_o = H'_o + p = 1,51 + 1,2 = 2,71$ м.

По графику № 4 для $\frac{T_o}{h_k} = 2,71$ и $\varphi = 0,95$ находим $\frac{h_c}{h_k} = 0,5$ и по шкале III—

$$\frac{h_2}{h_k} = 1,76 \text{ и } h_2 = 1,85 \text{ м.}$$

Так как сопряженная со сжатой глубиной h_o , глубина $h_2 > t_2 = 1,4$ м, то будет отогнанный прыжок.

Для затопления его найдем глубину колодца.

$$Z'_o = T'_o - t_2 = 2,71 - 1,40 = 1,31 \text{ м.}$$

По графику № 4 для $\frac{Z'_o}{h_k} = \frac{1,31}{1,05} = 1,25$ и $\varphi = 0,95$ находим $\frac{T_k}{h_k} = 3,14$ и

$$T_k = 3,14 \times 1,05 = 3,30 \text{ м} > T_o.$$

Тогда $d'_{\min} = T_k - T_o = 3,30 - 2,71 = 0,59$ м.

Принимаем оба колодца глубиной $d = 0,70$ м.

ГЛАВА ТРЕТЬЯ.

ЗАТВОРЫ.

§ 12. ТИПЫ ЗАТВОРОВ В ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИНАХ.

В деревянных плотинах употребляются следующие затворы:

1. Щиты, опирающиеся на стойки съёмные или постоянные, причем последние чаще всего устраиваются с подкосом.

2. Шандоры, опирающиеся своими концами на коренные стойки, прикрепленные к устоям, бычкам или контрфорсам.

3. Спиды, опирающиеся нижним концом в прижимной брус на короле и верхним—в упорные балки служебного мостика.

4. Сегментные деревянные затворы, представляющие собой несколько ферм, опирающихся крайними узлами нижнего пояса непосредственно, или с помощью „ног“, на опоры, заделанные в стены устоев или бычков; по верхним поясам ферм укрепляются балочки, на которых располагается плотная водонепроницаемая обшивка; последняя обычно имеет криволинейное очертание, например, по дуге круга. Подъем сегментных затворов осуществляется с помощью лебедок и тяговых тросов, прикрепленных к обоим концам затвора, осью вращения являются упомянутые выше опоры.

Сегментные затворы позволяют быстро открывать и закрывать отверстия, что важно в случае экономного расходования воды или быстрого наступления паводков; для напоров до 2 м и отверстий до 6 м конструкция затворов получается достаточно простой, но заделка опор представляет некоторую трудность.

Следует упомянуть о больших деформациях, которые возможны как в самом деревянном затворе, так и в опорах, заделанных в ряжевых частях плотин, вследствие чего возможны затруднения при движении затвора и ненадежность работы уплотнений.

Наиболее распространенными и достаточно удобными в эксплуатации являются щитовые затворы со стойками; их мы подробно и рассмотрим.

§ 13. РАСЧЕТ ЩИТОВ.

Щиты делаются из чистых или полуобрезанных (получистых) досок толщиной, чаще всего от 6 до 10 см и реже из более толстых досок; доски между собою плотно пригоняются в четверть (черт. 37) или вшпунт (прямоугольный) подобно шпунтовым досчатым сваям; у крайних досок щита четверть или паз (гребень) шпунта вынимается с одной стороны. Доски следует выпиливать из бревен диаметром 26 см; выход разной толщины досок и размеры их с частичным использованием древесины отпиливаемых горбылей показан на графике № 6 (прилож. 3).

Щиты делаются высотой от 60 см до 1,0 м и реже других размеров; при больших давлениях воды (3,0 м и больше) нижние щиты не следует делать больше 80 см высотой; иногда нижние щиты в плотинах делают более толстые и менее высокие чем верхние.

Длина щитов определяется величиною отверстия в свету между стойками и величиною заходов концов щита в пазы стоек; глубина пазов в стойках делается чаще всего 6—7 см. Необходимо, чтобы по обоим концам щита оставались зазоры

величиной в один сантиметр для свободного поднятия и опускания щита. Чаще всего щиты делают длиной около 1,0 м и в редких случаях большей длины.

Если толщина щита равна или больше ширины паза в стойке, то концы щита подтесываются до толщины на 1—2 см меньшей ширины паза.

Соединение досок, составляющих щит, производится шпонками (черт. 37), врубаемыми в доски, на глубину в 2 см; шпонки вытесываются из досок или горбылей; ширина шпонки изменяется от 10 на верхнем конце до 7 см на нижнем по одной стороне и от 6 до 3 см по другой. Поперечное сечение шпонки является трапецией.

Шпонки устраиваются с напорной стороны щита, чтобы они находились в зоне сжатых волокон досок. С той же стороны на болтах диаметром 12 см или глухарями прикрепляются крючья для вытаскивания щитов. Ось шпонки находится от края на одной четверти длины щита, а ось крючка на одной шестой длины щита.

Крючья делают из полосового железа толщиной 8 мм и шириной 50 мм, с отверстиями для болтов через 20 см и с загнутыми с одного конца крюками.

Число болтов должно быть не менее числа досок, из которых состоит щит; крайние отверстия для болта делаются в 5 см от одного конца, крючьев и в 10 см от другого, на котором загнут крюк. При креплении крючьев глухарями необходимо заворачивать по две штуки в каждую доску.

Размеры крючьев и болтов изображены на черт. 9.

Расчет щита производится как балки, лежащей на двух опорах, за которые принимаются середины площадок концов щита, заходящих в пазы стоек.

Так если:

- ширина отверстия в свету . . . b см
- глубина пазов в стойке . . . a см
- зазор с каждой стороны . . . 1 см
- длина щита . . . $L = b + 2(a - 1)$ см
- расчетная длина . . . $l = b + a - 1$.

давление воды на щит следует принимать наибольшее, приходящееся на его нижнюю кромку; при напоре H_m давление на 1 пог. см полосы щита высотой в 1 см, т. е. на 1 см² щита равно:

$$p = 0,0001 \gamma H = H 0,1 H \text{ кг}, \quad (71)$$

где H — напор в м на нижнюю кромку щита,

γ — вес 1 м³ воды, равный 1000 кг.

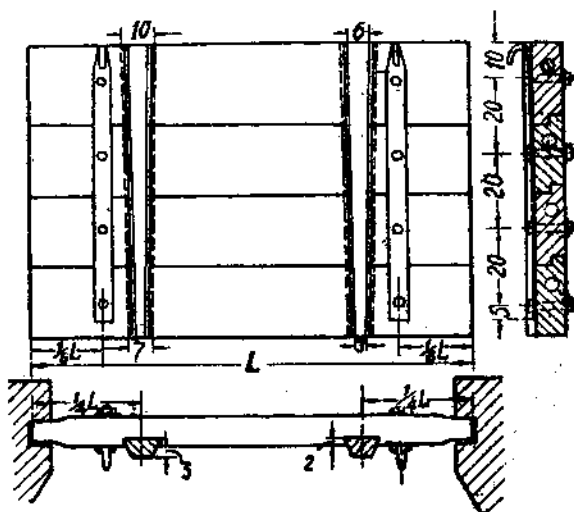
Наибольший изгибающий момент будет посредине щита и равен

$$M_{\max} = \frac{p l^2}{8} \text{ кг/см.}$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{1 \times \delta_1^2}{6} \text{ см}^3,$$

где δ_1 — толщина доски в сантиметрах.



Черт. 37.

Напряжения при изгибе посредине щита

$$\sigma_u = \frac{M_{\max}}{W} = 0,75 \frac{p l^2}{\delta_1^3} = 0,075 \frac{H p^2}{\delta_1^3}. \quad (72)$$

Откуда толщина доски в середине щита при заданном $[\sigma_u]$ кг/см²

$$\delta_1 = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{0,3H}{[\sigma_u]}} \text{ см}, \quad (73)$$

где H — напор в м и l — расчетный пролет в см.

При $[\sigma_u] = 77$ кг/см²

$$\delta_1 = \frac{l}{2} \sqrt{0,0039H}$$

или

$$\delta_1 = 0,03125 l \sqrt{H}. \quad (74)$$

Кроме того необходимо проверить еще ослабленное шпонкой сечение щита. Наиболее удаленной от опоры частью ослабленного сечения будет внутренний край шпонки, отстоящий от края щита на расстоянии четверти длины щита плюс половина наибольшей ширины шпонки, равная 5 см, а от опоры при расчетном пролете l на расстоянии

$$x = \frac{L}{4} + 5 - \frac{L-l}{2} = \frac{l}{2} - \frac{L}{4} + 5.$$

Ввиду незначительной разницы пролетов L и l заменяем L через l , а половину ширины шпонки в среднем приравниваем 0,05 l , тогда

$$x = 0,3 l.$$

Изгибающий момент в этом сечении на расстоянии x от опоры

$$M_m = \frac{p x}{2} (l - x) = 0,0105 H p^2, \quad (75)$$

где H — напор в м,

l — расчетный пролет в см.

Тогда аналогично формулам (73) и (74) расчетная толщина щита в ослабленном сечении

$$\delta_2^1 = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{0,25H}{[\sigma_u]}} \quad (76)$$

$$\text{При } [\sigma_u] = 77 \text{ кг/см}^2 \quad \delta_2^1 = 0,0285 l \sqrt{H}. \quad (77)$$

Очевидно полная толщина доски в месте шпонки, считая, что разрезанные волокна не работают на сжатие, будет больше на величину глубины врубки шпонки

$$\delta_2 = (\delta_2^1 + 2) \text{ см}. \quad (78)$$

Пример. Напор $H = 1,5$ м.

Отверстие в свету между стойками $b = 100$ см.

Глубина пазов в стойках $a = 6$ см.

Расчетный пролет $l = b + a - 1 = 100 + 6 - 1 = 105$ см.

Допускаемое напряжение $[\sigma_u] = 77$ кг/см².

Тогда толщина щита посредине по формуле (73):

$$\delta_1 = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{0,3H}{[\sigma_u]}} = \frac{105}{2} \sqrt{\frac{0,3 \cdot 1,5}{77}} = 4,02 \text{ см}.$$

Необходимая толщина в месте шпонки по формуле (78)

$$\delta_2 = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{0,25H}{[\sigma_u]}} + 2 = \frac{105}{2} \sqrt{\frac{0,25 \cdot 1,5}{77}} + 2 = 3,66 + 2 = 5,66 \text{ см}.$$

Следовательно толщина щита определяется расчетом в ослабленном шпонкой сечении, а напряжения по середине щита будут менее допускаемых. В данном примере принимаем толщину щита $\delta = 6$ см.

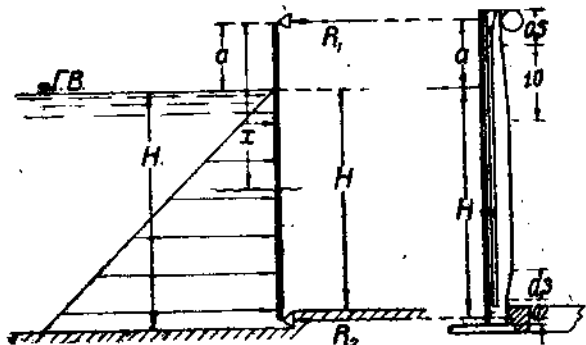
В толстых щитах (около 12 см) напряжения по середине щита и в ослабленном сечении примерно одинаковы, поэтому и толщины щита δ_1 и δ_2 получаются одинаковыми.

Для быстрого расчета щитов составлен график № 6 (прилож. 3), на котором построен ряд кривых зависимости толщины щита от величины напора для различных величин отверстия между стойками в свету, а именно для $b = 1,00, 1,10, 1,20, 1,30, 1,40, 1,50, 2,00$ и $2,50$ м, т. е. таких отверстий, которые наиболее часто встречаются на практике.

По оси абсцисс отложены толщины щита с интервалами через 1,0 см.

Для определенной величины напора до 4,0 м по кривой, соответствующей заданной величине отверстия в свету, на оси абсцисс находим необходимую толщину доски в целых сантиметрах и выход этих досок из бревна $d = 26$ см.

По табличке, помещенной на графике, определяется длина щита L в зависимости от напора и величины отверстия. Изменение увеличения длины щита по сравнению с величиною отверстия b объясняется различной глубиной паза для щита в стойках, рассчитываемых по графику № 6 (прилож. 3).



Черт. 38.

§ 14. РАСЧЕТ СТОЕК.

Стойки предназначены для разделения большого отверстия на ряд более мелких, закрываемых щитами.

Стойки бывают промежуточные и коренные, укрепляемые прочно к стенам бычков или устоев; первые из них, промежуточные, могут быть съемными или постоянными (несъемными).

Опорами для стоек являются наверху упорные балки, перекрывающие отверстие плотины, и внизу — прижимной брус над королем, выступающий на 10—16 см выше понурного пола и подпертый со стороны водобоя упорными брусками.

Постоянные стойки, и реже съемные, иногда имеют еще промежуточные опоры в виде подкосов; чаще всего ставится один подкос.

По последнему признаку стойки разделяются на стойки без подкоса и стойки с подкосами.

1. Стойки без подкоса.

Расчет их производится так же как и расчет балки, лежащей на двух опорах по схеме на черт. 38.

Верхней опорой является середина опорной балки, возвышающаяся над горизонтом воды на величину a , равную чаще всего 0,70 м, и нижней опорой — середина высоты прижимного бруса.

На стойку будет передаваться давление воды, действующее непосредственно на ее ширину, и давление от половин двух соседних пролетов в свету между стойками; при расчете предполагаем, что в нижнем бьефе на флутбете воды нет и, значит, давление воды с этой стороны отсутствует.

Обозначим: H — напор над порогом в м.

H_1 — напор над серединой прижимного бруса в м.

a — возвышение середины опорной балки над горизонтом воды.

b_1 и b_2 — ширины соседних с рассчитываемой стойкой отверстий в свету между стойками.

c — ширина стойки.

P — полное давление на стойку.

R_1 — верхняя реакция.

R_2 — нижняя реакция.

B — вся ширина, с которой передается давление воды на стойку, равная

$$c + \frac{b_1 + b_2}{2}.$$

Тогда :

$$P = \frac{H_1^2}{2} \cdot B. \quad (79)$$

$$R_1 = \frac{P}{3} \frac{H_1}{H_1 + a} = \frac{H_1^3}{6(H_1 + a)} \cdot B. \quad (80)$$

$$R_2 = P \frac{2H_1 + 3a}{3(H_1 + a)} = \frac{H_1^2(2H_1 + 3a)}{6(H_1 + a)} \cdot B. \quad (81)$$

Наибольший изгибающий момент $M_{\max}$ (черт. 38) будет на некотором расстоянии x от верхней опоры на участке в пределах давления воды.

Выражение для момента на этом участке будет следующее:

$$M_x = R_1 x - \frac{(x - a)^3}{6} \cdot B. \quad (82)$$

Расстояние x сечения с $M_{\max}$ определится из уравнения, полученного приравняв нулю производной выражения (82) для изгибающего момента M_x .

$$\frac{dM_x}{dx} = R_1 - \frac{(x - a)^2}{2} \cdot B = 0.$$

Откуда :

$$x = \sqrt{\frac{2R_1}{B}} + a. \quad (83)$$

По заданным H_1 и a вычисляются верхняя реакция R_1 и расстояние сечения стойки x от верхней опоры с максимальным изгибающим моментом, а затем по формуле (82) вычисляется и величина $M_{\max}$.

Нижнюю реакцию R_2 можно вычислить как разность всего давления P и верхней реакции R_1 :

$$R_2 = P - R_1 = \frac{H_1^2}{2} B - R_1. \quad (84)$$

Наибольшая перерезывающая сила, очевидно, будет в сечении над нижней опорой, где будет наибольшая реакция.

Промежуточные стойки делаются чаще всего из одного бревна или составные из двух и более брусьев.

Поперечное сечение стойки должно быть рационально подобрано.

Подбирая сечение стойки из одного бревна, необходимо иметь в виду следующие соображения.

Наибольший момент сопротивления прямоугольного поперечного сечения стойки из круглого леса получится, если ширина стойки составит 0,7 ее высоты; у такого бруса его высота $h = 0,82d$ и ширина $c = 0,58d$.

Так из бревна $d = 36$ см выходит брус с наибольшим моментом сопротивления высотой $h = 29,5$ см и шириной $c = 21$ см.

Брусья прямоугольного сечения с иным соотношением высоты и ширины легко получаются по графику № 1 (черт. 8).

С боков стойки (черт. 40) вынимаются пазы для щитов; глубина паза около 6—7 см, высота паза 7—10 см; чем щиты толще, тем больше и паз; такое сечение стойки напоминает двутавровое сечение. Остающаяся ширина стойки между

пазами должна быть достаточной величины, чтобы воспринять скалывающие напряжения при изгибе, которые имеют наибольшее значение по нейтральной оси в сечении с максимальной перерезывающей силой на нижней опоре, т. е. как раз там, где ширина стойки уменьшается устройством двух пазов.

Так при $d = 36$ см, ширине $c = 21$ см и глубине каждого паза по 6,5 см в ослабленном сечении стойка будет шириною лишь $(21 - 2 \cdot 6,5) = 8$ см; при этом предельные напряжения на скалывание наступят значительно раньше, чем предельные напряжения на растяжение и сжатие при изгибе.

Итак, стремясь получить наиболее выгодное сечение стойки двутаврового сечения из одного бревна по сопротивлению ее изгибающему моменту, получаем невыгодное сечение по сопротивлению стойки перерезывающей силе.

Первое условие требует увеличения высоты поперечного сечения стойки, второе — увеличения ширины.

По условиям устойчивости стойки нельзя сделать ее поперечное сечение узким и высоким или наоборот широким и низким.

Исходя из вышеизложенных соображений, нами приняты, изображенные на графике № 7 (прилож. 4) поперечные сечения стоек из одного бревна. При этом пазы для щитов несколько сдвинуты от середины высоты стойки к передней, напорной, грани стойки, с целью обеспечить достаточную прочность полочки, на которую опираются щиты и которая может сколоться.

Возьмем для примера стойку из бревна $d = 28$ см указанных на черт. 39 размеров; при этом обливны не вводятся в расчет, так как передняя обычно обивается плавающими предметами, а задняя — у нижнего и верхнего концов стойки стесывается для лучшей передачи давления на опоры.

Определяем площадь поперечного сечения стойки.

$$\Omega = 20 \times 4 + 8 \times 7 + 20 \times 10 = 336 \text{ см}^2.$$

Статический момент этого сечения относительно оси $x-x$, проходящей через заднюю грань сечения

$$S = 80 \times 10 + 56 \times 13,5 + 200 \times 5 = 3276 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести и нейтральной оси $O-O$ поперечного сечения от задней грани сечения:

$$x = \frac{S}{\Omega} = \frac{3276}{336} = 9,75 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно нейтральной оси $O-O$:

$$I_0 = 106 + 80 \cdot 9,25^2 + 229 + 56 \cdot 3,75^2 + 1666 + 200 \cdot 4,25^2 = 14155 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления:

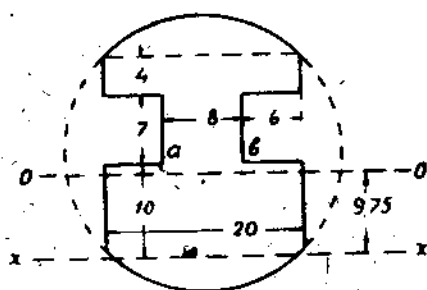
$$W = \frac{I_0}{h - x} = \frac{14155}{21 - 9,75} = 1258 \text{ см}^3.$$

При допускаемом напряжении на растяжение и сжатие при изгибе $[n_x] = 77$ кг/см предельный изгибающий момент, который может выдержать стойка, равен

$$M = W[n_x] = 1258 \cdot 77 = 96900 \text{ кг/см} = 0,969 \text{ т.м.}$$

Теперь определим наибольшую допустимую перерезывающую силу Q при допускаемом напряжении на скалывание при изгибе $[t_x] = 15,5$ кг/см².

Как известно, скалывающие напряжения достигают наибольшего значения по нейтральной оси сечения, а в нашем случае наиболее опасным сечением в отношении этих напряжений будет ослабленное сечение $a-b$ вблизи нейтральной оси (черт. 39).



Черт. 39.

В этом сечении скалывающие напряжения

$$[n_a]_t = \frac{Q \cdot S_{ab}}{I_o \cdot b}, \quad (85)$$

где Q — перерезывающая сила;

I_o — момент инерции всего сечения относительно нейтральной оси $O—O$;

b — ширина стойки в опасном сечении $a—b$ в отношении скалывающих напряжений;

S_{ab} — статический момент части сечения, лежащей выше сечения $a—b$ относительно нейтральной оси.

Откуда предельная величина перерезывающей силы

$$Q = \frac{[t_a]_t b I_o}{S_{ab}}. \quad (86)$$

В нашем примере $b = 8,0$ см.

$$I_o = 14\,155 \text{ см}^4.$$

$$[t_a]_t = 15,5 \text{ кг/см}^2.$$

$$S_{ab} = 80 \times 9,25 + 56 \times 3,75 = 950 \text{ см}^3.$$

$$Q = \frac{15,5 \cdot 8 \cdot 14\,155}{950} = 1848 \text{ кг}.$$

Рассматриваемые сечения стойки из бревна $d = 28$ и всех других стоек таким образом подобраны, чтобы действующий на стойку изгибающий момент и перерезывающая сила от давления воды вызывали в стойке одинаково близкие к предельным напряжения как на растяжение (или сжатие), так и на скалывание при изгибе.

Для всех рассмотренных сечений стоек подсчитаны предельные перерезывающие силы и изгибающие моменты; по этим данным построена шкала № 2, пользование которой весьма простое.

Определив для какого-либо расчетного случая $M_{\max}$ и $Q_{\max}$ равную нижней реакции R_2 по шкале 2 (черт. 40), находим соответствующий диаметр бревна и размеры стойки; при этом чаще всего по перерезывающей силе получается несколько большее сечение чем по изгибающему моменту; это большее сечение и надо принять за окончательное. Может случиться и наоборот, когда большее сечение получится по изгибающему моменту. На чертеже 40 приведена таблица, содержащая размеры частей поперечного сечения стойки из бревен разного диаметра, моменты сопротивления и наибольшие допустимые перерезывающие силы при напряжениях $[t_a] = 15,5 \text{ кг/см}^2$.

Следует иметь в виду, что подобранные сечения стоек удовлетворяют указанному выше условию только для наиболее употребительных случаев расчета, именно для малых отверстий между стойками $1,0—1,2$ м; может быть, что в двух разных расчетных случаях перерезывающие силы одинаковы, а изгибающие моменты значительно отличаются один от другого, например стойка высокая для большого напора и малого отверстия с большим изгибающим моментом и стойка низкая для малого напора и большого отверстия с малым изгибающим моментом.

Для определения $M_{\max}$ и $Q_{\max} = R_2$ построены графики № 8 (прилож. 5) и № 10 (прилож. 7).

Пример. Напор на пороге $H = 2,0$ м.

Напор над серединой прижимного бруса $H_1 = 2,06$ м.

Возвышение верхней опоры над горизонтом воды $a = 0,7$ м.

Величины соседних со стойкой отверстий в свету одинаковы и равны $b = 1,0$ м.

Ширина стойки c .

Так как стойка без подкоса, то на графиках № 8 и № 10, построенных для стойки с подкосом, надо величину возвышения упора подкоса над порогом принять равной $h_1 = 0$. По графику № 10 на пересечении $H_1 = 2,06 - 0,0 = 2,06$ м и $a = 0,7$ м находим $\frac{M_{\max}}{B} = 0,73 \text{ т} \cdot \text{м}$ и по графику № 8 — верхнюю реакцию

$\frac{R_1}{B} = 0,53 \text{ т}$ с одного погонного метра ширины отверстия, а со всей ширины $B = b + c = 1,00 + 0,20 = 1,20 \text{ м}$.

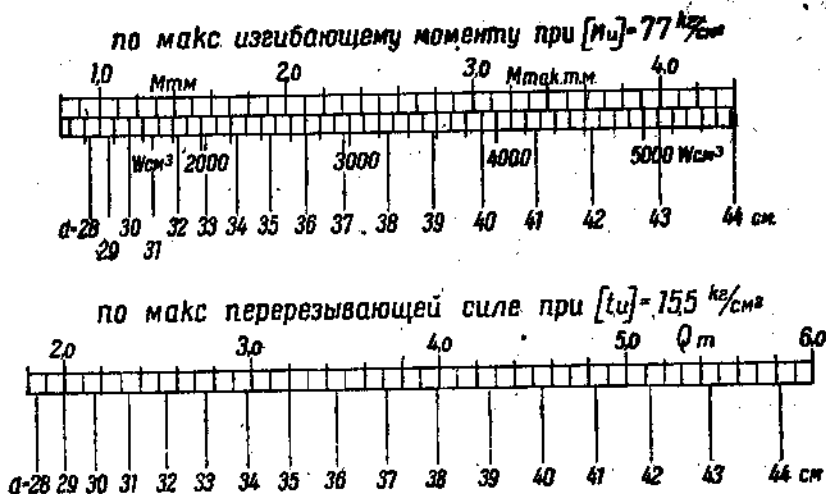
$$M_{\max} = 0,73 \times 1,20 = 0,875 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$R_1 = 0,53 \times 1,20 = 0,64 \text{ т},$$

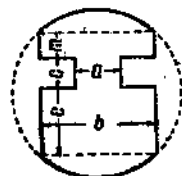
при этом шириною стойки c задаемся приблизительно равной $0,20 \text{ м}$.

Величина нижней реакции R_2 определится как разность всего давления на стойку P по графику № 9 (прилож. 6) и верхней реакции R_1 .

$$R_2 = P - R_1 = 2,12 \times 1,20 - 0,64 = 2,54 - 0,64 = 1,90 \text{ т}.$$



сечение стойки



d	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
m	4	4	4,5	5	5,5	5,5	6	6,5	7	7	7	7	7,8	8	9	9	9
c	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	9	9	9	9	9	10	10
e	10	10	11	11	11	11	11	11,5	12	12	12	13	13	14	14	14	15
b	20	21	21	22	23	24	24	25	25	26	27	28	28	29	29	30	30
a	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15	15	16	16
Wcm³	1258	1335	1541	1740	1918	2020	2289	2511	2643	2895	3089	3369	3639	3989	4370	4770	5170
Qкг	1848	2076	2210	2510	2744	2810	3284	3540	3687	4080	4300	4676	4976	5399	5719	6140	6570

Черт. 40. Шкала № 2 для определения сечения стойки без подкоса по изгибающему моменту и перерезывающей силе.

Теперь по шкале № 2 находим

для

$$M_{\max} = 0,875 \text{ т} \cdot \text{м} \quad d = 0,28 \text{ м и } c = 0,20 \text{ м как наименьшее}$$

$$Q_{\max} = R_2 = 1,90 \text{ т} \quad d = 0,28 \text{ м и } c = 0,20 \text{ м}.$$

Принимаем окончательно $d = 0,28 \text{ м}$ и ширину стойки $c = 0,20 \text{ м}$; если полученная ширина отличается значительно от принятой заранее, то по графикам делают расчет снова.

Для наиболее часто встречающихся случаев расчета стоек при $a = 0,7 \text{ м}$ и напряжений $[n_u] = 77 \text{ кг/см}^2$ и $[t_u] = 15,5 \text{ кг/см}^2$ построен график № 7 (прилож. 4), позволяющий по напору над порогом H и заданному одинаковому расстоянию между стойками в свету b подобрать сразу размеры стойки и диаметр бревна.

Если отверстия в свету соседние со стойкой не одинаковы, то за величину b надо взять полусумму этих соседних пролетов.

Так для вышеприведенного примера для $H=2,0$ м и $b=1,0$ м по графику № 7 (прилож. 4) находим диаметр бревна $d \approx 28$ см и тут же все размеры стойки.

Стойки из одного бревна, без подкоса, как это видно из графика № 7, могут быть сделаны при наиболее часто встречающемся отверстии в свету $b=1,0$ м для сравнительно больших напоров; при $H=3,0$ м нужно бревно $d=42$ см и длиной около 5,5 м.

Наконец сделаем еще проверку прочности на скалывание той полочки стойки, на которую опираются щиты. Возьмем для примера стойку из бревна $d=28$ см, у которой ширина (глубина паза) 6 см и ширина площади скалывания 10 см.

По графику № 7 указанная стойка может выдержать напор 2,02 м при отверстии в свету $b=1,0$ м; на один сантиметр высоты в нижнем конце стойки будет действовать сила

$$P = \frac{2,02 \cdot 1000 \cdot 1,0 (100 + 2 \cdot 6)}{10000 \cdot 2} = 11,3 \text{ кг.}$$

Площадь скалывания $1 \times 10 = 10 \text{ см}^2$.

Напряжения на скалывание поперек волокон

$$[t_{\perp}] = \frac{11,3}{10} = 1,13 \text{ кг/см}^2 < \text{допускаемых } [t_{\perp}] = 3,5 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка всех других стоек в этом отношении показывает, что они также достаточно прочны.

Смятие волокон полочки или щита производится, примерно, той же силой, но действующей на площадь в 4 см в случае, когда щит прижат вплотную в стенке паза другой стойки.

Напряжение на смятие поперек волокон.

$$[n_{c\perp}]_2 = \frac{11,3}{4} = 2,8 \text{ кг/см}^2 < \text{допускаемых } 21 \text{ кг/см}^2.$$

Для стойки из бревна $d=44$ см при напоре 3,5 м и $b=1,0$ м при действии на сминаемую площадь 5 см² силы

$$P = \frac{3,50 \cdot 1000 \cdot 1,0 (100 + 2 \cdot 6)}{1000 \cdot 2} = 19,6 \text{ кг,}$$

напряжения

$$[n_{c\perp}]_2 = \frac{19,6}{5} = 3,9 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно, проверок ни на скалывание ни на смятие можно не производить, так как напряжения далеки от допускаемых.

Обливники со стороны нижнего бьефа обтесываются на нижнем и верхнем концах стойки по черт. 38.

Высота стойки делается до уровня верха служебного мостика; если же на промежуточных стойках располагается ворот, то высота его увеличивается примерно на 1,5 м.

Для вытаскивания стойки в верхнем ее конце просверливается отверстие, в которое продевается веревка.

Составные стойки делаются чаще всего из двух брусьев: один из них, зад-

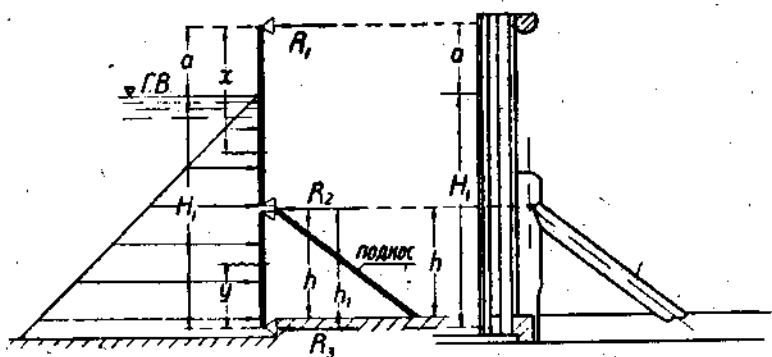
ний, однотаврового сечения, как для стойки с подкосом, и другой, передний, прямоугольного сечения с обливной. Брусья соединяются прочно болтами через 1,0 м по высоте или по расчету; момент сопротивления такой стойки определяется как сумма моментов сопротивления каждого из брусев в отдельности; для переднего бруса момент сопротивления вычисляется по формуле для прямоугольника. Необходимо учесть ослабление сечения болтами.

Если же стойки соединить между собою например с помощью металлических колец, которые примут и передадут на дерево скалывающие напряжения, то момент сопротивления такой балки вычисляется для всего сечения стойки с коэффициентом уменьшения 0,7. Такая составная стойка будет легче предыдущей, а по сравнению со стойкой из одного бревна будет тяжелее, но потребует менее толстого и дешевого леса.

2. Стойки с подкосом.

а) Расчет стойки. Если промежуточные стойки не нужно снимать, то их можно делать постоянными и кроме верхней и нижней опор устроить еще одну (реже две) опору в промежутке.

В этом случае стойку можно рассматривать как балку, лежащую на трех опорах; при этом предположении изгибающие моменты будут значительно меньше



Черт. 41.

тех, которые получаются для стойки без средней опоры при одинаковых действующих силах. Средней опорой является подкос, врубленный или непосредственно в стойку или в подможную стойку. В случае, если средняя опора исполнена вполне надежно, стойку можно рассчитать как неразрезную балку, лежащую на трех опорах. Однако средняя опора может несколько сдать вследствие неточной пригонки или смятия врубок; последнее обстоятельство вызовет увеличение изгибающего момента и уменьшение реакции на средней опоре.

Поэтому при расчете мы предполагаем некоторые средние условия, а именно считаем стойку с подкосом разрезанной на средней опоре; тогда расчет верхней части такой стойки будет совершенно одинаковым с расчетом стойки без подкоса, а расчет нижней части будет незначительно отличаться от него. Из сравнения расчетов стойки, как неразрезной балки, и как двух балок, разрезанных на средней опоре, следует, что в первом случае наибольший изгибающий момент в стойке меньше, а средняя реакция больше чем во втором случае.

Схема для расчета изображена на черт. 41. Здесь величина h — возвышение точки упора подкоса над порогом;

h_1 — возвышение точки упора подкоса над нижней опорой стойки;

R_2 — реакция на средней опоре, слагающаяся из реакций от верхней и нижней и частей стойки.

$$R_2 = R_{2a} + R_{2b}$$

Тогда для верхнего участка стойки будут справедливы формулы, приведенные для стойки без подкоса.

$$R_1 = \frac{(H_1 - h_1)^2}{6(H_1 - h_1 + a)} B; \quad (87)$$

$$R_{2\pi} = \frac{(H_1 - h_1)^2 (2H_1 - 2h_1 + 3a)}{6(H_1 - h_1 + a)} B; \quad (88)$$

$$M_{\max} = R_1 x - \frac{(x - a)^2}{6} B; \quad (89)$$

$$x = \sqrt{\frac{2R_1}{B}} + a, \quad (90)$$

где x — расстояние сечения с $M_{\max}$ от верхней опоры.

Для нижнего участка стойки

$$R_{2\pi} = \frac{1}{6} h_1 (3H_1 - 2h_1) \cdot B; \quad (91)$$

$$R_3 = \frac{1}{6} h_1 (3H_1 - h_1) \cdot B. \quad (92)$$

Изгибающий момент в каком-либо сечении на нижнем участке стойки в расстоянии y от нижней опоры:

$$M_y = R_{2\pi} y - \frac{y^2}{2} \cdot \frac{y}{3} \cdot B - (H_1 - y) y \frac{y}{2} \cdot B;$$

$$M_y = R_{2\pi} y - \frac{H_1 \cdot B}{2} y^2 + \frac{B}{3} y^3; \quad (93)$$

$$\frac{dM_y}{dy} = R_{2\pi} - H_1 B y + B y^2 = 0;$$

$$y = \frac{H_1}{2} + \sqrt{\frac{H_1^2}{4} - \frac{R_{2\pi}}{B}}. \quad (94)$$

Вычислив расстояние y от нижней опоры до сечения с наибольшим изгибающим моментом, находим величину $M_{\max}$ по форм. (93).

Полная реакция на средней опоре определится по формулам (88) и (91).

$$R_2 = R_{2\pi} + R_{2\pi} = \frac{B}{6} \left[\frac{(H_1 - h_1)^2 (2H_1 - 2h_1 + 3a)}{H_1 - h_1 + a} + h_1 (3H_1 - 2h_1) \right]. \quad (95)$$

Эту реакцию проще определять как разность полного давления и двух реакций R_1 и R_3 :

$$R_2 = \frac{H_1^2}{2} B - R_1 - R_3.$$

При расчете стойки, как неразрезной балки, величина средней реакции будет больше R_2 , определяемой по формуле (95), примерно на 50%.

Наибольшей перерезывающей силой будет нижняя реакция R_3 .

Для определения реакции R_1 и R_3 и $M_{\max}$ на обоих участках стойки построены графики.

График № 8 (прилож. 5) для определенного напора H_1 и возвышения упора подкоса над нижней опорой h_1 и верхней опоры над горизонтом воды a дает величину верхней реакции от одного погонного метра ширины отверстия $\frac{R_1}{B}$; полная

реакция будет очевидно в B раз больше.

График № 10 (прилож. 7) аналогичным образом дает возможность определить наибольший изгибающий момент на верхнем участке стойки, возникающий от

давления воды с одного погонного метра ширины отверстия $\frac{M_{\max}}{B}$; окончательная величина момента будет в B раз больше.

Как указывалось выше, по графикам № 8 и № 10 можно рассчитывать стойку без подкоса, если величина $h_1 = 0$.

Графики № 9 и № 11 (прилож. 6 и 8) по данным H, h_1 и a дают величины $\frac{R_3}{B}$ и $\frac{M_{\max}}{B}$ для нижнего участка стойки.

Очевидно для определенных H_1 и a точка упора подкоса может быть выбрана таким образом, чтобы изгибающие моменты как на верхнем, так и на нижнем участках стойки были одинаковы; соответствующее такому положению упора подкоса сечение стойки будет наименьшим.

Для частного случая, когда $a = 0,7$ м, сделано исследование этого вопроса.

По вышеперечисленным формулам, а еще проще по графикам, вычислены для верхнего и нижнего участков стойки $M_{\max}$ при разных h_1 для некоторых напоров. Данные представлены на графике (черт. 42), из которого видно, что при напоре $H_1 = 4,0$ м на обоих участках получаются одинаковые максимальные моменты при $h_1 = 1,64$ м, при напоре $H_1 = 3,0$ м величина $h_1 = 1,25$ и при $H_1 = 2,0$ м — $h_1 = 0,86$ м.

На графике (черт. 43) можно для любого напора H_1 при $a = 0,70$ м найти значение h_1 , при котором максимальные моменты на обоих участках стойки одинаковы.

Соединение стойки с подкосом может быть сделано непосредственно, путем врубки подкоса в стойку (черт. 44), или с помощью подможной стойки, которая устанавливается с низовой стороны

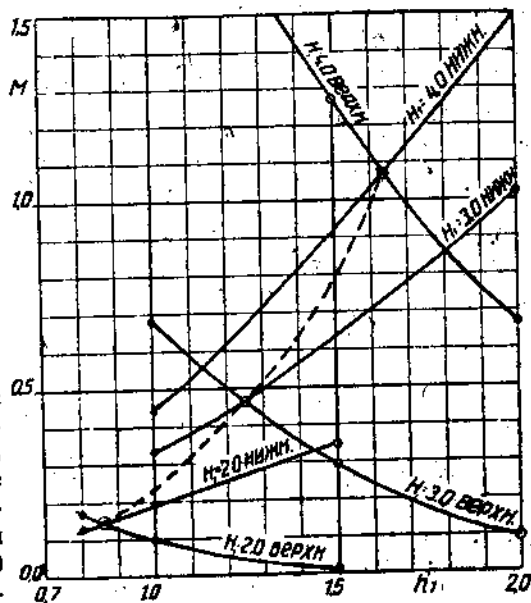
основной стойки и в которую врубается подкос (черт. 45).

Рассмотрим первый случай.

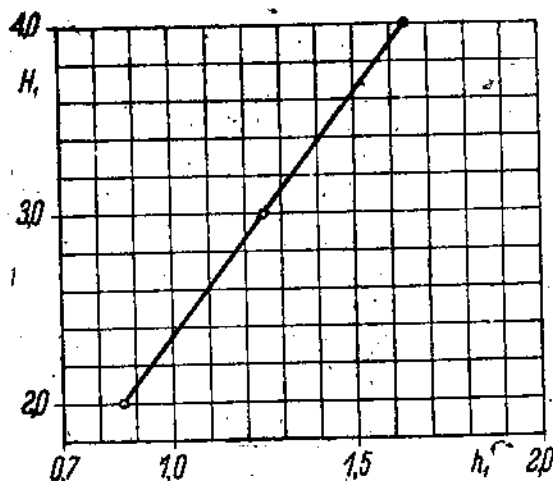
Конструкция стойки показана на черт. 44. Поперечное сечение стойки выбирается таким образом, чтобы возможно лучше использовать древесину. Ширина стойки определяется шириною подкоса и величиною двух четвертей, в которые входят концы обшивки; наименьшая ширина такой стойки принята равной 23 см, соответствующая ширина подкоса в 15 см.

Задняя грань стойки не обтесывается и в нее врубается подкос, как показано на черт. 46.

С передней стороны стойки вынимаются также две четверти, в которые входят концы щитов. Для защиты стойки от ударов и удержания щитов в пазах, когда напор отсутствует, с передней стороны стойки укрепляется на болтах пластина, которая при расчете не принимается во внимание.



Черт. 42.



Черт. 43.

Для разных диаметров бревен подобраны сечения стоек с размерами отдельных частей, как это указано в таблице при шкале № 3 (черт. 47) и на графике № 12 (прилож. 9); подсчитаны (аналогично стойкам без подкоса) площади их поперечного сечения, моменты инерции и моменты сопротивления.

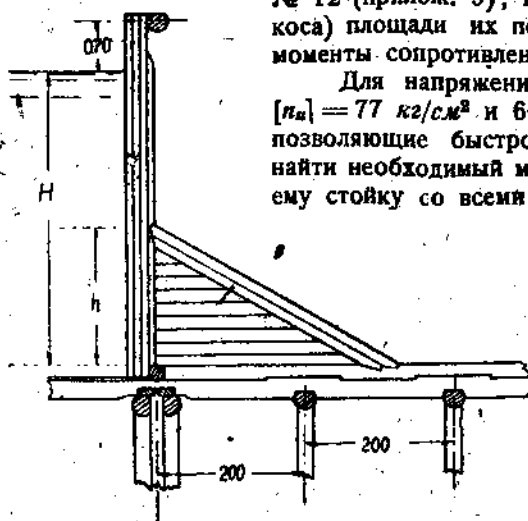
Для напряжений на растяжение и сжатие при изгибе $[R_k] = 77 \text{ кг/см}^2$ и 66 кг/см^2 составлены шкалы (черт. 47), позволяющие быстро по заданному изгибающему моменту найти необходимый момент сопротивления и соответствующую ему стойку со всеми размерами.

При расчете стоек указанного сечения, имеющего в месте максимальных касательных напряжений наиболее широкое сечение, проверку на действие перерезывающей силы можно не производить.

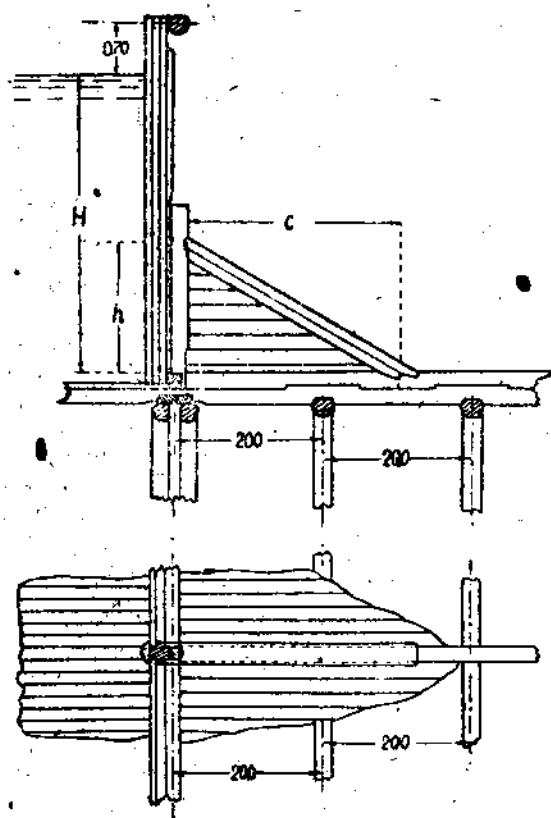
Для частного случая при $a = 0,70 \text{ м}$ построен график № 12 (прилож. 9), позволяющий подобрать сечение стойки для любого напора на короле H и по величине b , равной полусумме двух соседних со стойкой отверстий в свету. График учитывает увеличение расчетного

напора H , по сравнению с напором на король H на величину $0,07 \text{ м}$ и ширину стойки c , на которую действует давление воды. Кроме того этот график предполагает некоторое определенное, зависящее от напора, расположение точки упора подкоса; величины возвышения h этой точки над порогом, для которых график только и справедлив, приведены в таблице на графике, а именно:

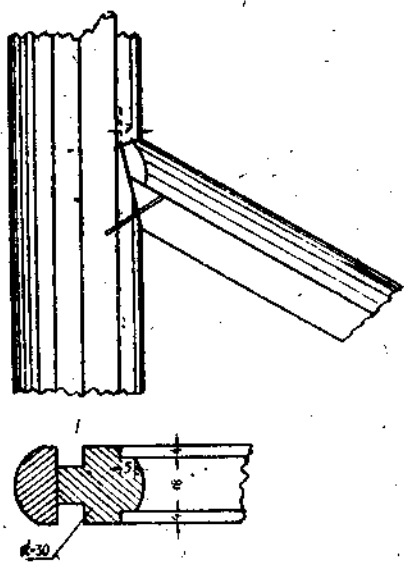
H_k	4,0	3,5	3,0	2,5
h_k	1,6	1,5	1,4	1,3



Черт. 44.



Черт. 45.



Черт. 46.

Так например, для $H=3,0$ м и $b=1,0$ м необходима стойка на бревна $d=26$ см, при расположении подкоса на высоте $h=1,40$ м над порогом.

Принятые величины h несколько больше тех, которые дают равенство изгибающих моментов на верхнем и нижнем участках (см. черт. 43).

Теперь рассмотрим другой случай, когда подкос врубается в подможную стойку (черт. 45).

Сечение такой стойки отличается от предыдущего только тем, что на высоту подможной стойки задняя (низовая) грань обтесывается (черт. 48).

Подкос врубается в подможную стойку, соединяемую болтами с основной стойкой.

Расчет такой стойки ничем не отличается от расчета предыдущей; работа на изгиб подможной стойки несколько разрушает нижний участок основной стойки; подможную стойку лучше в расчет не вводить.

6) Расчет подкоса. Средняя реакция R_2 передается на упорный брус флютбета плотины, вызывая сжатие подкоса. При наклоне подкоса к горизонту на угол α сила R_2 разложится на две составляющие (черт. 49): силу, сжимающую подкос S , и силу, выдерживающую стойку N , причем

$$S = \frac{R_2}{\cos \alpha}, \quad (95)$$

$$N = R_2 \operatorname{tg} \alpha. \quad (96)$$

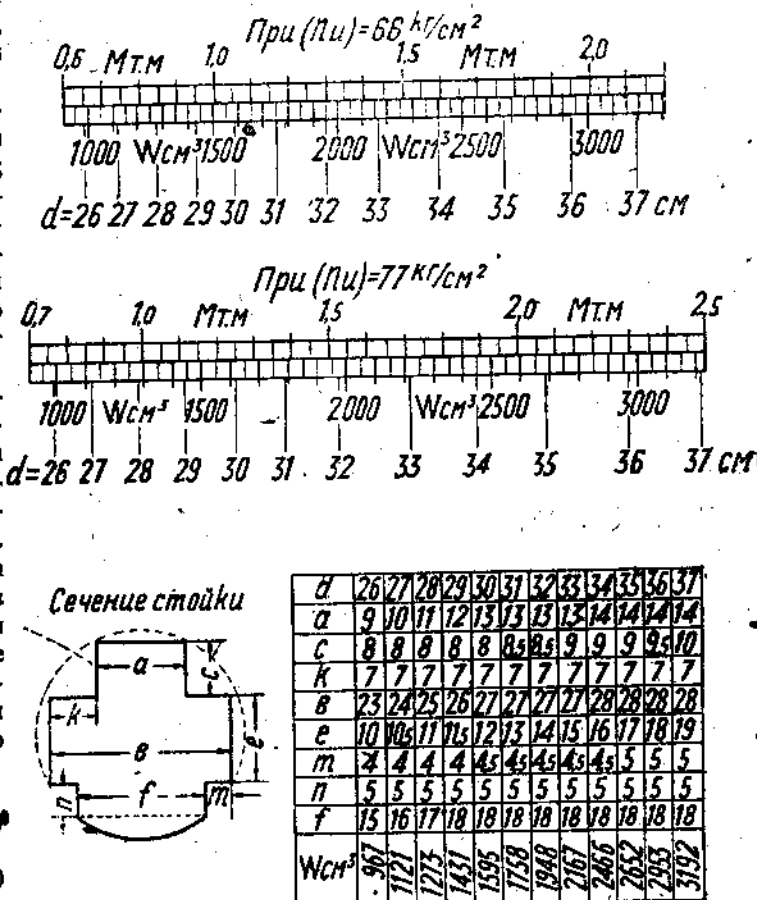
Ввиду того, что врубка в подкосе не центральна и сила S , сжимающая подкос, расположена не по оси подкоса, последний будет еще испытывать действие изгибающего момента. Для принятого типа врубок можно в запас считать, что сжимающая сила действует по внешней грани подкоса; тогда при круглом подкосе эксцентриситет $e = \frac{d}{2}$, а при прямоугольном $e = \frac{h}{2}$.

Изгибающий момент в подкосе

$$M = S \cdot \frac{d}{2} \text{ или } M = S \cdot \frac{h}{2}. \quad (97)$$

Сжимающие напряжения в подкосе от изгиба и сжатия (формула 6)

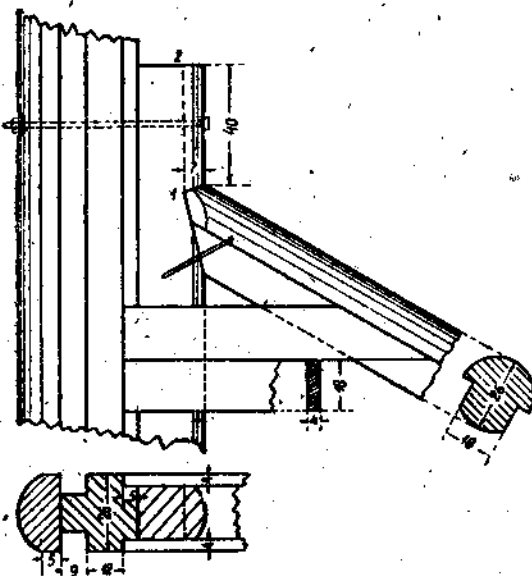
$$\sigma = \frac{S}{\omega} + \frac{M \{n\}}{\omega \{n_u\}}, \quad (98)$$



Черт. 47. Шкала № 3 для определения сечения стойки с подкосом по максимальному изгибающему моменту.

где Φ — площадь всего сечения подкоса,

φ — коэффициент уменьшения допускаемых напряжений при продольном сжатии по шкале № 1 (черт. 4) или формуле 3. В этом выражении коэффициент φ соответственно увеличивает лишь ту часть напряжений в стойке, которая вызывается сжимающей силой S . Длина подкоса $l = \frac{h}{\sin \alpha}$, W — наименьший момент сопротивления;



Черт. 48.

для круглой стойки, обтесанной с двух сторон, этот момент сопротивления будет равен моменту, определенному для сечения стойки относительно оси, проходящей через центр круга, параллельно обтесанным граням по таблице 11.

Остальные обозначения известны.

Наилучшим углом наклона (подкоса) будет $\alpha = 45^\circ$; при меньшем угле наклона подкоса к горизонту допускаемые напряжения на смятие во врубке в стойку будут уменьшаться вследствие того, что направление сжимающей силы будет приближаться к нормали к направлению волокон, а значит и предельная величина силы R_2 будет уменьшаться. При большом угле наклона значительно возрастает выдергивающая сила N , вследствие чего требуется более solidное крепление нижнего конца стойки.

в) Расчет врубки подкоса. Как в стойке, так и в подкосе остаются обливны, используемые при устройстве врубок, как показано на черт. 50.

Если угол наклона подкоса к стойке ($90^\circ - \alpha$) будет больше 30° , то врубку можно сделать простым одиночным зубом, который мы и рассчитаем; при меньшем угле нужно делать врубку двойным простым зубом (черт. 51).

Кроме того к устройству двойного простого зуба надо прибегать при большом сжимающем усилии S в подкосе, когда площадки одиночного зуба по расчету недостаточно.

В простом одиночном зубе работающие на смятие площадки, верхнюю (малую) и нижнюю (большую), располагаем одна к другой под прямым углом. Задаемся глубиной врубки δ , величина которой при круглых элементах делается ($\frac{1}{6} - \frac{1}{4}$) d стойки; при прямоугольных брусках глубина врубки составляет около $\frac{1}{6}$ соответствующего размера стойки. Усилие в подкосе S разлагаем на составляющие, нормальные к этим площадкам.

$$T = S \cos \beta, \quad (99)$$

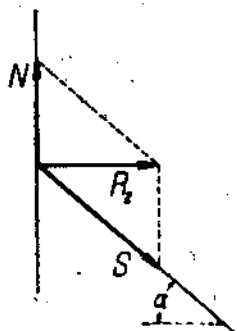
$$F = S \sin \beta, \quad (100)$$

где $\beta = 90^\circ - \alpha - \gamma$; тангенс угла γ , образованного нижней большей площадкой смятия с гранью стойки, определится по формуле:

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\delta}{\frac{c}{2} + \sqrt{\left(\frac{c}{2}\right)^2 - \delta^2}}, \quad (101)$$

где c есть проекция диаметра (высоты) подкоса на направление оси стойки, равная

$$c = \frac{d}{\cos \alpha}. \quad (102)$$



Черт. 49.

Сила F , действующая на большую площадку, обычно вызывает очень небольшие напряжения, не требующие проверки. Приблизительно определив эту площадку, не трудно убедиться в сказанном.

Эта же сила F вызывает силу трения, которая уменьшает величину давления на верхнюю малую площадку.

Сила трения

$$T_1 = fF,$$

где f — коэффициент трения дерева по дереву, принимаемый из осторожности равным 0,25 — 0,20, т. е. половине обычной величины.

Тогда сжимающая верхнюю площадку сила

$$T_2 = T - T_1.$$

Лучше все же этой силы трения не учитывать при расчете.

Величины верхних (так же как и нижних) площадок врубки стойки и подкоса, вообще говоря, различны; работающей на смятие, очевидно, будет лишь площадь, общая для обоих элементов.

Величина сжимающейся верхней площадки в рассматриваемой врубке определяется тем из круглых элементов, который имеет меньший диаметр, в данном случае подкосом.

Проекция этой площадки на плоскость, нормальную к оси подкоса, изображена на поперечном сечении подкоса и состоит из сегмента и прямоугольника; хорда сегмента и ширина прямоугольника равны ширине подкоса s .

Проекция высоты прямоугольника равна k_1 , а действительная его высота по врубке

$$k_1' = \frac{k_1}{\cos \beta}$$

Площадь прямоугольника

$$\omega_1 = k_1' s = \frac{k_1 s}{\cos \beta}$$

По глубине врубки δ можем определить общую высоту верхней малой площадки.

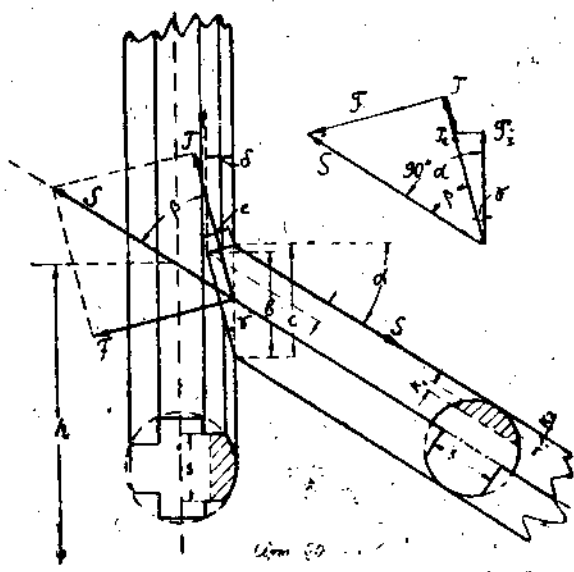
$$e = \frac{\delta}{\cos \gamma}$$

Очевидно, высота стрелы сегмента (точнее части эллипса) в работающей площадке равна:

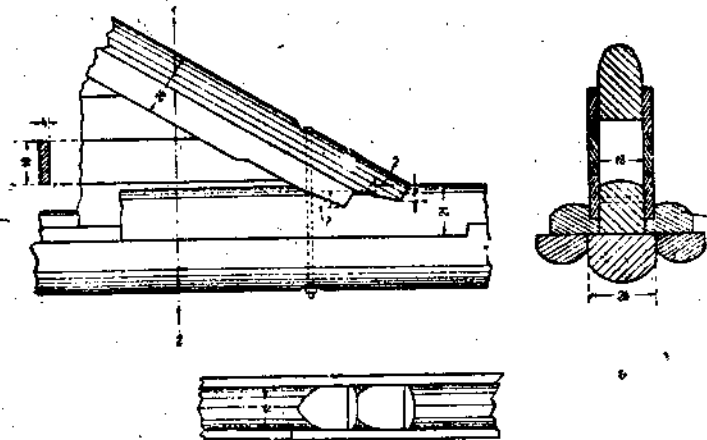
$$k_2' = e - k_1'$$

Площадь сегмента примерно равна $\omega_2 = \frac{2}{3} k_2' s$.

Общая площадка смятия $\omega = \omega_1 + \omega_2$.



Черт. 50.



Черт. 51.

В случае, если стойка и подкос обтесаны брусом, то форма работающей площадки будет прямоугольником.

Напряжение на смятие:

$$[n_c]_s = \frac{T_2}{\omega_c}$$

Допускаемое напряжение определится по формуле (1) в зависимости от углов, составленных направлением сминающей силой T_2 , действующей нормально к сминающей площадке, с направлением волокон стойки или волокон подкоса. Таким углом для стойки будет угол γ , а для подкоса угол β .

Так как допускаемые напряжения на смятие поперек волокон меньше допускаемых напряжений на смятие вдоль волокон, то очевидно допускаемые напряжения наступят раньше для той из площадок (подкоса или стойки), для которой указанный выше угол будет больше.

Величину допускаемых напряжений проще определить по таблице 2.

Для изложенного выше случая расчета врубки, когда хорда сегмента определяется шириной стесанного с боков бревна, величину стрелы сегмента можно определить следующим образом; по графику № 1 (черт. 8) по диаметру бревна находится высота прямоугольного бруса, соответствующего упомянутой ширине, тогда стрела сегмента, очевидно, равна половине разности диаметра и высоты бруса.

Кроме того приведем ниже формулы для некоторых элементов круга в зависимости от величины центрального угла ψ , опирающегося на дугу, стягиваемую хордой, и выраженного в градусах.

$$\text{Длина хорды } s = 2r \sin \frac{\psi^\circ}{2} \quad (103)$$

$$\text{Стрела } h = r \left(1 - \cos \frac{\psi^\circ}{2} \right) = 2r \sin^2 \frac{\psi^\circ}{4} = \frac{s}{2} \operatorname{tg} \frac{\psi}{4} \quad (104)$$

$$\text{Длина дуги } l = \pi r \frac{\psi^\circ}{180} = 0,017453 \psi^\circ r^2 \quad (105)$$

$$\text{Площадь сегмента } \omega_1 = \frac{r^2}{2} \left(\pi \frac{\psi^\circ}{180} - \sin \psi^\circ \right) \quad (106)$$

$$\text{Площадь сектора } \omega_2 = \pi \frac{\psi^\circ}{360} r^2 = 0,0087266 \psi r^2 \quad (107)$$

Если подкос врубается в подможную стойку, то необходимо проверить на скалывание ее верхний участок по плоскости 1—2 (черт. 48). Величина скалывающей силы

$$T_3 = T_2 \cos \gamma \quad (108)$$

Напряжение на скалывание

$$[t] = \frac{T_3}{\Omega} \quad (109)$$

Расчет врубки нижней части подкоса в упорный брус производится аналогично вышесказанному.

Величины сил T и F , действующих на площадки, а также размеры площадок, можно определить графически, вычертив на миллиметровке врубку в масштабе 1:10 или 1:5.

Для приближенного и быстрого подсчета можно ограничиться следующим приемом.

По глубине врубки в стойку δ определяется площадь смятия ω в сечении, перпендикулярном к оси подкоса; сминающей силой принимается усилие в подкосе S ; трением пренебрегаем.

$$\text{Напряжение на смятие будет } [n_c]_s = \frac{S}{\omega}$$

Допускаемое напряжение на смятие определится по углу, составленному на-

правлением силы S и направлением волокон стойки, т. е. по углу $(90^\circ - \alpha)$, где α — угол наклона подкоса к горизонту.

Если при таком расчете напряжения получаются близкими к предельным, то расчет следует сделать более точно.

Если подкос врубается двойным зубом, то действующее усилие на каждый из зубьев принимают равным половине общего усилия, если площадки зубьев одинаковы или пропорциональны величине площадок, если они разные. Линии действия этих усилий считают расположенными от краев подкоса на одной четверти диаметра или высоты поперечного сечения подкоса.

Достаточно проверить прочность одного зуба.

При устройстве двойного зуба расположение торцевых площадок часто принимают под прямым углом к оси подкоса или располагают по биссектрисе угла, составленного подкосом и стойкой (черт. 52).

В первом случае предельные напряжения на смятие наступают сперва на площадках стойки, тогда как на примыкающих к ним площадках подкоса напряжения еще меньше допустимых, а во втором случае — одновременно как на площадках стойки, так на площадках подкоса.

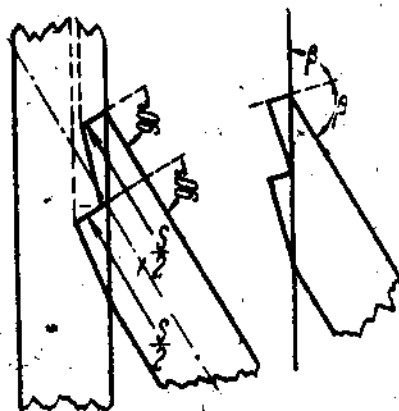
Первый, крайний, зуб надо делать менее глубоким чем второй, чтобы скалывающие напряжения в стойке вызывались зубьями в разных плоскостях (черт. 51 и 52).

С таким же расположением площадок может быть сделана врубка и одиночным зубом.

Более сложное соединение стоек с подкосами не вызывается необходимостью.

Подкосы со стойками и упорными брусками соединяются по концам болтами или скобами.

В подкосе с обеих сторон вынимаются четверти таким образом, чтобы ширина подкоса S равнялась ширине стойки со стороны нижнего бьефа; с обоих боков делается обшивка из досок (или горбылей) толщиной 4—5 см, концы которых входят в четверти стойки и подкоса и прибиваются гвоздями.



Черт. 52.

г) Закрепление подможной стойки. Подможная стойка соединяется болтами с основной стойкой в нижнем и верхнем конце.

Вырывающее стойку усилие, как сказано выше, равняется.

$$N = R_2 \operatorname{tg} \alpha$$

Сопротивляется этому усилию:

- 1) вес Q самой стойки с нащепкой, вес щитов, примерно половина веса подкоса и обшивки, а при наличии подможной стойки еще и вес последней;
- 2) силы трения, вызываемые верхней и нижней реакциями R_1 и R_2 на опорах.

$$Q = (R_1 + R_2) f;$$

3) клиновое закрепление нижнего конца подможной стойки между прижимным и упорным брусками по черт. 53.

Это закрепление стойки при вырывающем усилии T и угле наклона одной грани α может быть рассчитано следующим образом.

Сопротивляться вырыванию будут;

а) равнодействующая реакций на переднюю грань P и на заднюю $P \cos \alpha$, равная $P \sin \alpha$;

б) сумма вертикальных составляющих сил трения по тем же граням, равная $P f \cos \alpha + P \cos \alpha f = 2 P f \cos \alpha$.

Тогда

$$T = P \sin \alpha + 2 P f \cos \alpha = P (\sin \alpha + 2 f \cos \alpha),$$

(110)

$$P = \frac{T}{\sin \alpha + 2f \cos \alpha}$$

Если сминаемая площадь равна $18 \times 20 = 360 \text{ см}^2$ и допускаемое напряжение $[t] = 18 \text{ кг/см}^2$, то предельная величина силы $P = 18 \times 360 = 6490 \text{ кг}$.

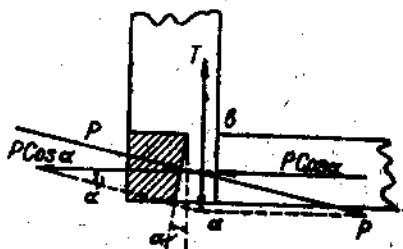
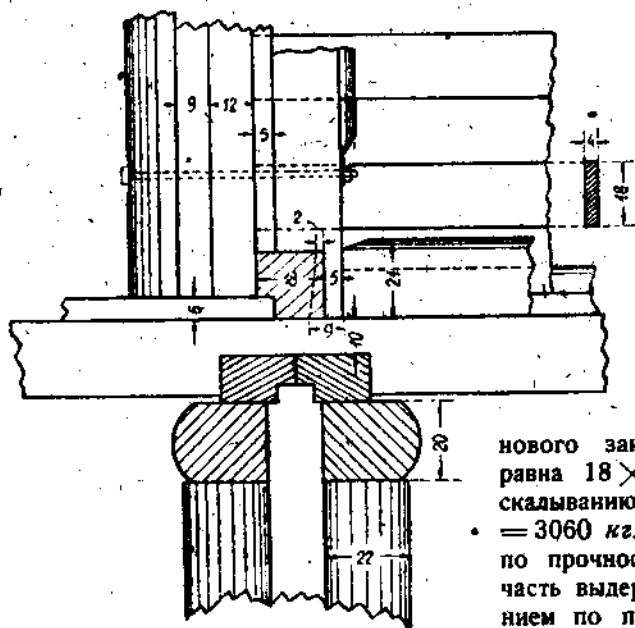
При высоте клина 18 см ширина по верху 8 см и по низу 11 см .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{11 - 8}{18} = \frac{3}{18} = 0,167 \text{ и } \alpha = 9^\circ 28',$$

$$\sin \alpha = 0,164 \text{ и } \cos \alpha = 0,986.$$

$$\text{Тогда } T = 6490 (0,164 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,986) = 6490 \cdot 0,95 = 6160 \text{ кг}.$$

Проверим еще, не может ли произойти при выдергивании стойки скалывание вдоль волокон скошенной грани кли-



нового закрепления; площадь скалывания равна $18 \times 20 = 360 \text{ см}^2$ и допустимая по скалыванию сила $360 \times [t] = 360 \cdot 8,5 = 3060 \text{ кг}$. Из формулы (110) видно, что по прочности клина на смятие значительная часть выдергивающей силы воспримется трением по плоскости $a-b$ (черт. 53), а сила $P(\sin \alpha + f \cos \alpha) = 6490 (0,164 + 0,4 \cdot 0,986) = 3624 \text{ кг}$, могущая вызвать скалывание, по величине близка к предельной 3060 кг .

Как видно, одно клиновое закрепление стойки в состоянии предупредить ее вырывание выдергивающими силами подкосов. Но для этого необходимо, чтобы прижимный брус был прочно скреплен с насадками; лучше всего по обеим сторонам каждой стойки прижимный брус крепить винтовыми болтами через король с насадкой, расположенной со стороны водобоя.

Если вырывающее усилие большое, то всегда следует подможную стойку закреплять указанным образом.

4) Крепления железными поковками: болтами, накладками, хомутами и пр.

Если предыдущих сил достаточно, чтобы удержать стойку на месте, то последняя крепится без расчета только одной или двумя накладками, прибиваемыми гвоздями к стойке и к упорному или прижимному брусам. Если часть вырывающего усилия приходится воспринимать железными поковками, то их надо рассчитывать, передавая через них усилия на основные элементы флютбета: насадки и продольные брусья.

Черт. 53.

Описанные выше конструкции стоек, конечно, не исчерпывают всех возможных других конструкций; интерес могут представить составные стойки с рациональным распределением материала.

3. Коренные стойки.

Крайние стойки в каждом отверстии прикрепляются к опорам (устоям, бычкам, контрфорсам) и называются коренными.

Поперечное сечение их следует делать такое же как и у промежуточных стоек, уменьшая ширину последних на глубину одного паза.

Например коренная стойка, соответствующая промежуточной шириною 20 см из бревна $d = 28$ см (черт. 39), будет иметь ширину 14 см и вытесываться из бревна $d = 25$ см.

Очевидно, такое сечение коренной стойки будет достаточно прочно, так как на коренные стойки действует вдвое меньшее давление по сравнению с промежуточными.

Для установки коренных стоек ряжевые стены подрубаются на глубину около 5 см, чтобы получить ровную плоскость.

С прокладкой войлока стойка плотно притягивается болтами к стене с помощью вспомогательной стойки, поставленной по другую сторону стены. Болты ставятся через один метр.

Если на коренных стойках располагается вал для подъема щитов, то эти стойки возвышаются над мостиком на 1,5—2,0 м и наверху уширяются путем прибалчивания коротыша для размещения оси вала. Лучше располагать вал на вспомогательных стойках, которые в таком случае делаются из более толстых бревен (черт. 246).

В ряжевых плотинах коренные стойки опираются на выступающие концы бревен стены над королем, в контрфорсных плотинах на концы обшивки (черт. 224) и в стоечнообшивных — на концы пластин или досок королевой стенки (черт. 215).

Если в ряжевых плотинах выступающих концов стенок не делается (в целях несколько меньшего загнивания), то коренные стойки надо поддерживать подкосом (прилож. 33), прибитым к стене и врубленным в комплакий брус на водобсе.

§ 15. СПИЦЫ И ШАНДОРЫ.

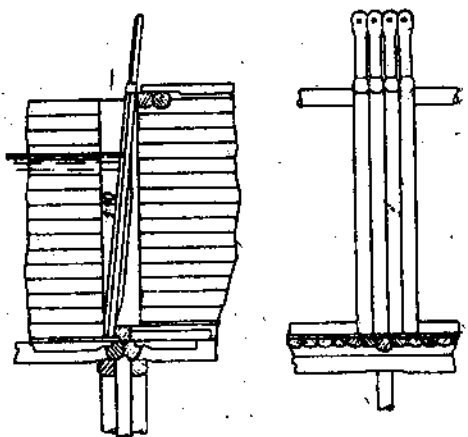
1. Спицы.

При напорах на короле меньше 3 м можно употреблять спицевые затворы, если при этом протекание воды через щели между спицами не имеет значения для эксплуатации сооружения.

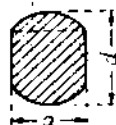
Спицы делаются из бревен с обтескою последних с двух противоположных сторон, которыми спицы примыкают одна к другой (черт. 54); нижний и верхний концы спицы обтесываются еще с низовой стороны для более плотного примыкания к опорам; верхний конец обделывается рукояткой с дырой для привязывания веревки.

Внизу спица опирается в порог (прижимной брус), а вверху в упорные балки служебного мостика.

Спицы устанавливаются наклонно, образуя с вертикалью незначительный угол α , изменяющийся от 5° до 14° ; тангенс этого угла примерно изменяется от $1/10$ до $1/4$.



сечение спицы



Черт. 54.

От всплывания спицы удерживается силами трения на опорах, а также вертикальной составляющей давления воды вследствие наклона спицы.

Расчет спиц производится как балки, лежащей на двух опорах (черт. 55). Обозначения примем те же, что для стоек.

Расчетная длина спицы равна $(H_1 + a) \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$.

$$P = \frac{H_1^2}{2} \cdot B \cdot \frac{1}{\cos \alpha}; \quad (111)$$

$$R_1 = \frac{H_1^3}{2(H_1 + a)} \cdot B \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \quad (112)$$

$$R_2 = \frac{H_1^2(2H_1 + 3a)}{6(H_1 + a)} \cdot B \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \quad (113)$$

Расстояние по вертикали x сечения с максимальным моментом от верхней опоры

$$x = a + \sqrt{\frac{2R_1}{B} \cos \alpha} \quad (114)$$

$$M_{\max} = R_1 x \frac{1}{\cos \alpha} - \frac{(x-a)^3}{6} \cdot B \frac{1}{\cos \alpha} \quad (115)$$

Черт. 55.

Как видно из формул (79, 80 и 81), давление воды и реакции R_1 и R_2 отличаются от соответствующих величин для таких же вертикальных элементов (стоек) коэффициентом $\frac{1}{\cos \alpha}$; если в формулу для x и $M_{\max}$ подставить значение $R_1 = R'_1 \frac{1}{\cos \alpha}$, где R'_1 реакция от вертикальной спицы, то

$$x = a + \sqrt{\frac{2R'_1}{B}} \quad (116)$$

$$M_{\max} = \left[R'_1 x - \frac{(x-a)^3}{6} B \right] \frac{1}{\cos^2 \alpha} \quad (117)$$

Поэтому вычисления P , R_1 и $R_2 = P - R_1$ можно производить по графику № 8 (прилож. 5) для расчета стоек, а затем найденные величины помножить на $\frac{1}{\cos \alpha}$; точно так же и $M_{\max}$ определяется по графику № 10 с помножением результата на $\frac{1}{\cos^2 \alpha}$.

Величины $\frac{1}{\cos \alpha}$ и $\frac{1}{\cos^2 \alpha}$ берутся из таблицы 28 в зависимости от угла α или $\text{tg} \alpha$.

ТАБЛИЦА 28.

Значения $\frac{1}{\cos \alpha}$ и $\frac{1}{\cos^2 \alpha}$.

№ п/п	α°	$\text{tg} \alpha$	$\frac{1}{\cos \alpha}$	$\frac{1}{\cos^2 \alpha}$
1	5°	0,087	1,004	1,008
2	5°45'	1/10	1,005	1,010
3	6°	0,105	1,006	1,012
4	6°20'	1/9	1,006	1,012
5	7°	0,113	1,007	1,014
6	7°08'	1/8	1,008	1,016
7	8°	0,141	1,010	1,020
8	8°09'	1/7	1,011	1,022
9	9°	0,158	1,012	1,024
10	9°29'	1/6	1,014	1,029
11	10°	0,176	1,015	1,030
12	11°19'	1/5	1,020	1,040
13	12°	0,213	1,022	1,044
14	14°03'	1/4	1,031	1,063

Пример. Дано: Напор на короле $H = 2,5$ м.

Порог (возвышение прижимного бруса) 0,12 м.

Возвышение верхней опоры над горизонтом воды $a = 1,0$ м.

Ширина спицы S см.

Угол наклона спицы к вертикали $\alpha = 6^\circ$.

По графику № 10 (прилож. 7) для расчетного напора $H_1 = H + 1/2 \cdot 0,12 = 2,56$ м и $a = 1,0$ м.

Определяем $\frac{M_{\max}}{B} = 1,43$ т·м на 1 пог. м или

$$\frac{M_{\max}}{C} = 1,43 \frac{100000}{100} \frac{1}{\cos^2 \alpha} = 1430 \cdot 1,01 = 1444 \text{ кг/см на пог. см.}$$

$$M_{\max} = 1444 \cdot C \text{ кг/см.}$$

Если сечение спицы прямоугольное и притом имеющее наибольший момент сопротивления, каковой получается, если принять высоту бруса $h = 0,82d$ и ширину $C = 0,58d$, то

$$M_{\max} \cdot C = \frac{Ch^2}{6} [n_u] \text{ или } M_{\max} = \frac{[0,82d]^2}{6} [n_u], \quad (118)$$

откуда

$$d = 2,99 \sqrt{\frac{M_{\max}}{[n_u]}}. \quad (119)$$

При

$$[n_u] = 66 \text{ кг/см}^2.$$

$$d = 0,368 \sqrt{M_{\max}}. \quad (120)$$

Тогда

$$d = 0,368 \sqrt{1444} = 13,9 \text{ см.}$$

$$h = 0,82d = 11,4,$$

$$C = 0,58d = 8,06 \text{ см.}$$

Если сечение спицы квадратное ($h = C$), то

$$M_{\max} h = \frac{h^3}{6} [n_u],$$

откуда

$$h = 2,45 \sqrt{\frac{M_{\max}}{[n_u]}}. \quad (121)$$

Если

$$[n_u] = 66 \text{ кг/см}^2, \text{ то } h = 0,301 \sqrt{M_{\max}}. \quad (122)$$

тогда

$$h = 0,301 \sqrt{1444} = 11,4 \text{ см.}$$

В обоих случаях высота спицы получилась равной $h = 11,4$ см, что и следовало ожидать, так как действующая сила на спицу пропорциональна ее ширине.

Поэтому когда сечение спицы прямоугольное или квадратное, то достаточно определить необходимую высоту сечения, зная величину изгибающего момента на

1 пог. м отверстия $\frac{M_{\max}}{B} \frac{1}{\cos^2 \alpha} = 1,43$ т·м (график № 10).

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} \frac{M_{\max}}{B} = W \cdot [n_u] = \frac{1 \cdot h^2}{6} [n_u].$$

Тогда

$$h = 2,45 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B} \frac{1}{[n_u]} \frac{1}{\cos^2 \alpha}} \quad (123)$$

или

$$h = 0,301 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B} \frac{1}{\cos^2 \alpha}} \text{ м,} \quad (124)$$

где

h в метрах и $\frac{M_{\max}}{B}$ в т·м по графику № 10.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ.

УПОРНЫЕ БАЛКИ И МОСТЫ.

§ 16. СХЕМЫ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ НА ПЛОТИНАХ.

В соответствии с техническими требованиями для проезжих мостов, как это изложено в § 3, нами принята ширина проезжей части мостов в 3,50 м, считая ее в свету между отбойными брусками, для движения без разезда на мосту и шириною в 4,5 м с разездом на мосту. Указанная ширина увеличивается по 0,5 м с каждой стороны для свесов кузовов и тогда ширина моста между внутренними гранями перил соответственно будет равна $l = 4,5$ и 5,5 м (черт. 57 и 58).

Ширина служебных мостиков принята от 1,50 до 2,0 м, в зависимости от удобства расположения балок, положение которых определяется расстоянием между опорами. Если по некоторым соображениям, например, для пешеходного движения, потребуется более широкий мост, то необходимое уширение его можно сделать в сторону нижнего бьефа.

Иногда служебные мостики устраиваются с обеих сторон стоек как в сторону нижнего бьефа, так и в сторону верхнего бьефа.

Как правило, служебные мостики в конструктивном отношении устраиваются независимо от проезжего по условию расположения продольных балок: упорные балки служебного моста довольно глубоко врубаются в насадки для передачи горизонтального давления, а прогоны проезжего моста врубаются лишь очень незначительно и потому располагаются выше упорных брусков.

Деревянные мосты сравнительно больших отверстий (около 10 м и больше), рассчитываемые для принятых нагрузок 5 и 6 классов, получаются достаточно сложными и дорогими по отношению к деревянной плотине. Ниже мы ограничимся рассмотрением только простых балочных мостов, пролетами до 7—8 м, которые, главным образом, делаются на деревянных плотинах.

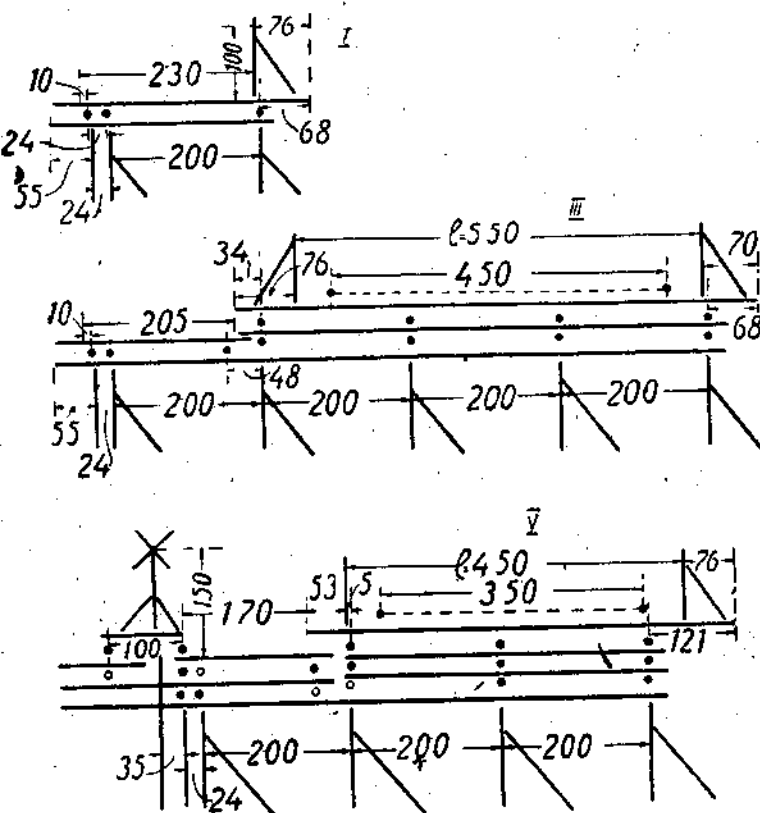
Пргоны моста располагаются над опорами, которыми в ряжевых плотинах являются места пересечения поперечных стен с лицевой, расположенные обычно через 2,0 м и в контрфорсных и стоечно-обшивных плотинах — сваи, принимающие вертикальную нагрузку через насадку. Расстояние между свайными опорами в контрфорсных плотинах обычно 2,0 м и в стоечно-обшивных — 1,40—2,00 м. В ряжевых плотинах при больших отверстиях или за отсутствием толстого леса прогоны располагаются и через один метр, что позволяет уменьшить и нагрузку на прогон и диаметр бревен; тогда половина прогонов будут лежать на лицевой стене между поперечными стенками.

Некоторые характерные схемы мостов через плотины показаны на черт. 57 и 58.

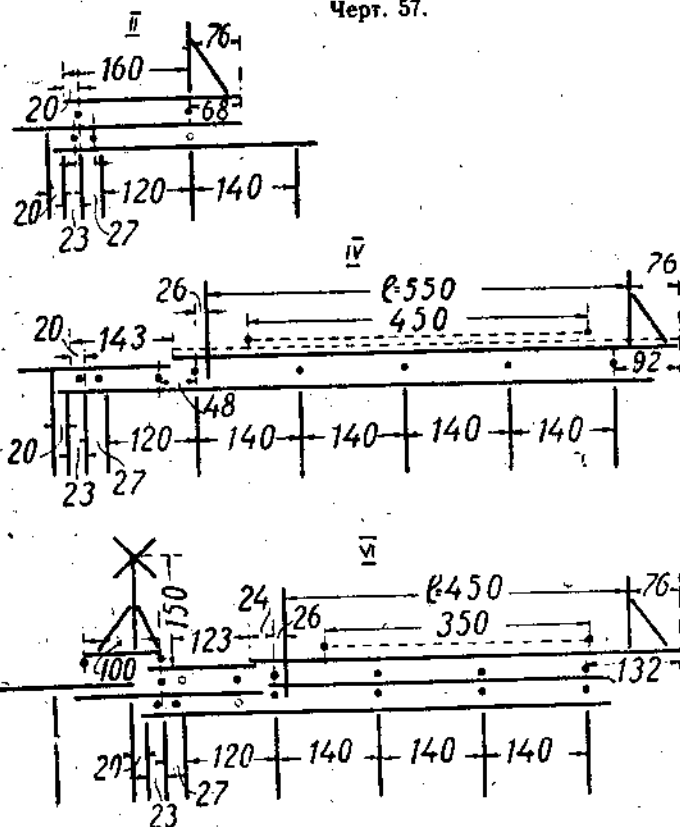
Схема I (черт. 57) представляет служебный мостик на контрфорсных или ряжевых плотинах с прогонами из одного бревна по высоте; причем передние два прогона могут работать или независимо, — один на вертикальную нагрузку и другой, крайний, на горизонтальную нагрузку от давления стоек или совместно под действием обеих этих сил.

В первом случае между бревнами делаются зазоры, и настил опирается только на прогон, работающий на вертикальную нагрузку.

На схеме II (черт. 58) для стоечно-обшивной плотины показан такой же мостик, но с поднятым на подбалке прогоном, ввиду необходимости горизонталь-



Черт. 57.



Черт. 58.

ную силу воспринять двумя балками и независимо от них вертикальную силу передать на одиночный прогон, выше расположенный.

Схемы III и IV показывают сочетание служебных и проезжих с $l = 5,50$ м мостов с одиночными и двойными балками. На схеме III, а также на схемах V и VI, в пределах проезжего моста показан двойной настил: нижний — поперечный, верхний — продольный; на схеме IV — оба настила продольные, расположенные на поперечных балках.

Если через плотину проходит дорога, с менее интенсивным движением, то ширину моста можно делать равной $l = 4,5$ м, как это показано на схемах V и VI.

При устройстве через плотину проезжих мостов иногда приходится делать более длинной водобойную часть плотины, чем это требуется по соображениям ее статического и гидравлическо-гидротехнического расчетов.

Менее ответственную часть проезжего моста, на которой не располагаются нагрузки, в целях экономии, можно располагать на консолях согласно схем IV, V и VI.

При подъеме щитов с помощью подвижного ворота укладываются продольные балки и с верховой стороны стоек по схемам V и VI.

§ 17. РАСЧЕТ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СЛУЖЕБНЫХ МОСТИКОВ.

Служебные мосты чаще всего устраиваются на двух прогонах, опирающихся на устои и промежуточные опоры, с поперечным настилом из пластин, горбом вниз, из леса, диаметром $d = 20$ см. Расстояние между прогонами l бывает от 1,5 до 2,5 м.

1. Расчет настила.

Настил подвергается изгибу от собственного веса и веса толпы 100 кг/м^2 , каковой мы принимаем для расчета служебных мостов, если последние не имеют специального назначения для пешеходного движения; в противном случае величину нагрузки от толпы надо принять равной 400 кг/м^2 .

Вес 1 м^2 настила из пластин $d/2 = 10$ см, считая 5 шт. пластин на пог. м, по таблице 11 будет равен $0,012 \times 5 = 0,06 \text{ т/м}^2$, расчетный пролет для настила будет l и нагрузка от собственного веса и толпы $q = 0,46 \text{ т/м}^2$.

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,46 \cdot l^2}{8} = 0,0575 l^2. \quad (125)$$

При допуске напряжении $(n_a) = 94 \text{ кг/см}^2$ и в моменте сопротивления пластины $W = 191 \text{ см}^3$ (табл. 13)

$$l^2 = \frac{191 \times 5 \times 94 \times 10000}{1000000 \times 1000 \times 0,0575} = 15,6$$

$$l = 3,95 \text{ м.}$$

Очевидно настил из пластин $d/2 = 10$ см будет достаточно прочен для расстояний между прогонами, которые употребляются в плотинах, и может быть даже заменен более тонким материалом.

2. Расчет прогона служебного мостика.

Нагрузки на пог. м крайнего прогона с половины расстояния между прогонами

$$\text{от веса толпы } 0,10 \cdot \frac{l}{2} = 0,05l,$$

$$\text{от веса настила } 0,06 \cdot \frac{l}{2} = 0,03l,$$

$$\text{общая нагрузка } q_1 = 0,08l \text{ т на пог. м.}$$

Для среднего прогона, очевидно, нагрузку q_1 надо удвоить.

Наибольший изгибающий момент при длине рассчитываемого прогона L будет равен:

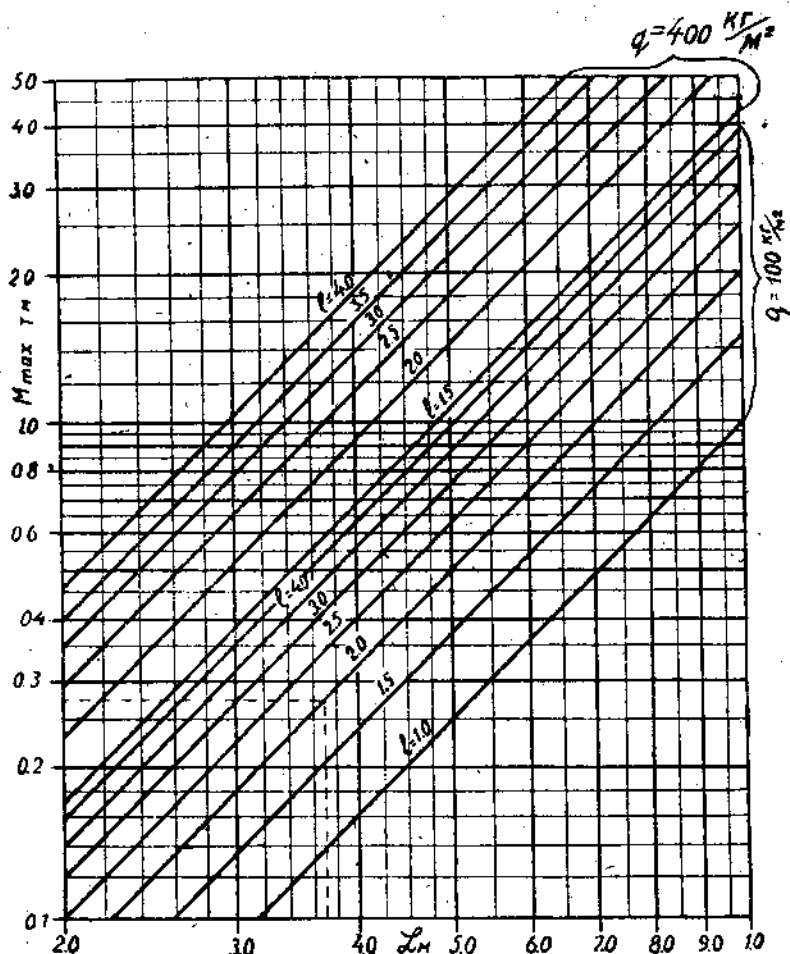
$$M_{\max} = \frac{q_1 L^2}{8} = \frac{0,08}{8} l L^2 = 0,01 l L^2 \quad (126)$$

Принимая вес толпы 400 кг/м^2 и нагрузку $q = (0,40 + 0,06) \frac{l}{2} = 0,23l$, по лучим

$$M_{\max} = 0,0288 l L^2. \quad (127)$$

Для определения $M_{\max}$ по формулам 126 и 127 построен график № 13 (черт. 59), пользование которым件нятно; следует лишь пользоваться соответствующей серией кривых, в зависимости от веса толпы q .

При подъеме щитов с помощью подвижного ворота балки служебного мостика испытывают изгибающий момент от подъемного усилия P , которое располагается



Черт. 59. График № 13 для определения максимального изгибающего момента $M_{\max}$ в балке моста от веса толпы q , веса одиночного настила из пластин по формулам:

$$M_{\max} = 0,0288 l L^2 \text{ т/м при } q = 400 \text{ кг/м}^2$$

$$M_{\max} = 0,01 l L^2 \text{ т/м при } q = 100 \text{ кг/м}^2$$

где: l — расстояние между осями балок в м

L — расчетный пролет балки в м

примерно поровну на четыре колеса, каждое из которых давит на балку с силой $p = \frac{P}{4}$ (черт. 60).

Пусть расстояние между осями колес будет

$$l = b' + 2 \text{ м.}$$

Ворот обычно располагается симметрично относительно пролета, из которого поднимаются щиты.

Рассмотрим случай, когда отверстия между стойками одинаковы.

Если число отверстий четное (черт. 60), то $M_{\max}$ будет под тем из грузов p , который ближе к середине.

Величина реакции R_a определится из выражения

$$R_a L - p \left(\frac{L}{2} - m \right) - p \left(\frac{L}{2} + l - m \right) = 0.$$

$$R_a L = p(L + l - 2m) = p(L + b').$$

$$R_a = p \frac{L + b'}{L} \quad (128)$$

$$M_{\max} = R_a \left(\frac{L}{2} + m \right) - pl.$$

Подставив сюда значение R_a , получим

$$M_{\max} = \frac{p}{2} (L - l) + p \frac{mb'}{L} \quad (129)$$

или

$$M_{\max} = \frac{p}{2} (L - l) \left[1 + \frac{2mb'}{L(L - l)} \right]. \quad (130)$$

Если число отверстий нечетное, то грузы p станут симметрично относительно середины пролета L и тогда

$$R_a = R_b = p, \quad (131)$$

$$M_{\max} = \frac{p}{2} (L - l). \quad (132)$$

Выражение для $M_{\max}$ при n четном (130) и n нечетном (132) для наиболее употребительных размеров отличается одно от другого весьма незначительно (несколько процентов) и для практического пользования можно ограничиться одной формулой (132).

Для наиболее распространенных отверстий b' , равных около 1,10—1,80 м) достаточно взять $l = 1,65$ м.

Тогда

$$M_{\max} = \frac{p}{2} (L - 1,65) \text{ т/м}, \quad (133)$$

где p — давление одного колеса ворота в т;

L — расчетный пролет балки в м.

Для быстрых подсчетов построен график № 14 (черт. 61).

Собственный вес 1 пог. м прогона диаметром d м, площадью поперечного сечения $\omega = 0,779 d^2 \text{ м}^2$, как для обтесанного с одной стороны бревна с площадью шириною $d/3$ (табл. 12) и при весе 1 куб. м дерева 0,75 т.

$$q_2 = \omega \cdot 0,75 = 0,779 \cdot d^2 \cdot 0,75 = 0,584 d^2 \text{ т/пог. м} \quad (134)$$

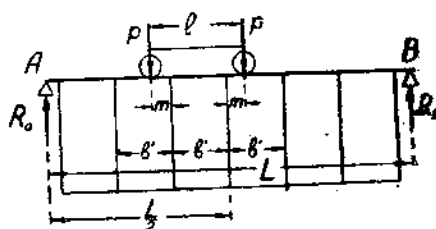
$$M_{\max} = \frac{q_2 L^2}{8} = \frac{0,584}{8} d^2 L^2 = 0,073 d^2 L^2 \text{ т/м} \quad (135)$$

Для определения $M_{\max}$ от собственного веса прогона построен график № 15 (черт. 62).

Определив изгибающие моменты от действующих сил, легко по их суммарной величине найти необходимый момент сопротивления и подобрать по таблице 13 размеры бревен.

Удобно пользоваться графиком 20 (черт. 67); для этого необходимо знать суммарный момент M от всех вертикальных сил, кроме собственного веса прогона. Задаваясь числом бревен n и вычисляя M/n находим по графику d ; график учитывает влияние собственного веса прогона и справедлив только при $(n_d) = 94 \text{ кг/см}^2$.

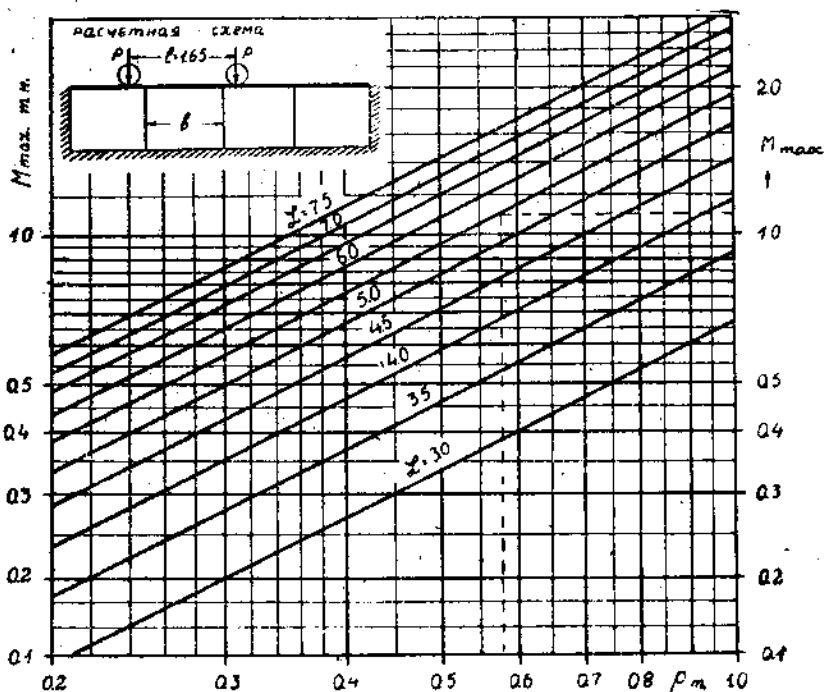
В частном случае можно пользоваться следующим приемом.



Черт. 60.

При совместном действии нагрузки от толпы, настила и собственного веса прогона наибольший изгибающий момент будет по середине расчетного пролета L и складывается из момента от внешних сил M_e (толпы и веса настила) и из момента от собственного веса прогона

$$M_{\max} = M_e + M_c = \frac{q_1 L^2}{8} + \frac{q_2 L^2}{8} = \frac{L^2}{8} (0,08l + 0,584d^2). \quad (136)$$



Черт. 61. График № 14 для определения максимального изгибающего момента $M_{\max}$ в балке моста от подъемного усилия по формуле:

$$M = \frac{p(L-l)}{2}, \text{ где } p \text{ — давление колеса ворота в т, равное:}$$

$$p = \frac{2H - h_{\text{ш}}}{8} \cdot h_{\text{щ}} \cdot b_{\text{щ}}$$

L — расчетный пролет балки в м,
 $l = 1,65$ м — расстояние между осями колес,
 H — вапор на короле в м,
 $h_{\text{щ}}$ — высота щита в м,
 $b_{\text{щ}}$ — ширина щита в м.

При допуске напряжении ($[n]$) и моменте сопротивления $W = 0,095d^3$ (табл. 13), зная, что $M_{\max} = W[n]$, по формуле (136) получаем

$$0,095 [n] d^3 = L (0,01l + 0,073d^2), \quad (137)$$

где d , l и L в м и $[n]$ в т на кв. м.

$$\text{Если } [n] = 94 \text{ кг/см}^2, \text{ то } M_{\max} = \frac{0,095d^3 \cdot 94 \cdot 10000}{1000} = 89,3d^3$$

и формула (137) примет следующий вид:

$$89,3d^3 = L (0,01l + 0,073d^2). \quad (138)$$

Если нагрузку от толпы принять равной 400 кг/м^2 и значит $q_1 = 0,23l \text{ т/пог. м}$, в формуле (138) изменится коэффициент при неизвестном l :

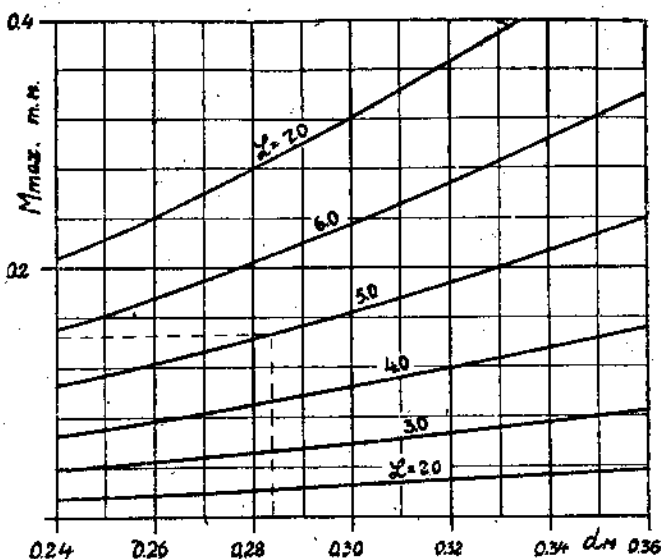
$$89,3d^3 = L (0,0288l + 0,073d^2). \quad (139)$$

Для вычисления диаметра по этим формулам построен график № 16 (черт. 63), по которому для заданных L и l определяется d .

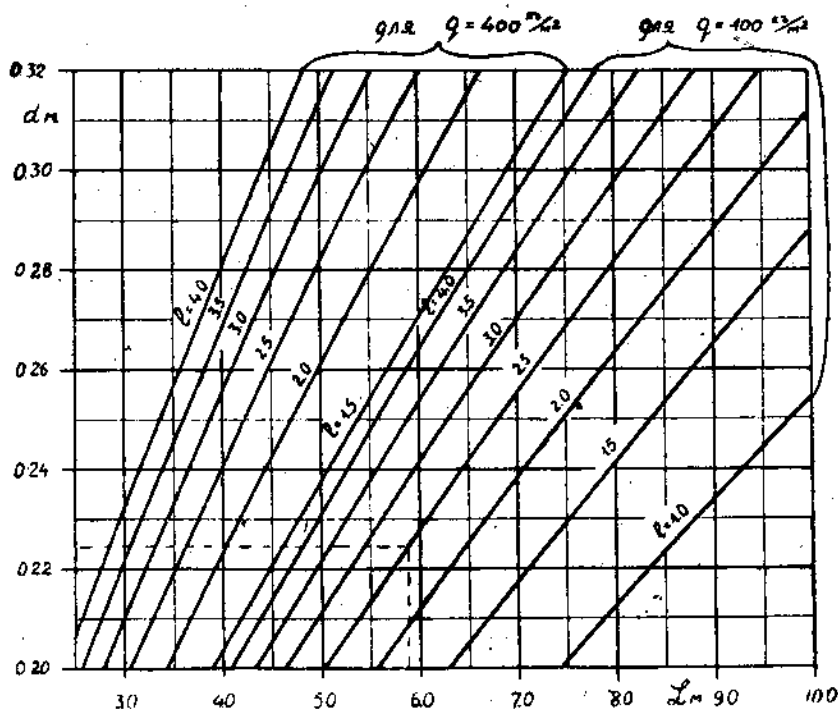
Если прогоны предполагаются двойные, то при пользовании в этом случае графиком № 16 (см. форм. 138 и 139) необходимо пролет между прогонами l разделить пополам, а в общем случае — на число балок в прогоне n , и по найденной величине $\frac{l}{n}$ определять по графику диаметр бревна.

Если же рассчитывается промежуточный прогон с равными расстояниями между прогонами, то на графике № 16 за величину l надо взять ее удвоенное значение, как это следует из формул (138) и (139).

При увеличении нагрузок от толпы например вдвое по сравнению с $q_m = 100 \text{ кг/м}^2$, необходимо



Черт. 62. График № 15 для определения максимального изгибающего момента M_{max} от собственного веса балки круглого сечения по формуле: $M_{max} = 0,073 d^3 L^3 \text{ т/м}$, где: L — расчетный пролет в м, d — диаметр бревна в м.



Черт. 63. График № 16 для подбора сечения крайнего прогона служебного мостика при действии сил: собственного веса, толпы q и веса одиночного настила из пластин при допуске напряжении $[n_s] = 94 \text{ кг/см}^2$.

l — расстояние между осями балок в м,
 L — расчетный пролет балки в м.

для точного ответа сделать аналитический подсчет; для приближенного решения (с запасом) можно пользоваться вышеупомянутым приемом, беря на графике также вдвое большее значение l (на серии кривых для $q = 100 \text{ кг/см}^2$).

Например. Дано: $q_m = 400 \text{ кг/м}^2$, $L = 5,0 \text{ м}$ и $l = 1,5 \text{ м}$. Если рассматривается прогон крайний, то по графику № 16 находим необходимый $d = 24 \text{ см}$. Промежуточная балка определится по удвоенному расстоянию между прогонами, т. е. при $l = 2 \times 1,5 = 3,0 \text{ м}$; по графику ее диаметр $d = 30 \text{ см}$.

Опорные реакции балок служебного мостика от вертикальных сил определяются по величине нагрузки на соответствующую балку на соседних с опорой пролетах L_1 и L_2 .

Нагрузка на 1 пог. м крайней балки

от веса толпы $0,20l$ (при 400 кг/м^2),

" " настила $0,03l$,

" собствен. веса $0,584d^2$.

Общая нагрузка

$$q = 0,23l + 0,584d^2 \text{ т на пог. м,} \quad (140)$$

где l — расстояние между пролетами в м,

d — диаметр прогонов в см.

Опорная реакция на опоре A от нагрузки с половины соседних с опорой пролетов L_1 и L_2

$$R_a = \frac{1}{2} q (L_1 + L_2),$$

$$R_a = (0,115l + 0,293d^2) (L_1 + L_2). \quad (141)$$

Для служебных мостиков в среднем можно считать диаметр прогона равным $d = 0,27 \text{ м}$; тогда

$$R_a = (0,115l + 0,0214) (L_1 + L_2), \quad (142)$$

при весе толпы 100 кг/м^2 .

$$R_a = (0,04l + 0,0214) (L_1 + L_2). \quad (143)$$

Ниже в таблице 99 приведены величины реакций на опорах крайних балок для наиболее часто встречающихся пролетов ($L_1 + L_2$) и расстояний между прогонами. Как видно из таблицы 29, при весе толпы в 100 кг/м^2 величина реакций на промежуточном контрфорсе при двух соседних пролетах по $7,0 \text{ м}$ и $l = 2,0 \text{ м}$ равна всего лишь

$$R_a = 1,40 \text{ т.}$$

Если по прогонам перемещается ворот, то от одного ворота опорная реакция на опоре определится по формулам 128 и 131.

Таблица 29.

Опорные реакции R_a крайних прогонов служебного мостика в т по форм. 142 и 143.

№ по порядку	$L_1 + L_2$	Расстояние между прогонами l_m							
		При весе толпы 100 кг/м^2				При весе толпы 400 кг/м^2			
		1,5	2,0	2,5	3,0	1,5	2,0	2,5	3,0
1	2	0,163	0,203	0,243	0,233	0,389	0,503	0,623	0,743
2	4	0,376	0,406	0,486	0,566	0,778	1,006	1,246	1,486
3	6	0,488	0,609	0,729	0,848	1,166	1,508	1,868	2,228
4	8	0,652	0,811	0,971	1,131	1,555	2,011	2,491	2,971
5	10	0,814	1,014	1,214	1,414	1,944	2,514	3,114	3,714
6	12	0,677	1,218	1,457	1,597	2,333	3,017	3,737	4,454
7	14	1,140	1,421	1,700	1,980	2,722	3,520	4,360	5,180

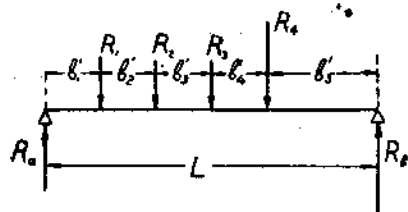
3. Расчет упорных балок служебного мостика.

Упорные балки подвергаются изгибу в горизонтальной плоскости от давления воды, передаваемого верхними концами промежуточных стоек и вертикальной плоскости—под влиянием собственного веса, а также от вертикальной нагрузки внешних сил: настила, толпы, подъемного усилия.

Рассмотрим изгиб упорных балок горизонтальными силами.

В общем случае, когда расстояние между стойками не одинаково и величины сил, передаваемых на балку верхними концами стоек R_1 различны (черт. 64), необходимо наибольший изгибающий момент $M_{\max}$ искать общим порядком, рассматривая упорную балку как балку на двух опорах.

Сначала находят опорные реакции, а затем, зная, что $M_{\max}$ получается под одной из действующих сил, вычисляют изгибающие моменты под несколькими, в середине расположенными, силами и находят $M_{\max}$.



Черт. 64.

$$\text{Реакция } R_a = \frac{R_4(b'_5 + b'_6 + b'_4) + R_3(b'_5 + b'_4 + b'_3) + R_2(b'_5 + b'_4 + b'_3) + R_1(L - b'_1)}{L} \quad (144)$$

$$R_b = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) - R_a$$

Уравнение для изгибающего момента в сечении под средней силой R .

$$M_3 = R_a(b'_1 + b'_2 + b'_3) - R_1(b'_2 + b'_3) - R_2b'_3. \quad (145)$$

Если моменты M_2 и M_4 в сечениях под силами R_2 и R_4 будут меньше M_3 , то очевидно M_3 и есть $M_{\max}$.

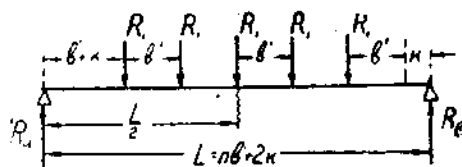
Очень часто стойки располагаются на равных расстояниях b' между осями, но расстояния от осей крайних стоек до опор упорных балок могут несколько отличаться от величины b' .

В ражевых плотинах за опоры для упорных балок считаем ось лицевой стены, в стоечных обшивных и контрфорсных ось насадок на сваи или стойках.

По особенностям конструкции расстояние от оси ближайшей к опоре стойки до опоры балки, в общем случае, всегда больше расстояния между осями стоек b' на некоторую величину k , равную обычно от 0 до 20 см.

Тогда расчетная схема для упорных балок представится в следующем виде (черт. 65).

Опорные реакции R_a и R_b будут в этом случае равны половине суммы равных давлений R_1 от всех $(n - 1)$ промежуточных стоек; если число равных отверстий между стойками в свету будет n , то



Черт. 65.

$$R_a = R_b = \frac{(n - 1)R_1}{2} \quad (146)$$

Расчетный пролет балки

$$L = b'n + 2k, \quad (147)$$

$$b' = \frac{L - 2k}{n} \quad (148)$$

Для определения $M_{\max}$ рассмотрим два случая: n — число четное и n — нечетное.

В первом случае при n —четном (черт. 65) и, значит, при числе сил нечетном,

средняя сила будет находиться посредине пролета балки L и в сечении под этой силой и будет максимальный момент:

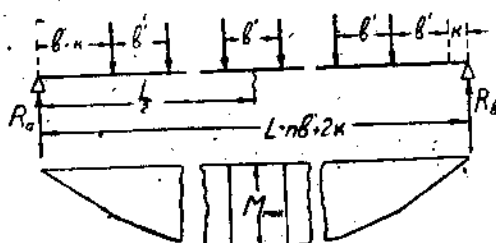
$$M_{\max} = R_a \cdot \frac{L}{2} - R_1 \left[\left(\frac{L}{2} - b' - k \right) + \left(\frac{L}{2} - 2b' - k \right) + \dots + \left(\frac{L}{2} - \frac{n}{2} b' - k \right) \right]. \quad (149)$$

Или:

$$M_{\max} = R_a \frac{L}{2} - R_1 \left[\frac{L}{2} \cdot \frac{n}{2} - k \frac{n}{2} - b' \left(1 + 2 + \dots + \frac{n}{2} \right) \right].$$

После упрощения и подстановки вместо R_a его значения по формуле (146) получим

$$M_{\max} = \frac{R_1 b'}{8} n^2 \left[1 + \frac{4k}{n^2 b'} (n-1) \right]. \quad (150)$$



Черт. 66.

При n — нечетном (черт. 66) максимальные моменты будут на всем участке между двумя силами ближайшими к середине балки; сечение по середине балки будет удалено от одной из этих сил на величину $\frac{b'}{2}$, а от опоры на $\frac{n-1}{2} b' + k$.

Тогда изгибающий момент по середине балки равен

$$M_{\max} = R_a \frac{L}{2} - R_1 \left[\left(\frac{L}{2} - b' - k \right) + \left(\frac{L}{2} - 2b' - k \right) + \dots + \left(\frac{L}{2} - \frac{n-1}{2} b' - k \right) \right]. \quad (151)$$

или

$$M_{\max} = R_a \frac{L}{2} - R_1 \left[\frac{L}{2} \cdot \frac{n-1}{2} - k \frac{n-1}{2} - b' \left(1 + 2 + \dots + \frac{n-1}{2} \right) \right].$$

Подставляя вместо R_a его значения по формуле (146), получим

$$M_{\max} = \frac{R_1 b}{8} (n^2 - 1) \left[1 + \frac{4k}{b'(n+1)} \right]. \quad (152)$$

Пусть

$$\alpha = \left[1 + \frac{2k}{n^2 b'} (n-1) \right] \text{ при } n \text{ четном,} \quad (153)$$

$$\beta = \left[1 + \frac{4k}{b'(n+1)} \right] \text{ при } n \text{ нечетном.} \quad (154)$$

Тогда формулы (150) и (152) примут вид:

$$M_{\max} = \alpha \frac{R_1 b'}{8} n^2 \text{ при } n \text{ четном,} \quad (155)$$

$$M_{\max} = \beta \frac{R_1 b'}{8} (n^2 - 1) \text{ при } n \text{ нечетном.} \quad (156)$$

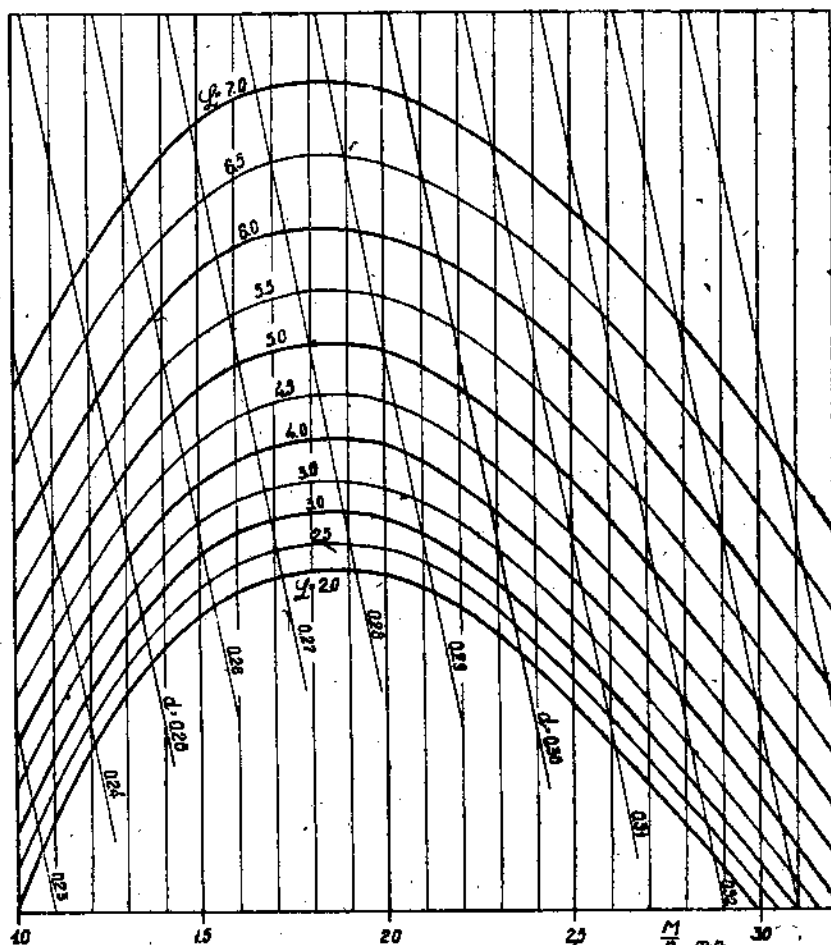
В некоторых случаях для стоечно-обшивных плотин по конструктивным соображениям $k=0$.

Тогда α и β будут равны единице и формулы (155) и (156) примут следующий вид:

$$M_{\max} = \frac{R_1 b}{8} n^2 \text{ при четном,} \quad (157)$$

$$M_{\max} = \frac{R_1 b}{8} (n^2 - 1) \text{ при } n \text{ нечетном.} \quad (158)$$

Для определения $M_{\max}$ по формулам (157) и (158), построен график № 17 (прилож. 10), позволяющий по данным R_1 , b' и n вычислять $M_{\max}$ при $k=0$.



Черт. 67. График № 20 для определения диаметра прогона моста по суммарному моменту M от внешних вертикальных сил при числе бревен n и напряжении $[R_m] = 94 \text{ кг/см}^2$.

Величина момента от собственного веса балки учитывается графиком. L — расчетный пролет балки в м.

Если величина k не равна нулю, то для определения поправочных коэффициентов α или β построен график № 18 (черт. 68). Как видно из этого графика, влияние величины k довольно значительно; например для $k=15 \text{ см}$, что бывает часто у ряжевых плотин, при $n=3$ и $b'=1,2 \text{ м}$ величина $\beta=1,13$; значит $M_{\max}$ при $k=15 \text{ см}$ будет на 13% больше, чем при тех же условиях, когда $k=0$.

Итак при расчете упорных балок служебного мостика может встретиться два случая:

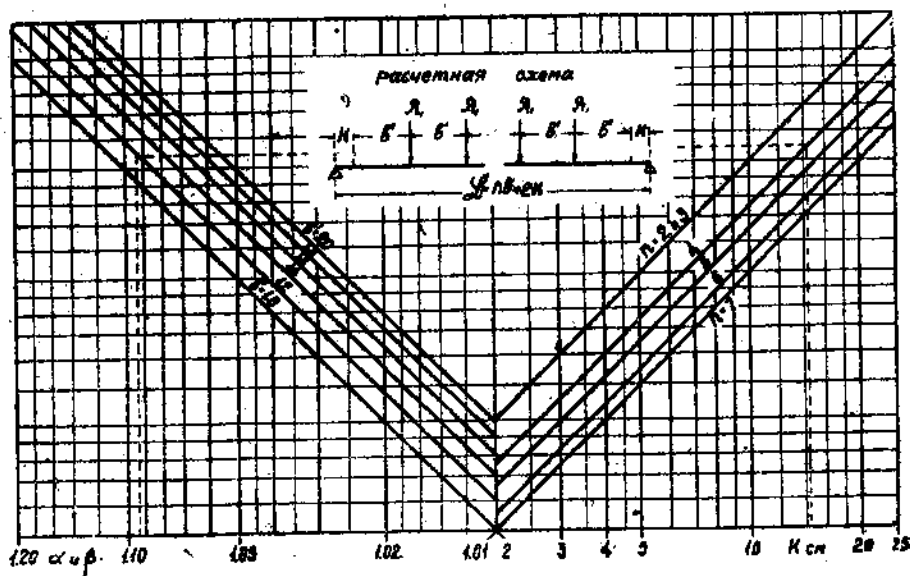
- 1) Упорные балки, кроме собственного веса, воспринимают только одну

внешнюю силу, а именно горизонтальное давление воды, передаваемое стойками; вертикальные силы независимо передаются на прогоны моста.

2) Одновременно с давлением воды, упорные балки подвергаются и вертикальной нагрузке от веса толпы, веса настила и подъемного усилия, если ворот подвижной.

Очевидно и конструкция переднего узла служебного мостика должна соответствующим образом распределять действующие силы.

В обоих случаях упорные балки подвергаются косому изгибу. Для круглого сечения этих балок (пренебрегая незначительными стесками) суммарный изгибающий момент будет равен геометрической сумме моментов (форм. 159) от вертикальных сил (в частности собственного веса) и от горизонтальных сил.



Черт. 68. График № 18 для определения поправочных коэффициентов

$\alpha = 1 + \frac{4k(n-1)}{n^2b'}$ и $\beta = 1 + \frac{4k}{(n+1)b'}$ к формулам максимального изгибающего момента к упорной балке от давления воды при расчетном пролете $L = b'n + 2k$

$$M_{\max} = \alpha \cdot \frac{B_1 n^2 b'}{8} \text{ при } n \text{ четном,}$$

$$M_{\max} = \beta \cdot \frac{R_1 b'}{8} (n^2 - 1) \text{ при } n \text{ нечетном,}$$

где: R_1 — верхняя реакция стойки в т.

n — число равных отверстий.

b' — равные расстояния между осями стоек в м.

Порядок расчета должен быть следующий.

По моменту от горизонтальных сил, полученному по графикам № 17 и 18 или вычислением, подбирается необходимое число и размеры круглых балок по их моменту сопротивления при $(n_n) = 94 \text{ кг/см}^2$.

Затем необходимо учесть еще момент от собственного веса, который очевидно увеличит напряжение и потребует балок большего диаметра.

Окончательный размер балок устанавливается подбором: увеличивают полученный диаметром d на один или несколько сантиметров, по графику № 15 (черт. 62) определяют момент от собственного веса M_s , геометрически суммируют его с моментом от горизонтальных сил M_z по формуле

$$M_{\max} = \sqrt{M_z^2 + M_s^2} \quad (159)$$

и проверяют взятые размеры балок.

Если упорные балки подвергаются изгибу внешними силами в вертикальной плоскости, то первоначально определяется суммарный геометрический момент от

всех сил без учета собственного веса, а затем подбирается окончательный d подобно вышеизложенному, добавляя к моменту от внешних вертикальных сил момент собственного веса бревна.

Для определения диаметра балок по суммарному моменту построен график № 19 (черт. 69).

4. Конструкция и расчет деталей служебных мостов.

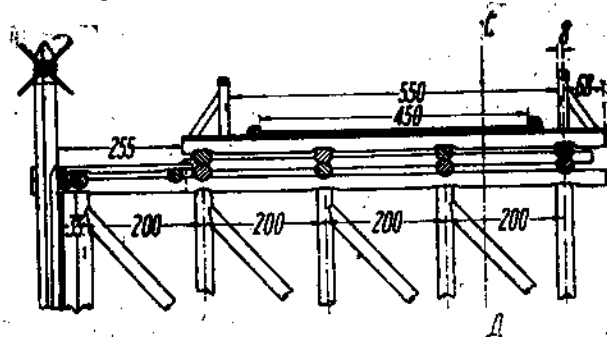
На чертежах 70 и 71 показаны в разрезе служебный и проезжий мосты через контрфорсную плотину.

Прогоны моста одиночные и располагаются на насадке. Горизонтальная сила давления воды через упорные балки должна быть передана на насадки, а последняя распределяет эту силу на два подкоса, передающие ее в свою очередь на флутбет, как это изложено при расчете контрфорсов в §§ 21, 22 и 42.

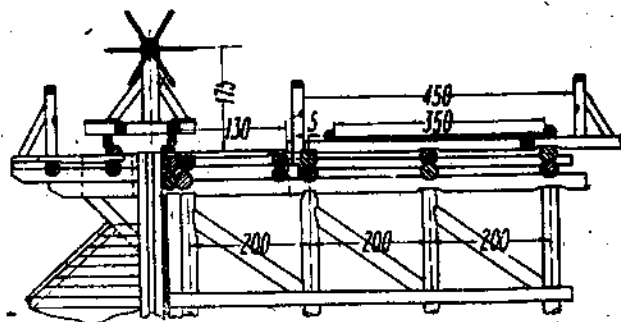
При наличии через плотину проезжего моста подкосы устанавливаются в запас и у других свай контрфорса, но при расчете контрфорса на передачу горизонтальные силы не учитываются.

Ниже приводится описание и расчет деталей конструкции некоторых определенных размеров; аналогично конструируются узлы и других размеров.

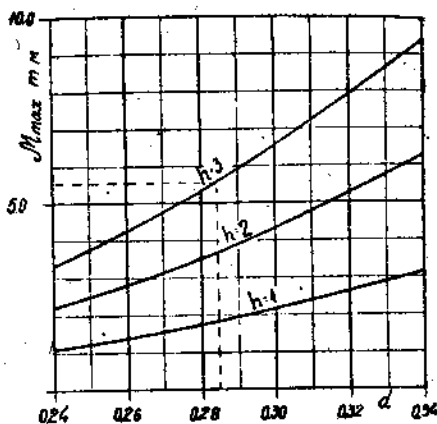
Упорные брусья врубаются внасадку $d = 28$ см (черт. 72) и сверху зажимаются бревном $d = 26$ см, которое обтесывается и входит в состав настила.



Черт. 70.



Черт. 71.



Черт. 69. График № 19 для подбора диаметра балки моста по формуле $d^3 = \frac{M}{8n}$ при допуске напряжении

$$[p_v] = 94 \text{ кг/см}^2,$$

где: M — суммарный изгибающий момент в т.

n — число бревен, составл. балку.
 d — диаметр бревна в м.

Опорная горизонтальная реакция (форм. 146) упорных балок и есть та сила, которую эти врубки должны выдержать.

Глубина врубки внасадку около 7 см (черт. 73); площадь смятия может быть определена как трапеция с верхним основанием, равным ширине притески $\left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) d \cong 12$ см между насадкой и зажимным бревном, и нижним основанием, равным ширине подтесанной насадки на опоре около 24 см.

$$\begin{aligned} \text{Площадь смятия } \omega_1 &= \\ &= \frac{12 + 24}{2} \cdot 7 = 18 \times 7 = \\ &= 126 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Кроме того упорная балка передает давление через врубку глубиной 7 см в верхний зажимный брус, обтесываемый на опоре до ширины 20 см.

Эта вторая площадка $\omega_2 = \frac{12+20}{2} \cdot 7 = 16 \times 7 = 112 \text{ см.}$

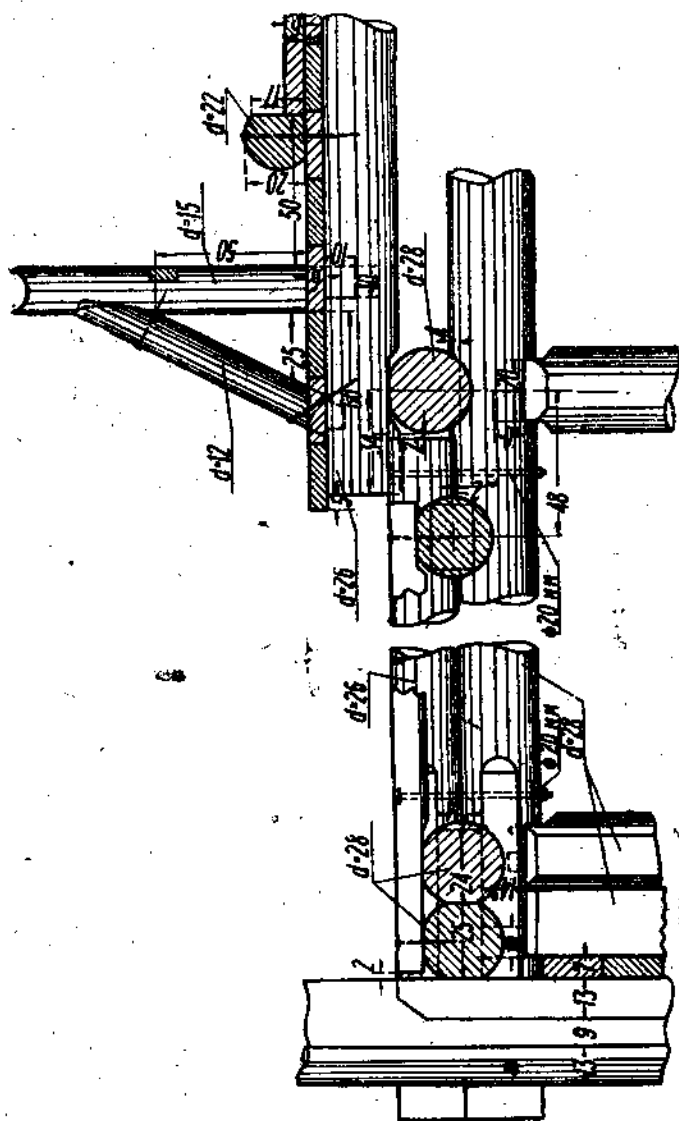
Общая площадь смятия упорной балки поперек волокон, а насадки и зажимного бруса вдоль волокон, будет равна $\omega = \omega_1 + \omega_2 = 236 \text{ см.}^2$.

Предельная горизонтальная сила, которую может выдержать эта врубка при допускаемом напряжении на смятие поперек волокон $[n_{c\perp}]_1 = 21 \text{ кг/см.}^2$.

$$R_a = \omega [n_{c\perp}]_1 = 236 \times 21 = 4950 \text{ кг} = 4,95 \text{ т.}$$

Одна площадка (ω_1) насадки может выдержать

$$\omega_1 [n_{c\perp}]_1 = 126 \times 21 = 2640 \text{ кг} = 2,64 \text{ т.}$$



Черт. 72.

В действительности опорные реакции брусьев бывают почти всегда меньше и потому описанная врубка в большинстве случаев удовлетворяет условиям прочности.

Однако, необходимо еще обеспечить работу площадки ω_2 ; нужно, чтобы верхний зажимной брус не мог скользить по насадке и передаваемую на него силу через площадку ω_2 передал также на насадку. Для этого прогон служебного мостика врубается между насадкой и зажимным брусом таким же образом, как и упорные брусья, что обеспечивает передачу через прогон, как через шпонку, этой силы на насадку. При малой горизонтальной силе, которая может быть воспринята одной площадкой ω_1 , пересечение прогона с насадкой можно делать как угодно. Если прогон располагается выше, а не между насадкой и брусом, то необходимо врубить подбалку (черт. 74) или шпонки (черт. 75). Глубина врубки шпонки

может быть и меньше глубины врубки балки, если шпонка делается из дуба, с большим допускаемым напряжением на смятие, или если ставится несколько шпонок.

В практике встречаются и другие размеры врубок и толщины бревен; описаны выше лишь наиболее употребительные.

Горизонтальная сила от упорных балок насадкою передается на сваи или

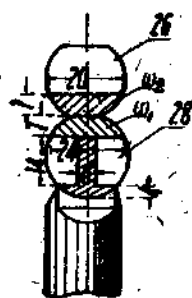
стойки. Эта передача достигается соответствующим соединением насадки со сваяй с помощью шипов. В переднем узле под упорными балками насадки плотно насаживается на сквозной шип, сделанный на стойке (черт. 72) с верхней стороны последней; если конец насадки не выпускается достаточно за стойку, то такой шип можно сделать на передней грани сваи, как это показано на черт. 76 для стоечно-обшивной плотины.

С другими стойками или сваями насадка соединяется конструктивными шипами, назначение которых лишь удерживать насадку от сползания; высота шипов 6 см, ширина и длина также по 6 см. Горизонтальная сила распределится насадкой по двум сваям и, значит, в каждом узле будет действовать половина опорной реакции.

Насадка передает горизонтальную силу как на площадку самого шипа высотой 14 см (черт. 72 и 73) и шириною 6 см, так и нижней своей частью, сегментом со стрелой в 4 см, на переднюю грань стойки.

В этой врубке сминается стойка поперек волокон по площади шипа $14 \times 6 = 84 \text{ см}^2$ и по площади сегмента, равной примерно $\frac{2}{3} \times 25 \times 4 = 66 \text{ см}^2$ при общей площади смятия $84 + 66 = 150 \text{ см}^2$.

Очевидно эта площадка должна быть примерно равна площадке ω_1 , через которую горизонтальная сила передается на насадку (см. 111 стр.).



Черт. 73.

Такой же шип, но не обязательно сквозной (черт. 74), делается на втором узле, для передачи другой половины горизонтальной силы на вторую стойку или сваю.

Кроме смятия может происходить еще срезывание шипа; при длине шипа в 10 см площадь срезывания поперек волокон будет

равна $10 \times 6 = 60 \text{ см}^2$, а соответствующая этой площади предельная горизонтальная при допуске напряжении на перерезывание (t_{cp}) = 38 кг/см² будет равна $38 \times 60 = 2280 \text{ кг} = 2,28 \text{ т}$.

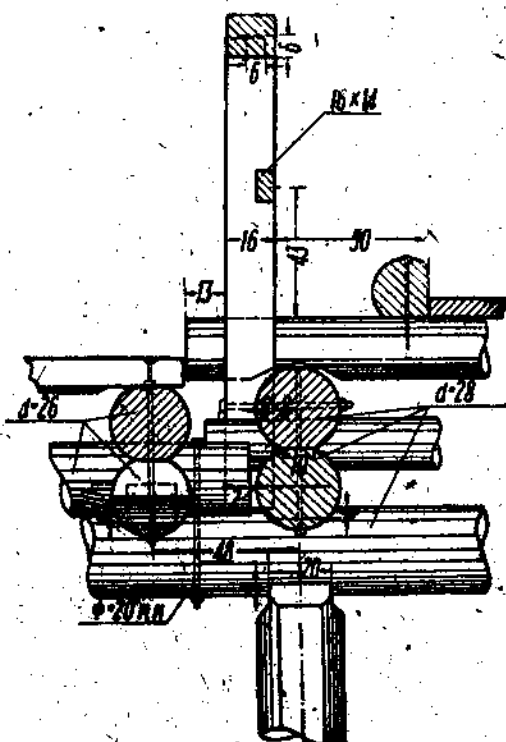
Наконец, тот же шип еще изгибается как балка, заделанная одним концом. Предполагая, что горизонтальная сила $\frac{R_a}{2}$ приложена на середине высоты шипа изгибающий момент равняется

$$M = \frac{R_a}{2} \times \frac{14}{2}$$

$$\text{Момент сопротивления } W = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \cdot 10^2}{6} = 100 \text{ см}^3.$$

Предельная величина силы $\frac{R_a}{2}$ по прочности шипа на изгиб равна

$$\frac{R_a}{2} = \frac{W[\sigma_b]}{l} = \frac{100 \cdot 94}{7} = 1340 \text{ кг}.$$



Черт. 74.

Упорные балки нагружены как вертикальными, так и горизонтальными внешними силами.

около трети диаметра.

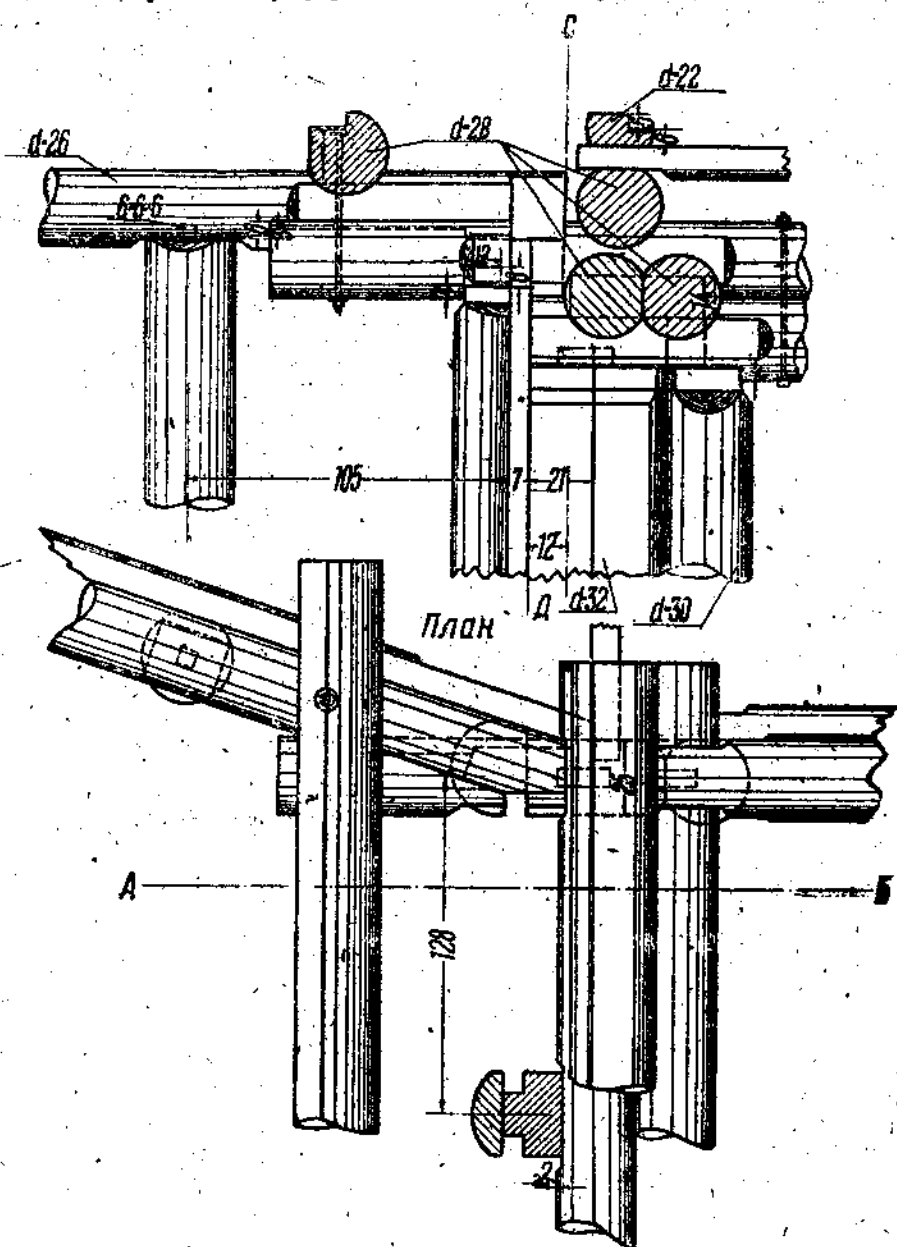


На черт. 75 и 76 показано расположение балок на устое стоечно-обшивной ялотины. Здесь насадка соединена работающим шипом со сваей и конструктив-ным общим шипом с двумя стойками.

С помощью последнего шипа горизонтальная сила через переднюю стойку и соседнюю с ней (см. план на черт. 76) передается на стенку, находящуюся внутри устья над королем, и тем самым разгружает от действия горизонтальной силы свая в водобое, поддерживающие лицевую стенку.

114

При наличии на плотине подвижного ворота для подъема шитов на служебный мостик укладывается специальный брус, по которому катятся колеса ворота; для другой пары колес кладется брус через отверстие плотины с верхней стороны стоек, располагаясь на консолях от насадки и зажимного бруса (черт. 76). Конец консольного выступа в контрфорсных плотинах поддерживается подкосом (черт. 78).



Черт. 76.

Чтобы катание было легче, на указанные брусья в четвертях прибивается угловое или полосовое железо.

При наличии рельсов можно их уложить по мостику и по бусу.

На береговых опорах упорные брусья заходят за оси опоры (стенки или насадки) не менее чем на полтора диаметра тех бревен, из которых делаются балки.

Если необходимо сделать соединение упорных балок на промежуточной опоре

в тех случаях, когда нельзя отверстие плотины перекрыть одним длинным бревном, стыки бревен надо делать на опоре согласно черт. 78.

Прогоны соединяются косыми зубьями в горизонтальной плоскости на подбалке, которая скрепляется с балками винтовыми болтами.

Прогоны служебного мостика соединяются косым зубом, но, как обычно, в вертикальной плоскости. При одиночном прогоне можно стыка зубом не делать, а класть прогоны внахлестку.

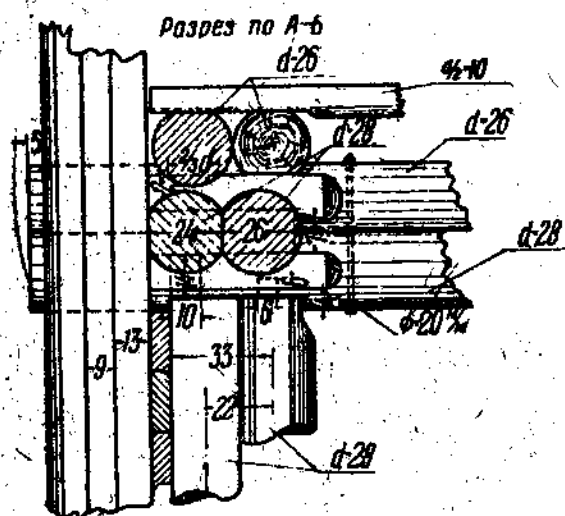
Соединять прогоны можно и впритык на подбалке, как это сделано в прогоне для ворота (черт. 78).

§ 18. РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИЯ ПРОЕЗЖИХ МОСТОВ.

Ниже рассмотрены только простые балочные мосты для наиболее часто встречающихся в плотинах отверстий до 7,0 м.

По § 3 при расчетной нагрузке по классу Н—6 один из грузовиков имеет наибольший вес 7,8 т с давлением на заднюю ось 5,7 т (на колесо 2,85 т) и на переднюю ось 2,1 т. Расстояние между осями равно 4,0 м и между колесами — 1,7 м.

Схема нагрузок показана на черт. 6



Черт. 77.

1. Расчет настила.

В проезжих мостах обычно устраивается двойной настил, причем верхний при езде истирается и в расчет не вводится, а учитывается лишь как распределитель давления от колеса на большую площадь. Толщина доски верхнего настила 5—7 см.

По техническим условиям (см. § 3, п. 2 г), при наличии верхнего дощатого продольного настила сосредоточенная сила распределяется на два бревна накатника, если нижний сплошной поперечный настил сделан из накатника (см. черт. 79). Если же и нижний настил сделан продольным, уложенным на поперечных балках, то при ширине обода колеса в 20 см (см. черт. 7) сосредоточенная сила также распределяется на две доски (см. черт. 80).

При нешироких мостах, например с проезжей частью в 3,5 м, требуется поперечный настил длиной около 6,0 м, который может быть сделан из тонкого леса (накатника) (черт. 71 и 81); при большей ширине моста лучше переходить на двойной продольный настил по подбалкам (черт. 70 и 82).

В последнем случае нижний продольный настил рассчитывается, как балка на двух опорах с расчетным пролетом С, равным расстоянию между осями поперечных балок, и нагруженная сосредоточенной силой, равной половине давления от заднего колеса, $\frac{2,85}{2} = 1,425$ т. Весом настила пренебрегаем в виду его малого значения.

Принимаем ширину доски 22 см и толщину 7 см; момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{22 \cdot 49}{6} = 180 \text{ см}^3.$$

Предельный допускаемый изгибающий момент

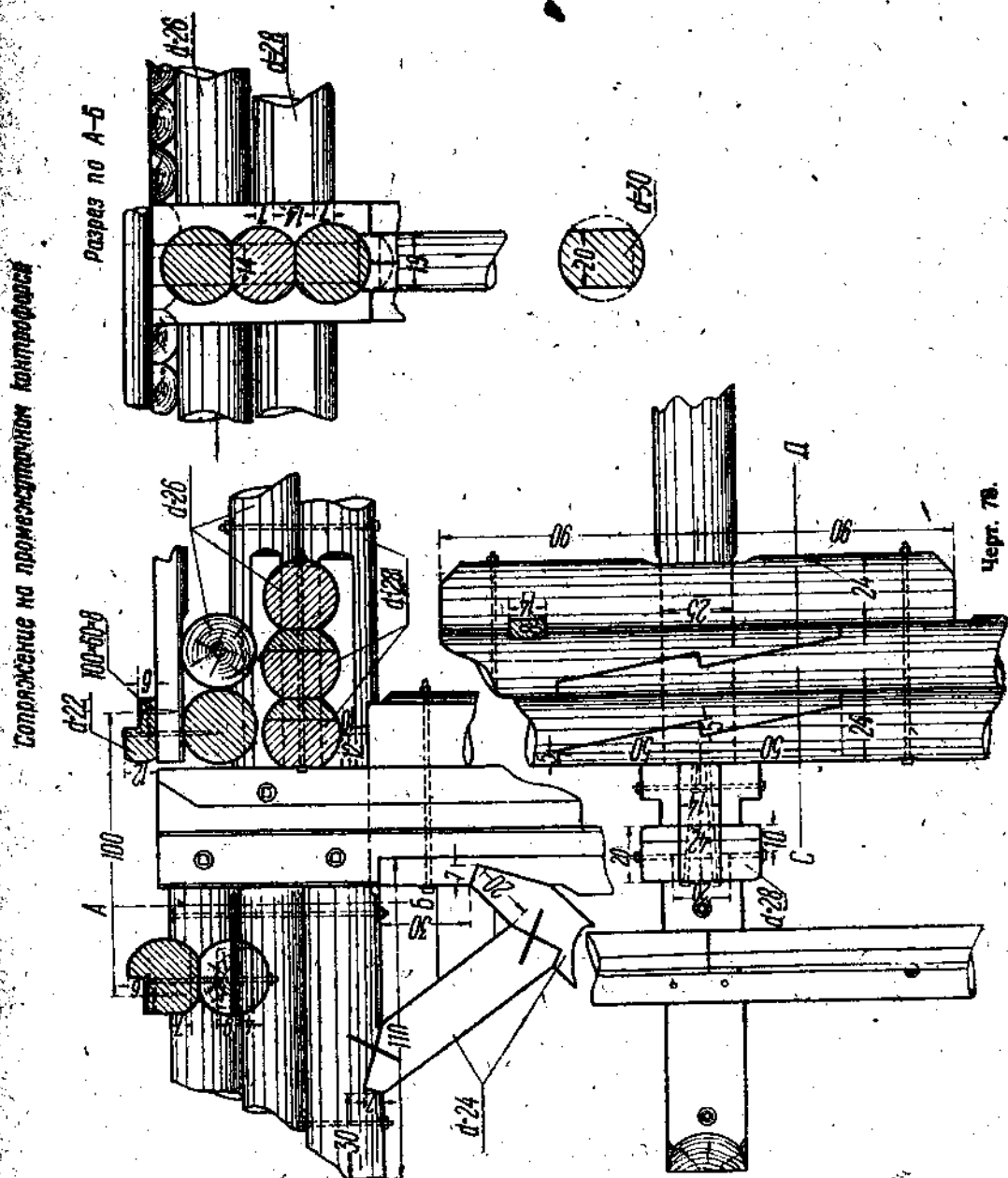
$$M_{np} = W [n_u] = 180 \cdot 94 = 16920 \text{ кг/см.}$$

Изгибающий момент посредине пролета С

$$M_{max} = \frac{1425 \cdot C}{4} \text{ кг/см.}$$

$$C = \frac{16920.4}{1425} = 47 \text{ cm.}$$

В среднем поперечные балки можно размещать примерно через 0,5 м. Если нижний настил из накатника, то расчет его производится как балки на двух опорах, но расчетный пролет будет равен расстоянию между прогонами. ! т.



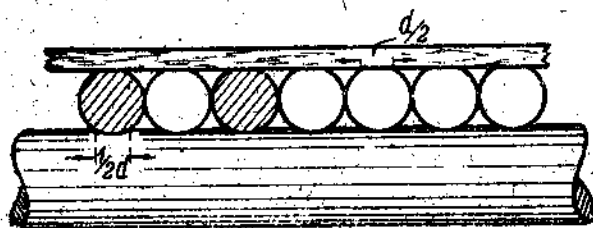
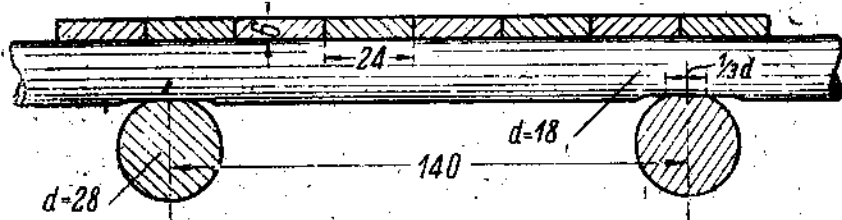
При расстоянии между колесами $k=1,70$ м, наибольший изгибающий момент будет от одного груза (колеса), расположенного на середине, пока расстояние между прогонами l не будет больше $1\frac{2}{3} k$ или $1\frac{2}{3} \times 1,7 = 2,84$ м. В мостах через плотины прогоны обычно кладутся не реже, чем через два метра.

Тогда изгибающий момент от сосредоточенной силы 1,425 т

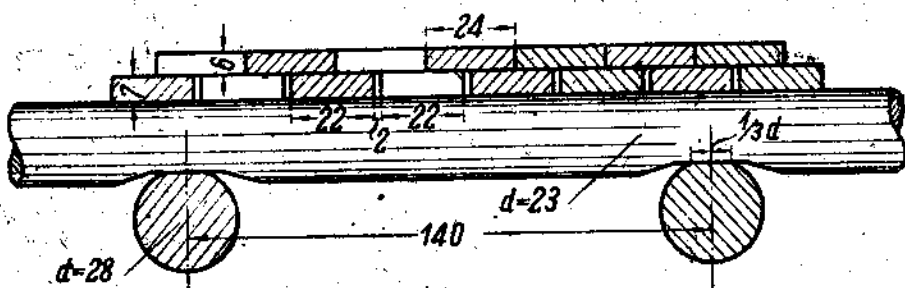
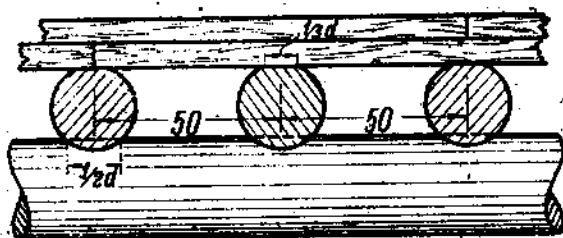
$$M_1 = \frac{1,425 \cdot l}{4} = 0,356 \text{ т/м.}$$

От веса дощатого настила толщиной 6 см, расположенного над накатником диаметром d

$$M_2 = p \frac{l^2}{8} = 0,06 \cdot d \cdot 0,75 \cdot \frac{l^2}{8} = 0,0056 d l^2.$$



Черт. 79.



Черт. 80.

От собственного веса накатника по формуле (135)

$$M_3 = 0,073 d^3 l^2 \text{ т/м,}$$

тогда $M_{\max} = M_1 + M_2 + M_3 = [n_a] W$, где $W = 0,025 d^3$.

После подстановки и упрощения, принимая $[n_a] = 94 \text{ кг/см}^2$, получим:

$$(0,0056 d + 0,073 d^3) l^2 + 0,356 l - 88,4 d^3 = 0, \quad (160)$$

где l и d в метрах.

Решая это уравнение, находим, что накатник равного диаметра может выдерживать следующие расстояния между балками (см. табл. 30).

2. Расчет поперечных балок.

Расчетная нагрузка равна давлению заднего колеса 2,85 т, весу настила с расстояния между балками 0,5 м и весу самой балки.

Таблица 30.

d_m	l_m	d_m	l_m
0,16	1,01	0,20	1,91
0,17	1,23	0,21	2,20
0,18	1,43	0,22	2,55
0,19	1,57	0,23	2,98

Расчетный пролет равен расстоянию между прогонами l .

Изгибающие моменты: от сосредоточенной силы $M_1 = \frac{2,85 \cdot l}{4} = 0,712 l \text{ т/м}$ от веса настила при толщине нижних досок 7 см и верхних 6 см

$$M_2 = (0,06 + 0,07) \times 0,5 \times 0,75 \frac{l^2}{8} = 0,0488 \frac{l^2}{8} = 0,0061 l^2 \text{ т/м}$$

от собственного веса

$$M_3 = 0,073 d^2 \text{ т/м (форм. 135);}$$

тогда $M_{\max} = M_1 + M_2 + M_3 = [n_n] W$.

Подставляя значения моментов и принимая $[n_n] = 94 \text{ кг/см}$, получаем следующую зависимость: $(0,0061 + 0,073 d^2) l^2 + 0,712 l - 88,4 d^3 = 0$, (161)

где l и d в метрах.

Из этого уравнения следует, что при расстоянии между прогонами:

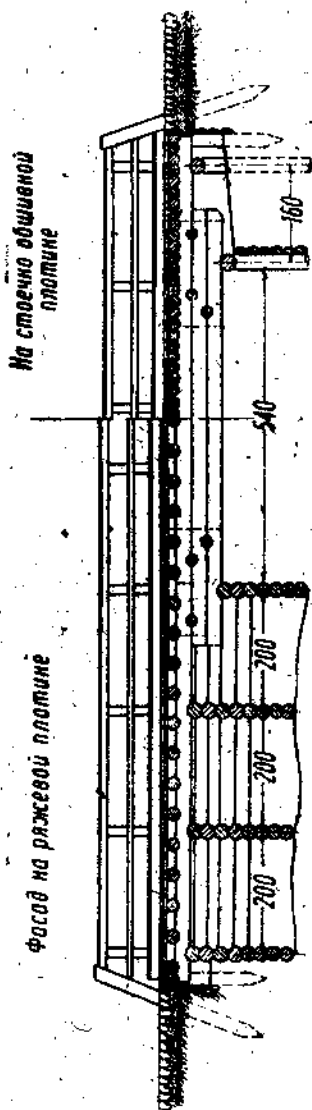
$$\begin{aligned} l &= 1,0 \text{ м} \text{ необходимо балку } d = 0,20 \text{ м.} \\ l &= 1,4 \text{ м} \quad \quad \quad d = 0,23 \text{ м.} \\ l &= 2,0 \text{ м} \quad \quad \quad d = 0,26 \text{ м.} \end{aligned}$$

3. Расчет прогонов.

Если расстояние между прогонами l меньше расстояния между колесами грузовика 1,70 м, то наибольший изгибающий момент в прогоне будет от давления (2,85 т) одного колеса, расположенного над прогоном.

Часто прогоны располагаются через два метра и тогда, при $l > 1,70 \text{ м}$, на рассчитываемый прогон будет частично передаваться давление второго колеса, если первое находится над прогоном; величина сосредоточенной нагрузки будет равна

$$P = 2,85 + 2,85 \frac{l - 1,70}{l} = 2,85 \frac{2l - 1,70}{l} \quad (162)$$



Остальная часть ширины моста между рассчитываемым прогоном и соседними с ним, не занятая кузовом грузовика, загружается толпой весом $0,240 \text{ т}$ на 1 м^2 (см. § 3 п. 2б).

Очевидно такое загрузеение будет иметь место только с одной стороны и ширине $(l - 0,5 \text{ м})$, так как $0,5 \text{ м}$ величина свеса кузова, и величина этой равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$q = 0,24 (l - 0,5) \frac{(l - 0,5)}{2 \cdot l} = 0,12 \frac{(l - 0,5)^2}{l} \text{ т на пог. м.} \quad (163)$$

Вес настила на пог. метр среднего прогона:

а) Верхний продольный настил из досок толщиной 6 см и нижний поперечный из накатника $d = 0,20 \text{ м}$ (форм. 134), считая пять бревен на 1 п. м .

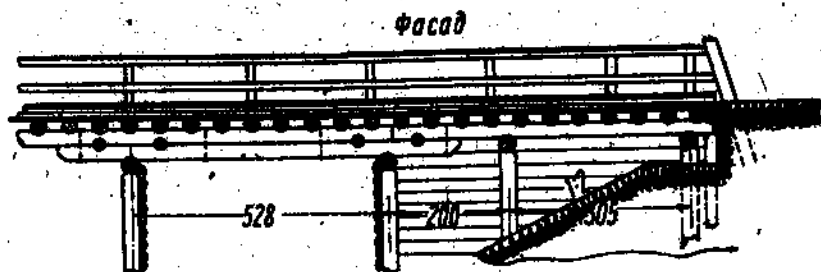
$$q_1 = 0,06 \times 1,0 \times l \times 0,75 + 0,584 \times 0,20^2 \times 5 \times l = 0,162 \text{ т на п. м.}$$

б) Настил из досок продольный, нижний толщиной 7 см и верхний 6 см .

$$q_2 = (0,06 + 0,07) \cdot 1,0 \cdot l \cdot 0,75 = 0,0975 \text{ т.}$$

поперечные балки $d = 0,23 \text{ м}$, считая по 2 штуки на п. м.

$$q_2'' = 0,584 \cdot 0,23^2 \cdot 2 \cdot l = 0,0618 \text{ т.}$$



Черт. 82.

Вес настила с поперечными балками

$$q_2 = 0,159 \text{ т на пог. м прогона.}$$

Для наиболее часто встречающихся условий расчета можно принять в среднем нагрузку от настила на один пог. м равной

$$q = 0,16 \text{ т,} \quad (164)$$

где l расстояние между прогонами в м.

Сделаем расчет прогона при расстоянии между ними $l = 1,40 \text{ м}$, которое часто бывает в стоечно-обшивных плотинах.

Изгибающие моменты при расчетном пролете прогона $L \text{ м}$.

а) От сосредоточенной нагрузки $2,85 \text{ т}$, считая ее находящейся по середине пролета L

$$M_1 = \frac{2,85 \cdot L}{4} = 0,713 \text{ т/м.}$$

б) От веса толпы (форм. 163) $q_1 = 0,12 \frac{(1,40 - 0,5)^2}{1,40} = 0,07 \text{ т на пог. м}$
от веса настила (форм. 164) $q_2 = 0,16 \cdot 1,40 = 0,224 \text{ т на пог. м.}$

$$M_2 = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8} = \frac{0,294}{8} L^2 = 0,037 L^2 \text{ т/м,}$$

тогда

$$M_{\max} = 0,713 L + 0,037 L^2 \text{ т/м.} \quad (165)$$

Если расстояние между прогонами $l = 1,0$ м, то

$$M_{\max} = 0,713 L + 0,024 L^2 \text{ т}\cdot\text{м}. \quad (166)$$

При расстояниях между прогонами $2,0$ м увеличится величина нагрузки от толпы и добавится часть давления второго колеса грузовика по формуле (162). Изгибающие моменты будут равны:

а) От сосредоточенной силы (форм. 162) $P = 2,85 \left(\frac{2 \times 2 - 1,7}{2} \right) = 3,28 \text{ т}$

$$M_1 = \frac{PL}{4} = 0,82 L$$

б) От веса толпы (форм. 163) $q_1 = 0,12 \frac{(2 \cdot 0 - 0,5)^2}{2!} = 0,132 \text{ т на пог. м}$ и веса настила $q_2 = 0,16 \cdot 2 = 0,32 \text{ т на пог. м}$.

$$M_2 = \frac{(q_1 + q_2) L^2}{8} = \frac{0,455}{8} L^2 = 0,057 L^2,$$

тогда

$$M_{\max} = 0,82 L + 0,057 L^2; \quad (167)$$

Следует иметь в виду, что по мосту движется целый поезд грузовиков, и максимальный изгибающий момент в прогоне получится не всегда, когда наиболее тяжелый груз (в нашем случае давление заднего колеса, равное $2,85 \text{ т}$) находится по середине пролета, как это принято выше для расчета прогона.

По теореме Винклера наибольший изгибающий момент в балке от системы сосредоточенных грузов, на ней находящихся, получается при таком расположении этих грузов на балке, при котором середина расстояния между равнодействующей всех грузов и ближайшим к этой равнодействующей грузом окажется точно посередине балки.

Когда на балке расчетной длиной l может поместиться два и притом равных груза P на расстоянии между собою k , т. е. $l > k$, то максимальный изгибающий момент, применяя теорему Винклера, получается:

а) От одного груза, расположенного посередине пролета l и определенного по формуле $M_{\max} = \frac{Pl}{4}$, если расстояние между грузами $k > 0,6 l$.

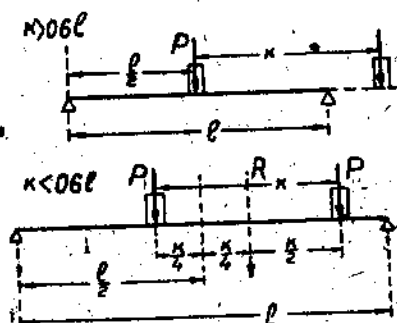
б) От двух грузов (в сечении под грузом, ближайшем к середине балки), расположенных по черт. 83, по форм. $M_{\max} = \frac{P}{2l} \left(l - \frac{k}{2} \right)^2$, если расстояние между грузами $k < 0,6 l$.

Выше, при расчете поперечных балок и поперечного настила, при расчетном пролете (расстояние между прогонами) $l = 2,0$ м наибольший изгибающий момент определялся от одного груза (колеса), расположенного посередине пролета, хотя могло поместиться и два колеса, так как расстояние между ними $k = 1,70$ м. Расчет сделан правильно потому, что $k > 0,6 l$, так как $1,70 > 1,20$, или иначе $l < \frac{1}{2} k$. Очевидно при $k = 1,70$ м величина $M_{\max}$ будет определяться от одного груза до тех пор, пока пролет l не будет больше $\frac{1}{2} k = \frac{1}{2} \cdot 1,7 = 0,85$ м.

в) Если на балке помещается три равных груза P на равном расстоянии между собою, то

$$M_{\max} = \frac{P}{2l} \left(l - \frac{d}{2} \right)^2 \text{ при двух грузах, если } k > 0,45 l$$

$$M_{\max} = P \left(\frac{3}{4} l - d \right) \text{ при трех грузах, если } k < 0,45 l$$



Черт. 83.

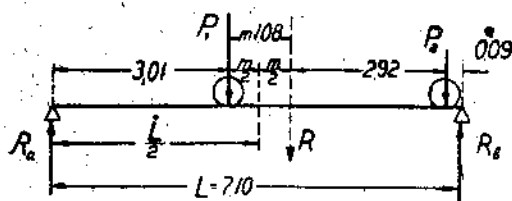
Когда грузы не равны между собою, то приведенные зависимости не верны и надо определить место равнодействующей всех грузов на пролете и, расставив грузы по теореме Винклера, общим порядком искать момент под силами, соседними с равнодействующей; причем может оказаться несколько вариантов расстановки грузов. За расчетный принимается наибольший из вычисленных моментов.

При расчете прогона, на мосту с пролетом $L = 7,0$ м может разместиться из поезда только два неравных груза (переднее колесо с давлением 2,85 т и заднее 1,05 т), так как расстояние между ними 4,0 м и расстояние до колес соседних грузовиков тоже по 4,0 м.

Расстояние m равнодействующей двух грузов от более тяжелого, определяется из равенства

$$\frac{m}{4,0 - m} = \frac{1,05}{2,87}$$

$$m = 4,0 \frac{1,05}{3,92} = 1,08 \text{ м.}$$



Черт. 84.

Расставив грузы согласно теореме Винклера (черт. 84), легко заметить, что второй груз P_2 будет на опоре, если половина пролета $\frac{L}{2} = k - \frac{m}{2} = 4,0 - \frac{1,08}{2} = 3,46$ м, а весь пролет $L = 6,92$ м. Итак при длине пролетов L до 6,92 м и на грузке по классу $H-8$ расчет прогонов надо делать по одному наибольшему грузу, располагая его посредине пролета.

Пусть $L = 7,10$ м (черт. 84). Тогда:

$$R_a \cdot 7,10 - P_1 \cdot 4,09 - P_2 \cdot 0,09 = 0.$$

$$R_a = \frac{2,85 \cdot 4,09 + 1,05 \cdot 0,09}{7,10} = \frac{11,76}{7,10} = 1,66 \text{ т.}$$

Наибольший изгибающий момент будет под силой P_1

$$M_{\max} = R_a \times 3,01 = 1,66 \cdot 3,01 = 5,00 \text{ т/м.}$$

Если груз P_1 на середине пролета, то

Таблица 31.

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{2,85 \cdot 7,10}{4} = 5,06 \text{ т/м.}$$

$M_{\max}$ т/м для прогона по формулам (165), (166) и (167)

L м	Расстояние между прогонами l м.		
	1,00 м	1,40 м	2,0 м
2	1,521	1,573	1,872
3	2,354	2,471	2,982
4	3,234	3,442	4,208
5	4,170	4,495	5,550
6	5,144	5,610	7,010
7	6,166	6,100	8,580

Итак еще при $L = 7,10$ м величина $M_{\max}$ получается наибольшей от одного груза P_1 , поставленного на средину пролета.

Для такого именно случая и указанных выше нагрузок от веса толпы и настила подсчитаны $M_{\max}$ для разных L и сведены в таблицу 31.

Требование проверки расчетов для мостов с движением в обе стороны на пропуск двух рядов грузовиков низшего класса отпадает, так как получаемые при этом $M_{\max}$ будут меньше вычисленных; в этом легко убедиться, сделав подсчеты.

Определив $M_{\max}$ от внешних вертикальных сил, подбираем величину диаметра прогона d и число прогонов n .

Добавляя еще момент от собственного веса n прогонов по формуле (135), получим

$$(M_{\max})_{\text{вн. с.}} + 0,073 d^2 L^2 n = [n_x] n \cdot W.$$

$$\text{Если } [n_x] = 94 \text{ кг/см}^2 \text{ и при } W = 0,095 d^3$$

$$(M_{\max})_{\text{вн. с.}} + 0,073 d^2 L^2 n - 88,4 n d^3 = 0$$

или

$$\frac{(M_{\max})_{\text{вн. с.}}}{n} = 88,4d^3 - 0,073 d^2 L^3 \quad (168)$$

Для определения d по этой формуле построен график № 20 (черт. 67), по которому, зная $(M_{\max})_{\text{вн. с.}}$ и задаваясь числом прогонов n , для $\frac{M}{n}$, находим диаметр бревен.

Этим же графиком можно пользоваться во всех случаях расчета балок круглого сечения, когда известен суммарный изгибающий момент от всех внешних вертикальных сил; задаваясь числом прогонов n и вычисляя $\frac{M}{n}$, по графику определяем диаметр бревна, одновременно учитывая момент от собственного веса прогона.

Если балка подвергается изгибу и в горизонтальной плоскости, то диаметр надо находить подбором, как указано в § 17.

4. Опорные реакции прогонов проезжего моста.

При расчетных схемах для подбора сечения прогонов, подвижная нагрузка распределялась таким образом, чтобы найти наибольший изгибающий момент; при этом положении грузов опорные реакции не всегда получаются наибольшими из возможных их значений.

Так, для среднего прогона длиной L , при расстоянии между прогонами $l = 1,4$ м, опорные реакции от нагрузки на одном пролете (черт. 85) будут равны (п. 3 § 18):

а) от сосредоточенной силы P , находящейся посредине пролета $\frac{1}{2} P_2$.

б) от веса толпы и настила

$$\frac{1}{2} (q_1 + q_2) L,$$

в) от собственного веса

$$\frac{1}{2} 0,584 d^2 L,$$

(форм. 134).

Если рассматривается средняя опора B между двумя отверстиями, то к вышеуказанным величинам добавится еще нагрузка с пролета L_2 .

Нагрузка на опору B от веса настила и собственного веса прогона для данного моста меняться не будет, но от грузовиков наибольшее давление будет тогда, когда над опорой располагается самый тяжелый груз P_2 (черт. 85), а соседние с ним грузы P_1 и P_3 поезда грузовиков еще увеличат величину давления.

$$\text{Реакции } R_B = P_2 + P_1 \frac{L_1 - K_1}{L_1} + P_3 \frac{L_2 - K_2}{L_2}.$$

Пусть расчетная нагрузка $H = 6$, отверстие $L_1 = 6,0$ м и $L_2 = 5,0$ м и расстояние между прогонами $l = 1,40$ м.

Нагрузка $P_2 = 2,85$ т, $P_1 = 1,05$ т и $P_3 = 0,9$ т.

$$R_B = 2,85 + 1,05 \frac{6,0 - 4,0}{6,0} + 0,9 \frac{5,0 - 4,0}{5} =$$

$$= 2,85 + 0,35 + 0,18 = 3,38 \text{ т.}$$

Вес толпы и настила $\frac{1}{2} (q_1 + q_2) (L_1 + L_2) = \frac{1}{2} (0,07 + 0,224) \times (6 + 5) = 1,62$ т (форм. 163 и 164).

Собственный вес прогона (по расчету) $0,44 + 0,26 = 0,70$ т.

Полная реакция с двух пролетов $R_B = 3,38 + 1,62 + 0,70 = 5,70$ т.

Подобные подсчеты сделаны для расчетных случаев и сведены в таблицу 32.

Таблица 32.

Опорные реакции в тоннах при различных пролетах проезжего моста.

Пролет м	$l=1,00$ м					$l=1,40$ м					$l=2,00$ м				
	Сосредот. нагрузка			Равн. распр. с одного пролета		Сосредот. нагрузка			Равн. распр. с одного пролета		Сосредот. нагрузка			Равн. распр. с одного пролета	
L м	Над опорой	С одного пролета	С другого пролета	От толпы и настила	От собств. веса прог.	Над опорой	С одного пролета	С другого пролета	От толпы и настила	От собств. веса прог.	Над опорой	С одного пролета	С другого пролета	От толпы и настила	От собств. веса прог.
2	2,85	0	0	0,19	0,04	2,85	0	0	0,30	0,04	3,28	0	0	0,46	0,05
3	2,85	0	0	0,28	0,08	2,85	0	0	0,44	0,08	3,28	0	0	0,70	0,12
4	2,85	0	0	0,38	0,17	2,85	0	0	0,59	0,18	3,28	0	0	0,93	0,22
5	2,85	0,21	0,18	0,48	0,25	2,85	0,21	0,18	0,74	0,26	3,28	0,24	0,21	1,17	0,37
6	2,85	0,35	0,30	0,57	0,42	2,85	0,35	0,30	0,88	0,44	3,28	0,40	0,35	1,40	0,50
7	2,85	0,45	0,38	0,67	0,55	2,85	0,45	0,38	1,03	0,59	3,28	0,52	0,45	1,64	0,67

Пользуясь этой таблицей, суммируем реакцию на средней опоре при пролетах $L_1=5,0$ м и $L_2=2,0$ м для $l=2,0$ м:

- а) давление на опоре 3,28
 в) с одного пролета $L_1=5,0$ м $0,24 + 1,17 + 0,37 = 1,78$
 с) с другого пролета $L_2=2,0$ м $0,46 + 0,05 = 0,51$

Общая реакция $R=5,57$ т.

5. Конструкция проезжих мостов.

Конструкция простых балочных мостов показана на черт. 70, 71, 81 и 82 и не требует особых пояснений.

Прогонь между собой притесывается для образования площадок, шириною около одной трети диаметра. Соединения прогонов делаются впрыток на опорах с подбалкой. Болтами толщиной 20 мм прогоны соединяются с подбалкой и между собой по обеим сторонам опор.

Для предупреждения сдвига прогонов в сторону между ними также по обеим сторонам опор врубаются поперечины из круглого леса, диаметром около 16—18 см (черт. 86 и 87).

Нижний прогон незначительно прирубается к насадке; верхняя грань последней под прогоном стесывается для образования плоскости.

Насадки делаются из бревен 24—28 см и надеваются на сваи или стойки с подтеской под плоскость шириною 18—22 см; чтобы насадки не могли сдвинуться, на верху свай и стоек делаются шипы размером, примерно, $6 \times 6 \times 6$ см.

Определенные выше реакции на опоры передаются через площадки соприкосновения насадки со свайей или стойкой.

Для круглых свай в таблице 44 (стр. 212) сделаны подсчеты величины этой площадки при разных ширинах насадок; надо из этих величин вычесть площадь, занятую шипом и равную $6 \times 6 = 36$ см.

По величине реакции R определится напряжение на смятие поперек волокон вызываемое в насадке.

Так например при свае $d=26$ см и ширине подтески насадки в 20 см, работающая площадь на смятие (табл. 44) будет равна $442 - 36 = 406$ см². При допущаемом напряжении на смятие поперек волокон 18 кг/см² предельная величина вертикальной нагрузки на опоры равна $406 \times 21 = 8530$ кг. Как видно из таблицы 22 наиболее часто встречающиеся реакции на опорах меньше этой предельной нагрузки и эта деталь не требует проверки.

Поперечные балки и поперечный настил из накатника также незначительно прикрубаются к прогонам и сверху стесываются, образуя площадку шириной около $\frac{1}{3} d$.

Между досками нижнего настила оставляются просветы 1—2 см для стекания просочившейся воды; накатник настилается без притески между собою; делается лишь подтеска комлей.

Проезжий мост делается не только через отверстия, но и в пределах устоев, ряжевых и стоечно-обшивных.

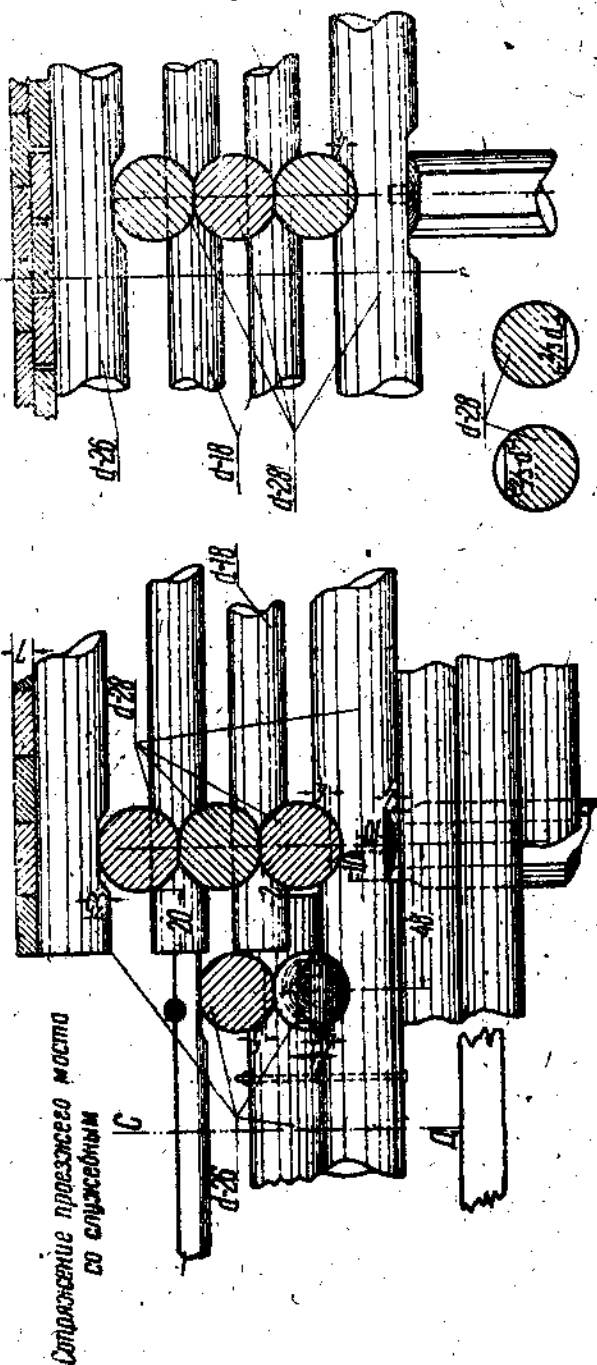
В плотинах стоечно-обшивных для расположения моста на устье забивается один ряд (черт. 81) или даже два ряда свай, которые и принимают нагрузку от моста, тем самым устраняя увеличение распора засыпки на стоечно-обшивную стенку от временной нагрузки.

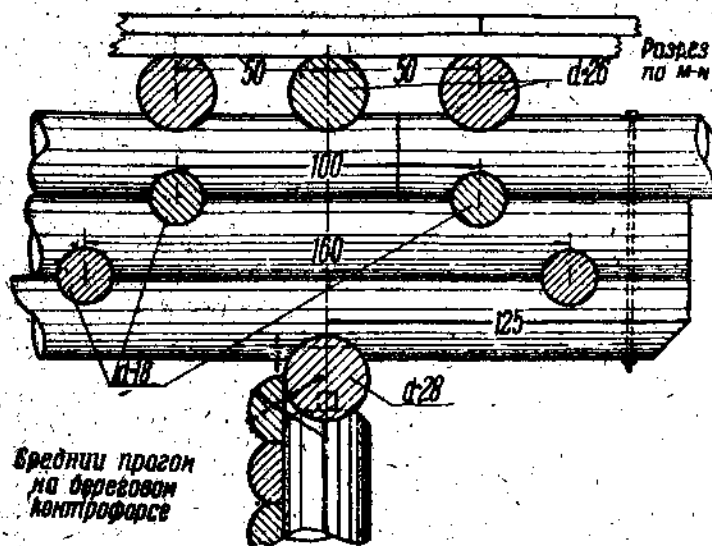
В устоях плотин может происходить вынос грунта и осадка загрузки, особенно в той части устоя на водобое, которая закрыта настилом моста. Поэтому следует в настиле моста на устье делать в нескольких местах (на ряжевом устье против каждого ящика) съемные доски в обоих рядах двойного продольного дощатого настила для наблюдения за состоянием загрузки и для подсыпки грунта в случае надобности.

По обеим сторонам моста прибиваются отбойные брусья, ограничивающие проезжую часть. В расстоянии от этих брусей на 0,5 м ставятся перила высотой 1,0 м; стойки перил поддерживаются подкосами или, за недостатком места для подкосов, прикрубаются и прибалчиваются к прогонам между поперечными балками (черт. 72, 75 и 88).

§ 19. УПОРНЫЕ БАЛКИ С ПОДКОСАМИ.

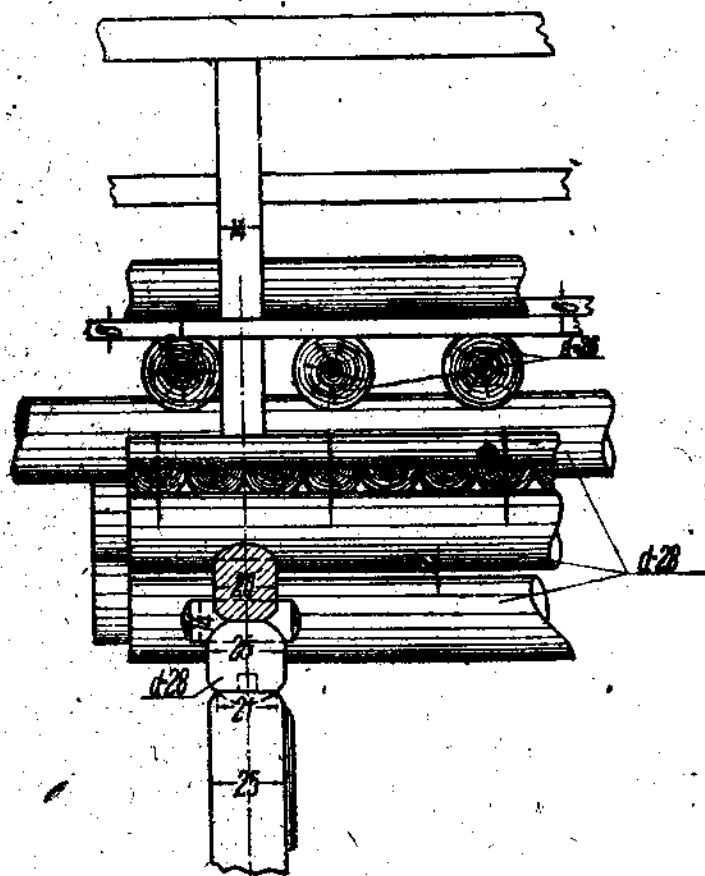
Помимо устройства простых балочных мостов часто бывает необходимо делать составные балки на шпонках или металлических вкладышах, или же переходить к подкосным и ригельно-подкосным мостам. Эти системы мостов так же, как мостовые фермы, нами не рассматриваются; их расчет и конструкцию можно найти в курсах мостов.





Черт. 87.

Разрез по С-Д



Черт. 88.

Но в простых балочных мостах при сравнительно небольших пролетах нагрузка от давления стоек, совместно с вертикальной нагрузкой от моста, требует довольно сложного и громоздкого устройства упорных балок.

Для их облегчения можно поставить подкосы в горизонтальной плоскости, как это указано на черт. 89.

В этом случае упорную балку АВ можно рассматривать как неразрезную на трех опорах, А, С и В (черт. 90), нагруженную системой сил; при равных силах, равных расстояниях между ними и от крайних сил до крайних опор и при расположении посредине средней опоры С для определения изгибающих моментов можно пользоваться готовыми таблицами по справочникам.

Та же упорная балка под влиянием нагрузки от собственного веса, толпы и подъемного усилия, действующих в вертикальной плоскости, будет работать как балка на двух опорах с максимальным моментом посредине.

Наибольший суммарный момент почти всегда получается посредине, на средней опоре С; если учесть, что сечение балок в этом месте несколько ослаблено врубками, то размеры балок всегда определяются проверкою именно этого сечения, что и приходится делать.

Так как упорная балка подвергается косоуго изгибу в двух взаимно

перпендикулярных плоскостях, то суммарный момент для прямоугольного сечения балки будет равен сумме моментов, а для круглого сечения — геометрической сумме моментов (черт. 91).

Для круглого поперечного сечения напряжения при изгибе от горизонтальной силы в какой-либо точке A окружности в расстоянии x от нейтральной оси (от центра круга)

$$[n_x]_c = \frac{M_x \cdot x}{I_y}$$

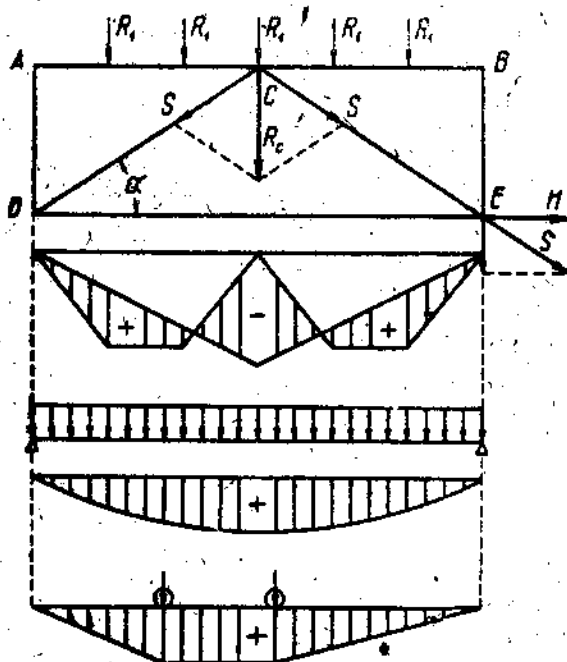
То же от вертикальных сил в расстоянии y

$$[n_y]_c = \frac{M_y \cdot y}{I_x}$$

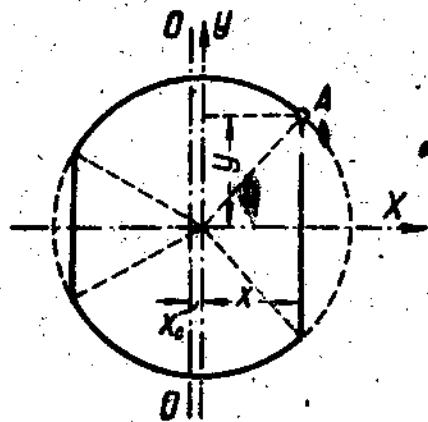
Суммарное напряжение:

$$[n_z]_c = \frac{M_x \cdot x}{I_y} + \frac{M_y \cdot y}{I_x}$$

(109)



Черт. 90.



Черт. 91.

Тогда

$$[n_z]_c = \frac{M_x}{I_y} \sqrt{\frac{d^2}{4} - y^2} + \frac{M_y \cdot y}{I_x}$$

Наибольшие суммарные напряжения будут при таком значении y (или x), при котором первая производная от выражения для суммарных напряжений равна нулю.

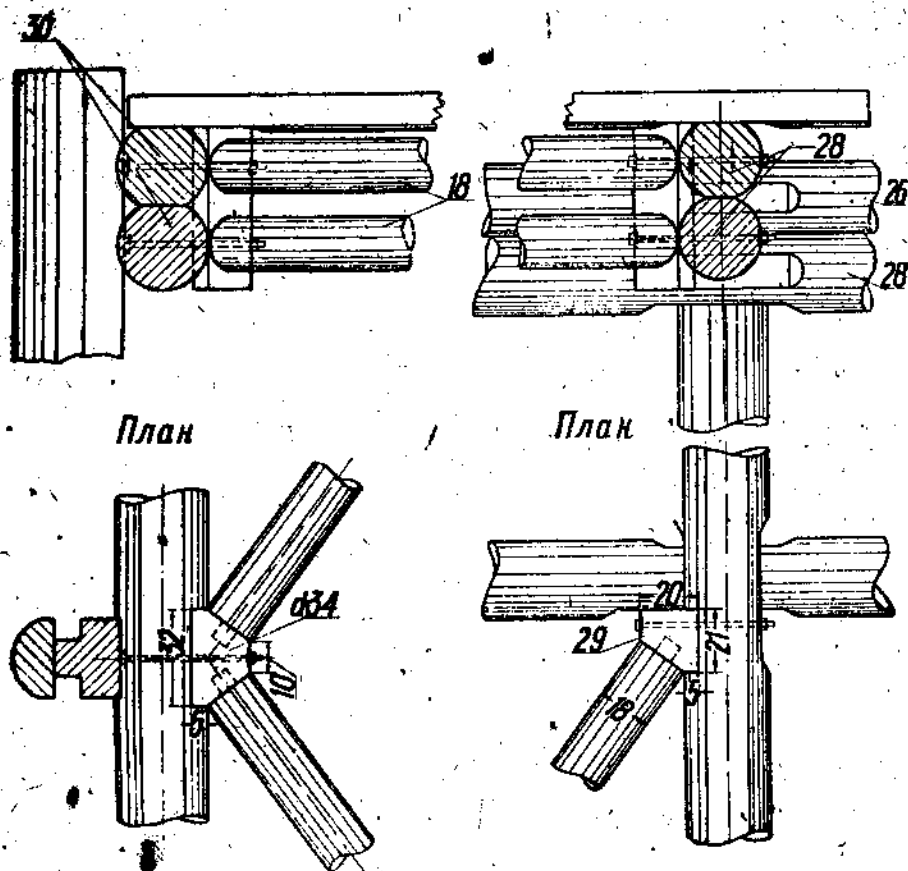
Откуда

$$-\frac{M_z}{I_y} \frac{y}{\sqrt{\frac{d^2}{4} - y^2}} + \frac{M_x}{I_z} = 0$$

Для круглого поперечного сечения $I_y = I_z = I$

тогда

$$y = \frac{dM_x}{2\sqrt{M_z^2 + M_x^2}}; x = \frac{dM_z}{2\sqrt{M_z^2 + M_x^2}}$$



Черт. 92.

Подставляя в формулу (169), получим:

$$[n_x]_{\max} = \frac{d}{2I} \sqrt{M_z^2 + M_x^2}$$

или

$$[n_x]_{\max} = \frac{\sqrt{M_z^2 + M_x^2}}{W} \quad (170)$$

Следовательно, для круглого сечения:

$$M_{\max} = \sqrt{M_z^2 + M_x^2} \quad (171)$$

Если поперечное сечение не круглое, а ослаблено врубками (черт. 91), то необходимо вычислить:

1) Момент инерции ослабленного сечения (включая и ослабление болтом, если оно имеется) относительно осей x и y , проходящих через центр тяжести.

2) Координаты центра тяжести, расстояние между ним и центром круга x_c .

2) Момент инерции сечения относительно осей, проходящих через центр тяжести $(I_x)_c$ и $(I_y)_c$.

4) Выражение для напряжений от M_z и M_y , а именно:

$$[n_x]_z = \frac{M_z(x + x_c)}{I_y} = f_z(x),$$

$$[n_x]_y = \frac{M_y y}{I_x} = f_y(y).$$

5) Зная, что

$$y^2 + x^2 = \frac{d^2}{4}$$

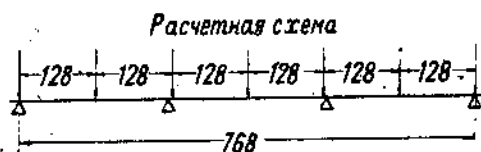
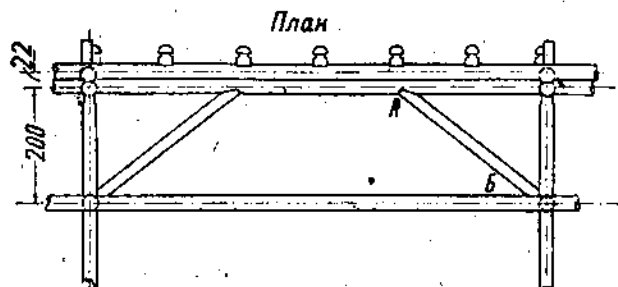
и

$$[n_x]_c = f_z(x) + f_y(y), \quad (172)$$

нужно найти на контуре точку с наибольшим суммарным напряжением.

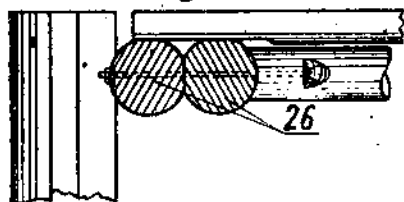
Вычислив величину реакции R_c на средней опоре C , найдем усилие, сжимающее подкос

$$S = \frac{R_c}{2 \sin \alpha}$$

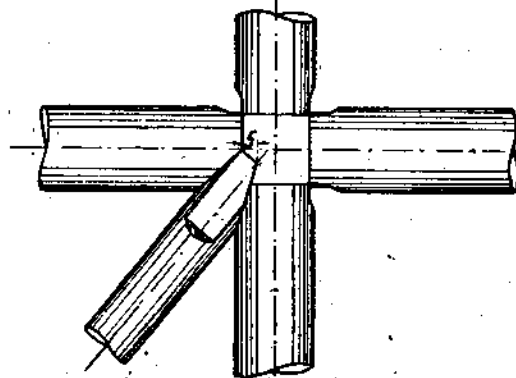
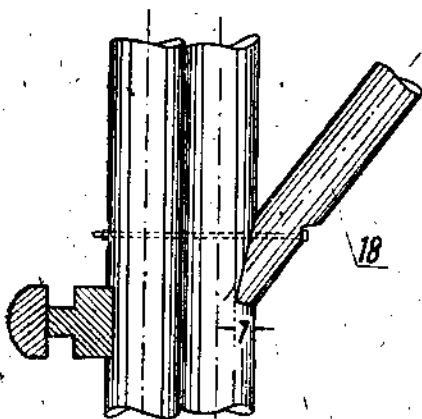
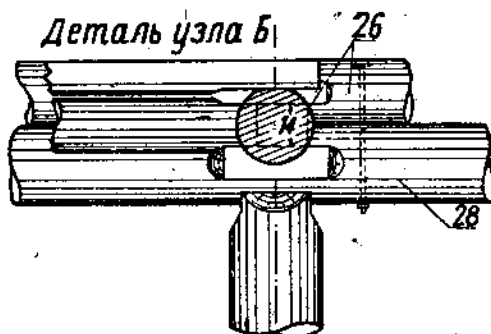


Черт. 93.

Деталь узла А



Деталь узла Б



Черт. 94.

и силу, растягивающую затяжку DE , равную

$$H = \frac{R_c}{2 \operatorname{tg} \alpha}.$$

По величине сил S и H производится расчет подкоса и врубок.

Горизонтальные реакции от мостика на опоры очевидно будут передаваться в двух точках B и E (или A и D) (черт. 90).

Детали врубок для упорной балки пролетом 7,68 м в плотине с напором на короле 3,0 м с пятью съемными стойками показаны на черт. 92.

В случае узких служебных мостиков и получающихся при этом острых углов наклона подкоса, в предыдущей конструкции можно устраивать ригельно-подкосную или шпренгельную систему упорных балок (черт. 93).

При этом ригель лучше делать из длинного бревна, чем достигается надежное укрепление его на опорах; подкосы врубаются в ригель.

Для упомянутого выше случая на черт. 94 показаны детали врубок в упорной балке служебного мостика ригельно-подкосной системы.

ГЛАВА ПЯТАЯ.

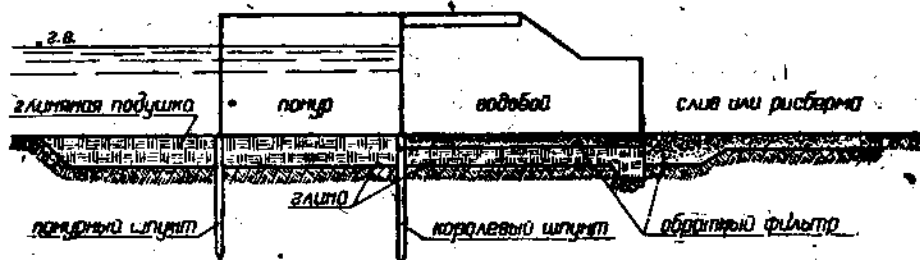
ФЛЮТБЕТЫ.

§ 20. ЧАСТИ ФЛЮТБЕТА, ИХ НАЗНАЧЕНИЕ И РАЗМЕРЫ.

Нижняя часть плотины, находящаяся обычно под водой, предназначена для предупреждения обхода воды под сооружением и пропуска над нею воды из верхнего бьефа в нижний и называется флютбетом; на флютбете возводятся надводные части плотины, как-то бычки, контрфорсы, устои.

Флютбет состоит из трех частей: понура, водобоя и слива (черт. 1 и 95).

Понур предназначен для погашения напора фильтрующей под сооружением воды, когда уровень воды в верхнем бьефе выше уровня воды в нижнем, а также, для укрепления русла реки перед сооружением. Очевидно, что чем длиннее понур и глубже забиты шпунты, тем большая часть напора погасится на его пути и, значит, тем меньше будет напорное давление воды на водобое.



Черт. 95.

Иногда понур делается водонепроницаемым и тогда он служит только для второй цели, а весь напор гасится в пределах водобоя.

Назначение водобоя — принимать удары протекающей воды, гасить энергию (уменьшать скорость) струн с помощью добавочных приспособлений, а также, как и понур, гасить оставшуюся часть напора при движении воды под непроницаемой частью водобоя.

Нижняя, сливная, часть устраивается для защиты русла реки от размывающего действия текущей воды, скорость которой при выходе из отверстия плотины всегда больше существующей в реке скорости в естественном состоянии или, как говорят, бытовой; эта часть плотины называется также рисбермой. Кроме того и на рисберме происходит гашение скоростной энергии надземного потока.

Иногда понятие слива и рисбермы не одинаковы; бывает, что в деревянных плотинах непосредственным продолжением водобоя является столь же мощная конструкция как и водобой, служащая для отвода воды дальше от плотины, часто с одновременным спуском воды с приподнятого водобоя, а продолжением этой сливной части уже является собственно рисберма, защищающая дно реки от размыва.

На черт. 95 изображена наиболее часто встречающаяся схема плотин со свайным флютбетом на грунте, допускающем забивку свай. Понур сделан непроницаемым и огражден с верхней стороны шпунтовым рядом; для усиления понура сделана выше плотины непроницаемая глиняная подушка. В конце понура (в начале

водобоя) забит королевый шпунтовый ряд, над которым расположены затвор. Над непроницаемой (заштрихованной) частью водобоя и ниже по течению после него устроен обратный фильтр.

Флютбеты плотин бывают трех родов: ряжевые, на сваях и смешанные. Ряжевые флютбеты (черт. 135 и 137) устраиваются на скале или на грунтах, не допускающих забивки свай (плотные грунты с камнями) и состоят из ряжевой нарубки, нижние венцы которой прикрепляются на пироны к скале или погружаются в материк.

Флютбет на сваях устраивается всегда, когда грунт допускает забивку свай. Если приходится верх флютбета располагать выше поверхности грунта (так называемый повышенный флютбет) более чем на 1,0 м, то флютбет устраивается смешанный: на свайном основании делается нужной высоты ряжевая нарубка (черт. 136). Смешанный флютбет нужно делать также в тех случаях, когда приходится снимать при устройстве флютбета верхний, непригодный для основания слой грунта, заменяя его ряжевой нарубкой, расположенной на сваях.

Размеры отдельных частей флютбета определяются излагаемыми ниже условиями.

1. Подземный контур флютбета.

Длина пути фильтрации и размеры частей флютбета должны быть таковы, чтобы выходная скорость профильтровавшейся воды из верхнего бьефа в нижний не в состоянии была выносить грунт из-под сооружения.

Под флютбетом плотины происходят весьма сложные явления движения фильтрационного потока и потерь напора на участках подземного контура флютбета. Представление об этом дают опыты над контурами сооружений по методу электрогидродинамических аналогий проф. Н. Н. Павловского.¹ Для некоторых схем деревянных плотин были проделаны опыты в лаборатории Научно-исследовательского института гидротехники. На черт. 96 представлена схема двухшпунтовой плотины с нанесенными некоторыми линиями токов (пути фильтрации) и линиями равных напоров; последние дают картину потери напора по пути фильтрации, причем цифры у каждой из таких линий равных напоров дают величину напора в долях от полного, принятого за единицу.

На черт. 97 представлена схема одношпунтовой плотины.

В нижнем бьефе, непосредственно за непроницаемой частью флютбета, входящий фильтрационный поток с некоторой скоростью стремится вытолкнуть частицы грунта. Эта выталкивающая сила фильтрационного потока очевидно будет тем больше, чем больше выходные скорости.

Спротивляться выталкивающей силе будет вес частицы грунта, взвешенный в воде.

Если выталкивающая сила грунтового потока больше веса частицы или выходные скорости больше допустимых для грунта основания, то частицы грунта будут выноситься, ниже плотины может образоваться вымывина и наконец все сооружение может разрушиться.

Чтобы грунт основания не выносился фильтрующей водой, нужно:

- 1) увеличить устойчивость частиц грунта и
- 2) ослабить выталкивающие силы фильтрационного потока.

а) Обратные фильтры. Первое условие достигается тем, что непосредственно ниже непроницаемой части флютбета устраивается обратный фильтр. Нижний слой фильтра делается из мелкого проницаемого материала, каковым является песок; своим весом песок пригружает частицы грунта основания и увеличивает их устойчивость. Устойчивость против выноса частиц нижнего слоя фильтра обеспечивается пригрузкою следующим слоем из более крупных частиц (чугура, гальки). Верхний слой фильтра насыпается из мелких камней и пригружает своим весом нижележащие слои фильтра и грунт основания.

¹ Инж. В. И. Давидович. Метод электрогидродинамических аналогий. Изд. 1927.

При наличии такого фильтра ранее недопустимые выходные скорости течения в состоянии будут вытолкнуть пригруженные частицы грунта основания и в то же время не смогут вытолкнуть более крупные частицы фильтра, если, конечно, фильтр имеет достаточные размеры.

Число слоев разной крупности грунта может быть и больше трех; чем меньшая разница крупности частиц двух соседних слоев, тем лучше.

Если на мелкий грунт основания будет насыпан непосредственно крупный материал, то устойчивость частиц грунта выталкивающей силы фильтрационного потока от этого не увеличится, так как будут пригруженными только те частицы, на которых лежат камни, а все частицы грунта, находящиеся между камнями, могут свободно уноситься фильтрационной водой, если, конечно, выходные скорости потока больше допустимых для грунта основания.

Итак, правильно устроенный обратный фильтр позволит допустить большие выходные скорости фильтрующего потока и, значит, сократит общий путь фильтрации для данного грунта и удешевит сооружение.

К сожалению, до сих пор еще нет по этому вопросу каких-либо норм. Первая попытка в этом направлении сделана проф. В. С. Баумгарт и инж. Р. Н. Виденковым в их труде: „О проектировании флютбетов на проницаемых основаниях“.

Интересно отметить, что при обследовании нами нескольких деревянных плотин, построенных на грунтах, содержащих камень и гальку и имеющих весьма значительный путь фильтрации по сравнению с принятыми для капитальных плотин, установлено по вскрытии полов в водобое следующее:

1) Под водобойными полами было свободное пространство, указывающее на то, что вынос частиц грунта в действительности имел место, в чем нельзя было сомневаться при весьма коротком подземном контуре сооружения.

2) Непосредственно ниже пола находились разной величины камни, под ними и между ними более мелкие камешки, а еще ниже крупные песчаные частицы. На глубине около 0,50 м обычно залегал уже естественный грунт основания. Таким образом сам фильтрационный поток, вынося мелкие частицы грунта, устроил обратный фильтр на водобое.

Бесспорная польза обратных фильтров, увеличивающих устойчивость сооружений при сравнительно небольшой их стоимости, требует их устройства на каждом сооружении.

В самое последнее время Гидромеханическая лаборатория Научно-исследовательского института гидротехники стала пользоваться упомянутым выше методом электро-гидродинамических аналогий для определения скорости фильтрации и фильтрационного расхода, а фильтрационная лаборатория, кроме того, решает вопрос о выталкивающих силах потока для разных грунтов. Это исследование может значительно помочь в проектировке флютбетов на проницаемых основаниях.

6) Вид и размеры подземного контура. Второе условие — ослабление выталкивающей силы фильтрационного потока требует установления таких размеров и такого вида подземного контура флютбета, при котором напорный фильтрационный поток на своем пути под сооружением потерял бы почти весь напор.

Для этого нужно, чтобы длина пути фильтрации под сооружением имела достаточно большие размеры, соответствующие характеру грунта основания. Кроме того, определенной формой подземного контура можно переменить по глубине хотя бы некоторые части фильтрационного потока; очевидно под плотиной с боковыми шпунтовыми, непроницаемыми линиями главная часть фильтрационного потока пойдет на большей глубине, чем под плотиной без шпунтов.

Исследования в области фильтрации последнего времени хотя и проливают свет на это сложное явление, но к сожалению на сегодня не могут быть уже применимы для практических целей.

Поэтому приходится упрощенно рассматривать сложное явление фильтрации, внося в это рассмотрение ряд условностей, и воспользоваться, как придерживаясь далеко не совершенными нормами Блея.

По Блею развернутая длина непроницаемой части подземного контура флютбета плотины

$$l = CH, \quad (173)$$

где H — действующий напор, то есть разность отметок горизонтов воды верхнего и нижнего бьефов, а при отсутствии воды в нижнем бьефе — возвышение подпорного горизонта воды над поверхностью земли ниже плотины; C — коэффициент, зависящий от характера грунта и определяемый по таблице 33.

Таблица 33.
Коэффициенты C по Блею и Паркеру.

№ по пор.	Наименование грунта	Величина коэфф. C
1	Ил, мельчайший песок	18
2	Мелкий песок	15
3	Обыкновенный, грубо-зернистый песок	12
4	Гравий и гравелистый песок	9
5	Голыш и галька	4—6
6	Глинистые грунты	5—9

Длина l подземного контура сооружения не может быть рассматриваема как „путь фильтрации“. Действительно, опыты с моделями сооружений и опыты по методу гидро-электродинамических аналогий (черт. 96) показывают, что под сооружением фильтрующая вода движется не только по подземному контуру, но вообще по грунту основания.

Рассматривая падение напора под сооружением в разных участках подземного контура плотин по опытам, по методу электро-динамических аналогий (черт. 96), можно заметить, что на разных участках этого контура 1—2—3—4—5—6—7—8—9—10 падение напора на единицу его длины не одинаково. Так, на вертикальных участках 3—4—5 и 6—7—8 (пону́рный и королевый шпунты) падение напора больше, чем на той же длины горизонтальных участках. Кроме того на первом пону́рном шпунте теряется напора больше, чем на таком же шпунте втором, королевом, и это значение первого шпунта тем больше, чем короче перед ним глиняная подушка или вообще непроницаемая часть флютбета.

Из горизонтальных участков подземного контура в этом же отношении наиболее важен первый участок (на черт. 96 и 97 глиняная подушка), в пределах которого падение напора на один погонный метр его длины происходит большее, чем на других горизонтальных участках; причем с увеличением длины этого участка уменьшается указанное выше значение первого шпунта.

Необходимо отметить еще значительные потери напора при входе фильтрационного потока в грунт на дне реки (на участке 1—2).

На самом последнем участке контура 9—10—11 (небольшой глубины зуб) также поглощается значительная часть напора.

Ниже в таблице 36 приведены величины напора для разных точек подъемного контура по черт. 96.

Лабораторные опыты над моделями и наблюдения над сооружениями также подтверждают разное влияние на падение напора отдельных участков подземного контура.

Следует еще отметить, что грунт основания сооружений иногда имеет различные фильтрационные свойства (разный коэффициент фильтрации) в разных направлениях, например, в горизонтальном и вертикальном; это особенно заметно в грунтах с чередующимися слоями разной проницаемости, когда фильтрация воды по одному какому-либо проницаемому слою не вызывает особых затруднений, а в направлении перпендикулярном к нему значительно затрудняется другими, трудно проницаемыми, слоями.

Итак, влияние разных направлений участков и вообще формы подземного контура нормы Блея не учитывают. Кроме того эти нормы содержат недостаточно опре-

Схема подземного контура

деленную классификацию грунтов, выведены из практики постройки сооружений со слабо развитыми вертикальными участками подземного контура и часто дают преувеличенные значения для длины l . В дополнение к этим нормам необходимо руководствоваться следующими практическими указаниями:

а) В плотинах с одной или несколькими шпунтовыми линиями протяжение всех вертикальных участков подземного контура должно быть около половины общей его длины.

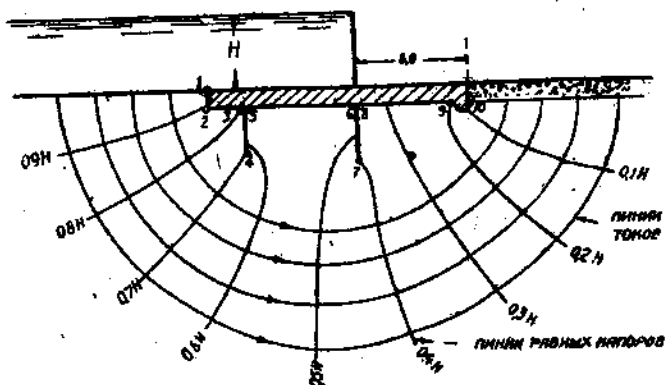
б) Королевый шпунт должен быть забит на максимальную глубину, возможную по грунтовым условиям и наличию оборудования, стремясь к тому, чтобы глубина шпунта, считая от подошвы флютбета, была не меньше величины напора.

в) Глубина понурного шпунтового ряда принимается равной глубине королевского или несколько меньше.

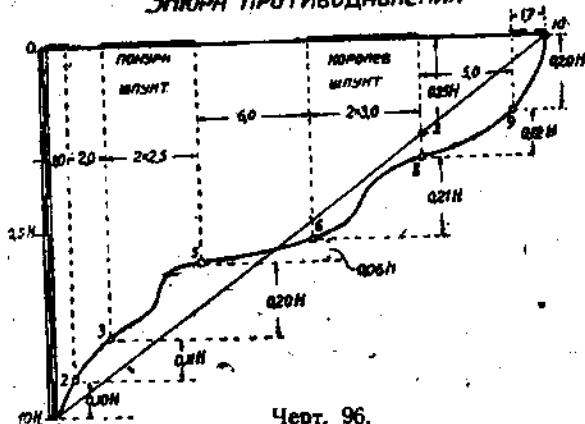
г) Расстояние между понурными и королевскими шпунтовыми рядами и вообще между двумя соседними рядами должно быть больше полуторной средней глубины шпунтов, считая ее от подошвы непроницаемой части флютбета.

д) Шпунтового ряда на конце водобоя лучше не устраивать, чтобы не увеличивать противодействия на флютбет в пределах водобоя; здесь нужно делать заборку из пластины или досок, на глубину зуба или фильтра, но не менее 1,5 м от верха флютбета.

Это замечание не относится к случаю, когда толщина флютбета вне зависимости от противодействия воды получается достаточно большой; например, в плотинах с повышенным флютбетом.

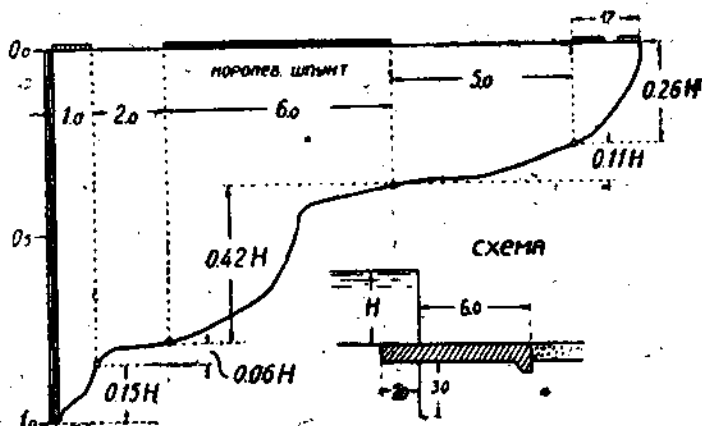


Экюра противодействия



Черт. 96.

Экюра противодействия



Черт. 97.

е) Ниже водобоя, где обычно имеет место выход фильтрующего потока, необходимо устроить обратный фильтр, препятствующий выносу грунта из-под сооружения.

ж) Длины отдельных частей флютбета зависят от напора и характера грунта и изменяются примерно в следующих пределах:

Таблица 34.

Длина контура —	$(0,0-3,5) H$,
• глиняной подушки —	$(0,5-10) H$,
• водобоя —	$(2-3) H$,
• слива (рисбермы) —	$(3-10) H$,

где H — расчетный напор.

Пока не будет более точных норм для установления размеров и формы подземного контура сооружений, по условиям фильтрации можно пользоваться следующими примерными указаниями.

Задаваясь в соответствии с вышеизложенным определенным видом подземного контура сооружения, подсчитывают общую длину контура, увеличивая длины вертикальных участков на следующие коэффициенты m , как это рекомендует проф. Б. Ю. Калинович¹.

Таблица 35.

Для песка	$m = 1,25$
Для песчано-глинистых грунтов	$m = 1,25 - 1,50$
Для глины	$m = 1,50 - 2,00$.

Вычисленная таким образом виртуальная длина l_v подземного контура принимается равной длине l , полученной по формуле Блея (форм. 173). На виртуальной длине подземного контура строится эпюра противодавления с изменением величин противодавления по закону прямой линии.

Пример. Плотина с напором $H = 3,7$ м проектируется на глинистом грунте, который может быть characterized коэффициентом $C = 9$ (табл. 33) и коэффициентом $m = 1,5$ (табл. 35).

Для такой плотины принимаем подземный контур по черт. 98, одинаковый с контуром на черт. 96, с виртуальной длиной l_v , равной длине по Блею $l = CH = 9 \times 3,7 = 33,3$ м.

Виртуальная длина $l_v = 1,0 \times 1,5 + 2,0 + 2 \times 2,5 \times 1,5 + 6,0 + 2 \times 3,0 \times 1,5 + 5,0 + \sqrt{0,5^2 + (0,5 \cdot 1,5)^2} + 0,5 + 0,5 \times 1,5 = 1,5 + 2,0 + 7,5 + 6,0 + 9,0 + 5,0 + 0,9 + 0,5 + 0,75 = 33,15$ м.

Действительная длина непроницаемой части подземного контура $l_i = 1,0 + 2,0 + 2 \times 2,5 + 6,0 + 2 \times 3,0 + 5,0 + 0,7 + 0,5 + 0,5 = 26,7$ м.

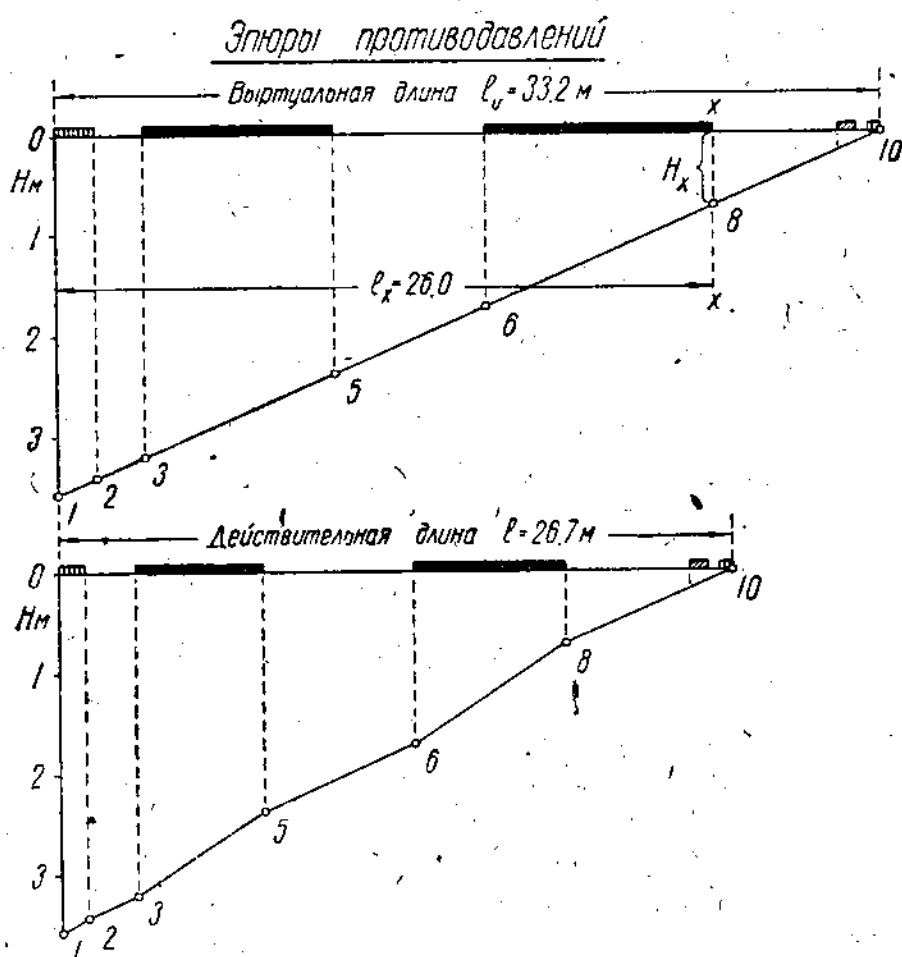
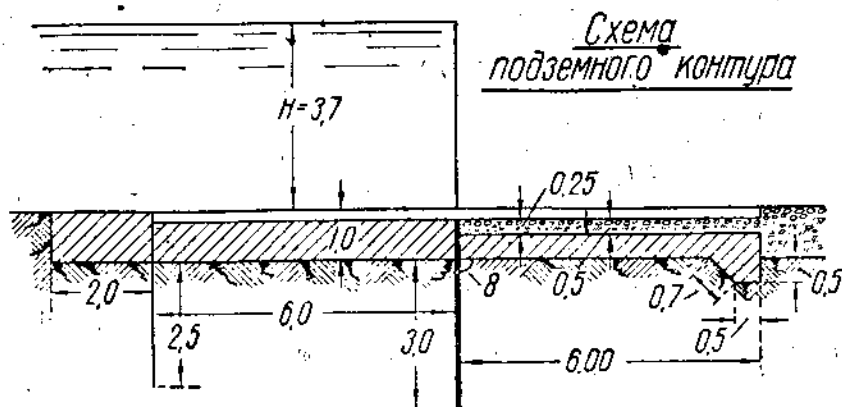
2. Толщина флютбета.

Флютбет должен иметь достаточные размеры в толщину, чтобы противостоять давлению снизу фильтрующей воды.

В плотинах с низким порогом флютбет погружен в воду и следовательно испытывает на себе взвешивающее давление воды. Поэтому вес флютбета в воде будет меньше, чем его вес в воздухе на величину веса воды, вытесненной им. Для частей флютбета, состоящих из сыпучих материалов, например, обратный фильтр, уменьшение веса будет равно лишь весу воды в объеме твердых его частиц; последний (объем) определяется как разность общего объема^{*} и объема пустот — пористости; пористость выражается в частях от единицы объема.

Вес в воде непроницаемой части флютбета определится как его объемный вес, уменьшенный на единицу, а вес проницаемой части при пористости p будет равен

¹ Проф. Б. Ю. Калинович. Судоходный шлюз и его расчет. Гострансиздат, 1932 г.



Черт. 98.

весу единицы объема в воздухе γ , уменьшенному на вес воды в объеме твердых частиц $(1-p)$; тогда объемный вес фильтра в воде

$$\gamma' = [\gamma - (1-p)], \quad (174)$$

где p — пористость фильтра (объем пустот) в частях от единицы объема; γ — объемный вес фильтра в воздухе.

Указанную потерю веса в воде испытывает каждый флютбет, погруженный в воду, вне зависимости от глубины воды над флютбетом и величины напора.

Когда плотина поднимает горизонт воды в верхнем бьефе и создает напор, то фильтрационный поток под сооружением создает еще добавочное давление воды, вызываемое исключительно разностью горизонтов (напором). Это давление воды называется избыточным противодавлением или просто противодавлением, зависящим от напора и распределяется под сооружением так, как изложено ниже.

Все части плотины до затворов (подушка, понур) испытывают противодавление, равное лишь части того давления, которое действует на них сверху в виде столба воды, равного напору, и которое вызывает это противодавление; эти части плотины будут прижиматься к основанию.

Непроницаемые же части флютбета плотины, расположенные ниже затворов (обычно один водобой), испытывают противодавление снизу, которое стремится приподнять их; поэтому размеры по высоте этих частей должны быть такие, чтобы их вес, уже уменьшенный взвешивающим давлением воды, был не меньше величины противодействия.

В пределах водобоя противодавление воды иногда принимают в размере 0,55 H , но при достаточно развитом понуре, наличии понурного шпунта и отсуствии водобойного в таких размерах противодавление принимать заведомо излишним.

Откладывая на развернутой в одну линию длине подземного контура величины противодействия, получим эпюру противодавлений.

Для каждого конкретного случая эпюра противодавления может быть легко получена методом электро-гидродинамических аналогий, предложенным проф. Н. И. Павловским.

Для схемы плотины по черт. 96 по линиям равных напоров легко получается эпюра противодавлений, изображенная на том же чертеже на длине развернутого контура.

По этой эпюре можно определить давление в любой точке и падение напора на погонный метр каждого участка; ниже помещены величины противодавления в частях от напора для начала и конца каждого участка и средние для каждого участка величины падения напора на погонный метр — пьезометрические уклоны.

Таблица 36.

№ по пор.	Название участка	Длина участка в м	Опыты по методу электро-гидродинамич. аналогий				Средний уклон на участках
			Величина противодавления в долях от напора H				
			в начале	в конце	разность	средн.	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1—2	1,0	1,0	0,90	0,10	—	0,100
2	2—3	2,0	0,90	0,79	0,11	—	0,055
3	3—4—5	5,0	0,79	0,59	0,20	—	0,040
4	5—6	6,0	0,59	0,53	0,06	—	0,010
5	6—7—8	6,0	0,53	0,32	0,21	—	0,035
6	8—9	5,0	0,32	0,20	0,12	0,27	0,024
7	9—10	1,7	0,20	0,0	0,20	—	0,125

Из эпюр противодавления на черт. 96 и 97 видно, что взвешивающее давление от напора оказывает влияние лишь на горизонтальные участки, где оно направлено вверх, или на наклонные, где оно дает вертикальную составляющую; избыточное давление на вертикальных участках, очевидно, не существенно для сооружения.

Нас интересует прежде всего горизонтальный участок подземного контура в пределах водобоя (участок 8—9 на черт. 96). Величина противодавления на этом

участке и определит толщину флютбета. Для расчета следует взять величину противодействия наибольшую в водобое, которая имеет место в его начале (точка и равна $0,32 H$; тем более, что по опытным данным эта величина незначительно отличается от средней на участке 8—9, равной $0,27$, как это видно из граф 4 и 7 таблицы 36.

Кроме того следует отметить, что давление воды на флютбет с нижней стороны может действовать лишь на часть площади, так как другая часть ее плотн касается грунта и, очевидно, давления воды во всяком случае в полной мере испытывать не будет. Влияние этой площади касания флютбета с грунтом на величину противодействия еще не изучено.

Во всяком случае принятие для расчета максимальной величины противодействия создает некоторый запас в толщине флютбета без введения каких-либо коэффициентов. В тех случаях, когда флютбет может не касаться грунта основания, например, при бетонных плотинах на сваях, необходимо принимать коэффициент запаса $1,25$.

Однако при отсутствии опытов и не имея новых формул для определения величины противодействия, можно считать, что падение напора происходит равномерно по виртуальной длине непроницаемой части подземного контура; величина противодействия составит часть напора обратно пропорциональную расстоянию интересующего сечения от начала фильтрации.

Величина противодействия изменяется от величины напора в начале подушки и до нуля в конце водобоя, в точке выхода воды в обратный фильтр, откуда дальнейший отвод профильтровавшей воды в нижний бьеф будет производиться без сколько-нибудь значительных потерь напора. Эпюра противодействия в этом случае будет изображаться треугольником, одним из катетов которого будет развернутая виртуальная длина непроницаемой части подземного контура, а другим — величина напора; причем за величину напора принимается разность горизонтов воды верхнего и нижнего бьефа, а если в нижнем бьефе плотины воды нет, то за расчетный напор надо принять высоту горизонта воды верхнего бьефа над рисбермой (дно реки).

На черт. 98 показаны подземный контур плотины и эпюры противодействия на развернутой виртуальной и действительной длинах контура.

Обозначим:

l_x — расстояние сечения $x-x$ от начала виртуальной длины подземного контура, вернутого в линию контура сооружения;

H — напор;

H_x — противодействие воды в сечении $(x-x)$ на 1 м^2 , выраженное в столба воды или в тоннах.

Величина противодействия в сечении $x-x$ будет равна:

$$H_x = \frac{H}{l_v} (l_v - l_x). \quad (17)$$

При $H = 3,7 \text{ м}$, $l_v = 33,2 \text{ м}$ и $l_x = 26,0 \text{ м}$ $H_x = 0,80 \text{ м}$.

По опытам в той же точке (черт. 96) величина противодействия

$$H_x = 0,32 H = 0,32 \cdot 3,7 = 1,18 \text{ м}.$$

Сопротивляется противодействию в водобое глиняная подушка толщиной t_1 и удельным весом в воде $(\gamma_1 - 1)$ и лежащий над подушкой слой обратного фильтра толщиной t_2 и удельным весом в воде $(\gamma_2 - 0,6)$, где $0,6$ — объем грунта без пустот при пористости в 40% .

Очевидно величина противодействия H_x должна быть не больше $H_x = t_1(\gamma_1 - 1) + t_2(\gamma_2 - 0,6)$, или в общем случае:

$$H_x = t_1[\gamma_1 - (1 - p)] + t_2[\gamma_2 - (1 - p_2)],$$

откуда

$$t_1 = \frac{H_x - t_2[\gamma_2 - (1 - p_2)]}{\gamma_1 - (1 - p)}, \quad (18)$$

где γ_1 — объемный вес глиняной подушки в m ;
 γ_2 — " " обратного фильтра в m ;
 p_1 — пористость глиняной подушки в долях от единицы объема;
 p_2 — пористость фильтра " " " " " "
 t_1 — толщина подушки в m ;
 t_2 — толщина фильтра в m ;
 H_x — расчетная величина противодействия в m .

Для наиболее часто встречающихся случаев можно принять $\gamma_1 = 2,0 m$ и $p = 0$ (подушка плотная, непроницаемая), $\gamma_2 = 1,8 m$ и $p_2 = 0,4$, тогда формула (176) примет более простой вид:

$$t_1 = H_x - 1,2t_2. \quad (177)$$

Толщина обратного фильтра над подушкой в водобое принимается обычно минимальных размеров по условиям его выполнения; достаточно, чтобы $t_2 = 0,25$ — $0,35 m$, беря меньшее значение для плотин с напором $H = 2 m$ и меньшее и большее значение для плотин с $H = 4,00 m$.

В случае надобности толщина фильтра может быть и больше.

Толщина подушки t_1 получается по расчету, но не следует ее делать меньше $0,5 m$, так как по условиям производства работ надежную подушку меньшей толщины трудно выполнить.

Тогда наименьшая толщина флютбета на водобое, считая ее от низа пола или от верха засадок, будет равна $0,75 m$.

По черт. 98 при $H_x = 0,80 m$ и $t_2 = 0,25$

$$t_1 = 0,80 - 1,2 \cdot 0,25 = 0,50 m.$$

Принимаем $t_1 = 0,50 m$.

Определенная таким образом толщина подушки по наибольшей величине противодействия в начале водобоя (у королевого шпунта) сохраняет свою величину на всем протяжении непроницаемой части водобоя, если эта толщина невелика, до $0,75 m$.

При большей толщине подушки последнюю можно сделать постепенно утончающейся к концу водобоя, но не меньше или указанных выше размеров или необходимых по расчету.

Нижний конец глиняной подушки необходимо оканчивать небольшим зубом, глубиной около $0,5 m$, чтобы тем самым улучшить условия выхода фильтрующего потока, создавая меньшую возможность выноса грунта.

3. Подземный контур перепадов и быстотоков.

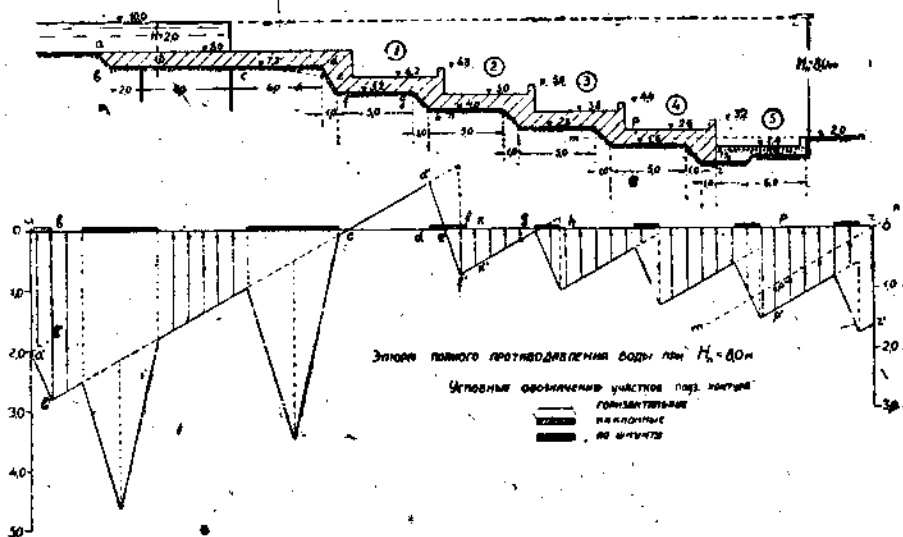
При более сложных очертаниях подземного контура сооружения построение эпюры противодействия можно сделать, пользуясь тем же правилом равномерного уменьшения величины противодействия.

Так, для принятого подземного контура плотины с напором на короле $H = 2,0 m$, продолжением которой является многоступенчатый перепад (черт. 99), эпюра противодействия строится следующим образом.

Вычерчивают развернутую длину подземного контура от точки a до точки r в обратном фильтре, равную отрезку $ar = 55,8 m$. На всем этом пути должен погаситься весь напор, равный в данном случае разности отметок подпорного горизонта и дна нижнего бьефа: $H = 10,0 - 2,0 = 8,0 m$. Откладывая в известном масштабе величину этого напора по перпендикуляру к линии ar в точке a и соединяя конец перпендикуляра с точкой r , получим линию равномерного падения напора. (На черт. 99 эта линия не проведена.) Ее уклон $I = \frac{H}{ar} = \frac{8,0}{55,8} = 0,143$.

В точке a действует давление воды равное $2,0 m$ (отрезок aa' на эпюре), от точки a до b происходит падение напора по линии $a'b''$, параллельной вышеупомянутой линии равномерного падения напора. Но так как точка b ниже точки a на

От точки *b* до первого шпунта давление воды уменьшается по тому же среднему уклону; опускаясь по шпунту вниз, происходит и падение напора и увеличение давления на глубину шпунта в 2,5 м, а с другой стороны шпунта такое же уменьшение давления при одновременном падении напора. На участке между шпунтами имеет место равномерное падение напора: При обходе второго шпунта то же явление, что при обходе первого и в точке *c* линия равномерного падения показывает нулевое давление под флютбетом. От точки *d* до *f* происходит падение напора по линии *d'f'* и увеличение давления на 2,0 м (отрезок *f'f''*); результирующее изменение давления на участке *df* будет по линии *d'f'*, пересекающей в точке *e* прямую подземного контура. От точки *c* до *e* давления воды на флютбет не будет, вследствие отсасывающего действия нижнего бьефа.



Под первым колодцем падение будет уменьшаться по линии $f'g'$, затем увеличиваться и так далее.

На последнем колодце давление воды в точке r будет равно отрезку $r'r' = 1,60$ м, так как точка r находится ниже дна нижнего бьефа и, значит, ниже уровня воды в последнем колодце на величину 1,6 м.

Флютбет нижнего колодца частично погружен в воду до отметки дна 2,0 м и на него будет действовать как взвешивающее давление воды, так и противодействие; если провести на эюре линию *лп*, параллельную среднему падению напора, то ниже ее будут на эюре величины взвешивающего давления, а выше величины противодействия.

Для любой точки подземного контура сооружения можно получить величину давления воды. Например, для расчета толщины флютбета во втором колодце определяем величину давления воды в точке k , равную на спюре отрезку $kk' = 0,62$ м; для точки p , в последнем колодце, величина давления воды равна отрезку $pp' = 1,37$ м, из него взвешивающее давление равно отрезку $p'p'' = 0,41$ м.

Так как эпюра даёт полное давление воды, то сопротивляясь этому давлению будет полный вес флютбета без потери своего веса в воде.

Подобным образом построена эпюра полного давления воды для быстротока с $H=8,0$ м и длиной подземного контура 55,9 м (черт. 100).

Из эпюры видно, что под быстротоком происходит нарастание давления воды; если бы наклонный участок быстротока имел уклон, равный пьезометрическому уклону, то величина противодействия на этом участке была бы одинакова.

Конец быстротока частично погружен в воду и при желании по эпюре можно получить отдельно величину взвешивающего давления и противодействия.

Эпюры давлений воды для перепадов и быстротоков следует строить также на виртуальной длине непроницаемой части подземного контура.

Для наклонных участков подземного контура при вычислении их виртуальной длины надо предварительно величину падения этого участка помножить на коэффициент m .

Так например (черт. 99), действительная длина наклонного участка gh с падением 1,20 м и длиной горизонтальной проекции 1,0 м равна

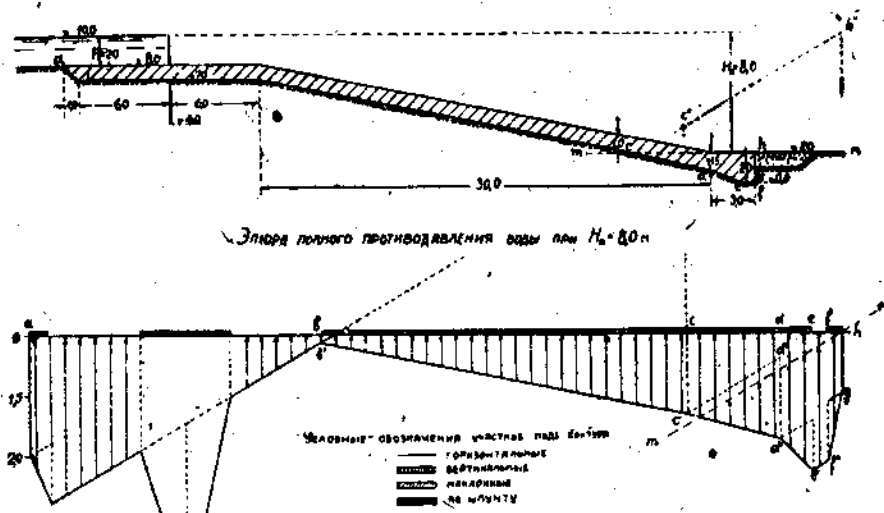
$$l = \sqrt{1,0^2 + 1,2^2} = 1,56 \text{ м.}$$

Виртуальная длина того же участка

$$l_v = \sqrt{1,0^2 + (1,2 \cdot m)^2}$$

при $m = 1,25$

$$l_v = \sqrt{1,0^2 + (1,2 \cdot 1,25)^2} = 2,13 \text{ м.}$$



Черт. 100. Подземный контур быстрого тока и эпюра полного противодействия.

4. Условия пропуска воды над флютбетом.

Пропуск воды над флютбетом, иногда весьма мощным потоком, предъявляет свои требования для размеров водобоя и слива.

Вода пропускается через плотину обычно тремя способами: а) все отверстие плотины или только часть его, ограниченная стенками, открыта полностью (затворы вынуты); явление протекания будет водосливом с широким порогом, не затопленным или затопленным. Скорости течения будут наибольшие на водобое, если водослив затоплен и на сливе (рисберме), если водослив не затоплен.

б) Вынуты только верхние части затворов по всему отверстию или на его части; вода переливается через щиты; это будет водослив с тонкой стенкой. При малых глубинах в нижнем бьефе может образоваться отогнанный прыжок и на длине отгона, частью на водобое, частью на сливе скорости будут наибольшие.

в) Все или часть затворов приподняты; вода под напором вырывается из-под затвора и протекает по водобое и по сливу с большой скоростью и тут может образоваться отогнанный прыжок.

Все три случая имеют место при работе плотин: первый случай, обычно весной, при проходе весеннего половодья, а второй и третий преимущественно межень и при паводках.

По выходе из отверстия плотины, которое почти всегда меньше ширины ре-

ки, вода еще на некотором расстоянии сохраняет полученную скорость, несмотря на то, что живое сечение реки больше отверстия; уменьшение скоростей раньше происходит с боков потока и постепенно выходная скорость выравнивается с боковой.

Примерно одинаковые по величине скорости на водобое распространяются не одинаково далеко: струйки середины отверстия удаляются дальше от плотины, нежели крайние струйки потока; часть последних заворачивают в стороны и образуют с боков плотины водовороты, размывающие берега реки или откосы земляных дамб, примыкающих к плотине.

Распределение скоростей по вертикали характеризуется относительно большими нижними скоростями, а при переливах воды через щиты или истечения из-под щитов данные скорости потока являются почти самыми большими на вертикали. Очевидно, что в тех местах, где скорости течения больше естественных в реке, там будет размываться дно реки; размывы будут тем больше, чем больше данные скорости.

При падении переливающейся струи на водобой происходит удар воды в пол и стенки; явление протекания воды носит очень бурный характер.

Из вышесказанного ясно, что водобой должен быть достаточно прочен и длинен, чтобы бурное явление протекания воды в основном происходило в пределах водобоя; для этого необходимо, чтобы длина водобоя была в два-три раза больше напора на пороге. Кроме того водобой вместе со сливом или рисбермой должен быть достаточно длинен, чтобы предупредить возможные размывы дна или на всем протяжении, где скорости больше бытовых, или защитить такой длинный участок, чтобы образующие ниже его размывы дна не имели значительных размеров и были достаточно удалены от сооружения, не подвергая его опасности разрушения.

Чем больше потери скоростной энергии проходящего через отверстие потока на преодоление искусственных препятствий, чем больше шероховатость рисбермы, тем ближе от сооружения наступят бытовые скорости.

Как сама рисберма, так и разные приспособления, упомянутые ниже, преобразуют скоростную (кинетическую) энергию потока в потенциальную (повышение горизонта воды) и тепловую вследствие трения и ударов струй между собой и об элементы сооружения. В этом смысле и говорится о потерях и гашении скоростной энергии.

Для гашения энергии потока в деревянных плотинах могут быть применены водобойные колодцы, шероховатые рисбермы или гасители энергии, разных систем.

Водобойные колодцы создают достаточной толщины слой воды (водяную подушку), способную погасить значительную часть скоростной энергии падающей струи, и потому скорости течения ниже колодца будут значительно меньше, чем на том же месте без колодца. Длина водобоя должна быть достаточна для устройства колодцев.

Из специальных приспособлений для преобразования скоростной энергии нужно отметить гасители энергии системы А. М. Сенкова, служащие как для поглощения скоростной энергии потока, так и для перераспределения скоростей по вертикали.

Эти гасители состоят из ряда балок, постепенно понижающихся по течению с наклонной передней гранью, отклоняющей струи вверх, где они пересекаются, вызывая этим гашение энергии. В результате средние скорости течения ниже гасителей значительно меньше по абсолютной величине, чем средние скорости на том же месте без гасителей. Кроме того сильно меняется распределение скоростей по вертикали: максимальные скорости оказываются на поверхности, а донные скорости, которые и создают размыв, значительно уменьшаются. Устройство гасителей также влияет на размеры водобоя, длина которого должна быть достаточна для размывания их.

Гашение энергии одним из указанных выше способов или каким-либо другим позволяет сократить длину сливной части флютбета.

Принятые размеры частей флютбета должны удовлетворять условиям устойчивости и прочности, а также должны быть увязаны с особенностями конструкции.

флютбета. Так, если для ряжевой плотины приняты размеры ящиков в 2,0 м, то длину водобоя целесообразно принять кратную 2 м.

Статические расчеты флютбета изложены ниже.

5. Условия производства работ.

При назначении размеров флютбета необходимо иметь в виду возможность его практического осуществления, сообразуясь с условиями производства работ. Так, например, учитывая недостаточно мощное оборудование или трудные грунтовые условия, приходится отказаться от глубоких шпунтовых рядов, но удлинить флютбет; весьма сильный приток воды и трудности водоотлива также могут повлиять на размеры флютбета.

Глубина забивки шпунтовых свай ограничивается, кроме мощности оборудования, еще грунтовыми условиями, прочностью самой сваи и качеством шпунтовой линии.

При забивке свай наблюдаются отклонения отдельных свай в сторону, скокачивание их с гребня соседней сваи или скалывание этого гребня, появление продольных трещин (чаще в дощатом шпунте). Чем больше глубина забивки и чем более тяжелый грунт, тем указанные дефекты возможны чаще. В результате может оказаться, что шпунтовый ряд будет щелистым, с разошедшимися нижними концами отдельных свай, и ожидаемой водонепроницаемости не получится. Поэтому следует руководствоваться практическими соображениями в отношении глубины забивки свай и не превосходить указанных ниже норм, имея в виду, что при чрезмерной большой глубине забивки и при обычных условиях работ невозможно получить надежного шпунтового ряда.

Таблица 37.

Предельные глубины забивки в м, считая от поверхности грунта при забивке.

	Наименование свай	Песчаные грунты	Глинистые грунты
1	Круглые сваи	5,0	6,0
2	Брусчатые шпунтовые сваи	3,5	4,5
3	Дощатые шпунтовые сваи	2,5	3,0
	толщиною 15 см		
	толщиною 7 см		

6. Порядок установления основных размеров флютбета.

Приступая к проектированию флютбета, необходимо установить его основные размеры, согласно вышеизложенным требованиям.

Для расчетного напора и грунта определяется необходимая общая длина пути фильтрации, которая разбивается на отдельные участки в такой последовательности: длина водобоя, глубина королевого шпунта, длина понура, глубина понурного шпунта, длина глиняной подушки, и если потребуется, то еще и дополнительное противофильтрационное усиление флютбета.

Так, при напоре в 2,0 м и глинистом грунте достаточно принять водобой равным примерно 5,0 м, один королевий шпунт с глубиной забивки в 2,5 м и небольшой глиняный замок под водопроницаемым понурным полом длиной в 2,0 м.

Если грунт—песок, то потребуется или более глубокая забивка королевого шпунта и удлинение глиняной подушки, или устройство понура с понурным шпунтом и перед ним глиняной подушкой.

Исходя из величины напора и характера грунта, устанавливаются предварительные размеры флютбета, отдельные части которого увязываются с другими требованиями.

Водобой вместе со сливом или расбермой должен удовлетворять условию сопряжения потока с нижним бьефом и расположенный приспособлений для гашения энергии, если таковые устраиваются.

Глубина шпунтов определяется величиною напора, грунтом и условиями бивки.

Недостающий путь фильтрации дополняется глиняной подушкой соответствующей длины. Толщина подушки перед понуром делается не меньше 0,5 м, а в зависимости от напора, качества глины и производства работ может изменяться до 1,5 м; причем подушка делается или одинаковой толщины на всей протяжке или с некоторым утолщением к понуру. Длинные подушки (больше 10 м) должны иметь в начале их зуб глубиною около 0,5—1,0 м.

Толщина глиняной подушки в понуре принимается таких же размеров, как и перед понуром.

В водобое над глиняной подушкой насыпается слой обратного фильтра из песка с галькой и сверху мелкого камня; толщина этого слоя должна быть не менее 0,25 м, считая от низа пола. Предназначается он для отвода в нижний бьеф фильтровавшейся воды через глиняную подушку.

Непосредственно ниже водобоя, под сливным полом устраивается обратный фильтр толщиной 0,6—1,0 м на протяжении не менее 2,0 м и по всей ширине в пределах водоспуска, соединяясь с обратным фильтром примыкающих земель дамб.

Фильтрующая вода при выходе из грунта основания, обычно состоящая из мелких частиц и промежутков с большим сопротивлением, в фильтре последовательно попадает в слои с увеличивающимися промежутками и меньшими сопротивлениями, что обеспечивает отвод воды в нижний бьеф без напора или с весьма ничтожными потерями напора в фильтре.

Поэтому в месте входа воды в обратный фильтр можно считать за нулевую величину противодавления.

Выше излагалось, что на основании водохозяйственных и гидравлических расчетов устанавливаются контуры отверстия с разбивкою его на отдельные части; это изображено на схеме фасада плотины на черт. 14, 15 и 16.

По изложенным в этом параграфе соображениям и расчетам устанавливаются размеры флютбета плотины по толщине и в продольном разрезе плотины, как изображено на схеме контуров плотин (черт. 14, 15 и 16).

В результате по гидравлическим расчетам и условиям фильтрации устанавливаются основные размеры флютбета, увязанные с требованиями для удобного пуска воды и возможностями производства работ, затем оформляются конструкции и одновременно проверяются на прочность, как это ниже излагается.

§ 21. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ФЛЮТБЕТ.

Действующее на плотину давление воды со стороны верхнего бьефа передается на горизонте воды воспринимается определенными частями плотины.

Давление воды частью действует непосредственно на устой, бычки и контрфорсы, а частью на затворы, закрывающие отверстия.

В зависимости от системы затворов давление воды, на них действующее, может быть полностью передано на бычки или устой или частично, причем основная (обычно большая) часть передается непосредственно на флютбет. Первый случай имеет место при закрывании отверстия шандорами и сегментными затворами, опирающимися своими концами на устой или бычки, а второй случай — при закрывании отверстия с помощью стоек и щитов; этот последний случай, как мы уже видели, встречается на практике; его мы и рассмотрим.

а) Давление воды непосредственно на стойку и на часть щитов, опирающихся на нее, передается верхним концом стойки на упорные балки служебного мостика, а нижним на флютбет через упорный брус; в случае стойки с подкосом последний, приходящееся на него усилие также передает на флютбет. Упорные балки служебного мостика давление от верхнего конца всех промежуточных стоек переда-

на устой или бычки. Следовательно, участок флютбета на ширине между серединами двух соседних промежутков между стойками подвергается сдвигу силой, передаваемой на флютбет стойкой.

Эта сила приложена к водобойной части плотины. Чтобы указанному сдвигу мог сопротивляться не только водобой, но и понур, необходимо, чтобы между ними, в продольном направлении, было достаточно прочное соединение, обеспечивающее передачу сдвигающего усилия на свай понура. Таким элементом, дающим цельность основанию в направлении действия сдвигающих сил, являются продольные брусья (см. § 23 п. 4).

При отсутствии таких продольных креплений водобой плотины, испытывая хотя бы незначительные перемещения, отодвигается от понура и между ними может образоваться щель, в которую свободно входит вода, минуя затруднительный для нее путь по грунту под понуром и понурным шпунтом.

В местах нахождения на флютбете промежуточных опор (бычков и контрфорсов) на сваи, находящиеся на занимаемой ими ширине флютбета, действуют: давление воды на ширину промежуточной опоры, давление от половины соседних промежутков между осями стоек и давление от упорных брусьев служебного мостика. Сумма этих сил стремится сдвинуть бычок на флютбете и вместе с соответствующей частью флютбета по грунту. Здесь, как и в отверстиях плотины, может произойти разъединение водобоя от понура, так как бычок, оканчивающийся на понуре острым углом, не дает сколько-нибудь надежного продольного крепления для флютбета.

В пределах устоев, во всяком случае на участке, примыкающем к лицевой продольной стене, также должна быть обеспечена цельность основания в продольном направлении, так как и на устои действуют большие сдвигающие силы, аналогичные силам, действующим на бычок.

В случае шандорных или сегментных затворов давление воды со всего пролета передается на опоры, а последними распределяется на примыкающие участки флютбета.

Если флютбет плотины устраивается ряжевый, то необходимо обеспечить его устойчивость на сдвиг по грунту от горизонтального давления воды; проверку производить уже не для какой-либо узкой полосы, а по крайней мере для целой секции (например, участок между серединами двух соседних пролетов) или даже всей плотины, включая и устон. Сопротивляться сдвигу будут силы трения по грунту, вызываемые весом флютбета, бычка, устоев, уменьшенных в частях, погруженных в воду на величину взвешивающего давления воды и на величину противодействия в непроницаемых частях флютбета; кроме трения следует еще учесть распор грунта со стороны нижнего бьефа. Величина сил, действующих на затворы и передающихся на флютбет плотины, определяется так, как изложено в §§ 14, 15, 17 и 19.

Вода, находящаяся на флютбете, оказывает на него давление и своим весом. Если горизонт воды одинаков в верхнем и нижнем бьефах, то, очевидно, флютбет будет испытывать только взвешивающее давление воды, уменьшающее давление флютбета на его проницаемое основание. Если же имеется еще некоторая разность горизонтов воды верхнего и нижнего бьефов, т. е. плотина находится под напором H , то на понуре добавляется сверху еще давление от веса столба воды высотой H , а снизу на понур будет действовать только некоторая часть избыточного давления H_x , определяемая по § 20. На части флютбета под опорами передается вес бычков, контрфорсов и временной нагрузки.

§ 22. РАСЧЕТ СВАЙ ФЛЮТБЕТА ПЛОТИНЫ.

Сваи флютбета находятся под нагрузкой вертикальной и горизонтальной сил; причем на сваи, расположенные в пределах отверстия, а также под контрфорсами и под бычками, если по ним нет проезжего моста, действуют преимущественно горизонтальные силы, а на сваи под устоями—преимущественно вертикальные.

При расчете свай необходимо различать два момента: 1) расчет свай, по условиям прочности грунта, и 2) проверка прочности самих свай.

Подсчитав возникающие в свае суммарные напряжения от изгиба и от сжатия, проверяют прочность самой сваи.

Ниже излагается способ расчета свай под действием горизонтальной силы; расчет носит приближенный характер; при выводе формул предполагается, что свая является абсолютно жесткой и что напряжения в грунте изменяются по закону прямой линии.

The diagram shows a cross-section of a dam with a vertical upstream face and a sloped downstream face. The upstream face is subjected to a horizontal force P at a height a from the base. The dam has a total height h . The base is divided into segments of length $\frac{1}{3}ah$, $\frac{1}{3}ah$, and $\frac{1}{3}ah$. The downstream face is a sloped line with points B , C , and D marked. The distance from the base to point B is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point C is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point D is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point E is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point F is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point G is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point H is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point I is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point J is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point K is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point L is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point M is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point N is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point O is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point P is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point Q is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point R is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point S is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point T is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point U is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point V is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point W is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point X is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point Y is $\frac{1}{3}ah$. The distance from the base to point Z is $\frac{1}{3}ah$.

Черт. 101.

В этих условиях работают почти все сваи флютбета, так как закрепление верхнего конца сваи, входящей шином в гнездо насадки, не препятствует повороту концевое поперечного сечения сваи и не вызывает изгибающего момента на ее верхнем конце.

На черт. 101 представлена расчетная схема.

Примем следующие обозначения:

φ^0 — угол естественного откоса;

m — расстояние от поверхности земли в метрах до наибольшего напряжения с правой стороны вправо;

l — то же, до точки вращения свая;

p — напряжения в грунте у нижнего конца свая на глубине h от поверхности земли;

a — возвышение точки приложения силы P под поверхностью земли.

Активное давление грунта или распор на глубине h при горизонтальной поверхности земли определяется выражением:

$$p_a = h \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = h \mu_a. \quad (178)$$

Пассивное давление грунта или отпор:

$$p_p = h \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = h \mu_p. \quad (179)$$

Тогда предельное напряжение на глубине h

$$DF = DG = h \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - h \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

или

$$h \mu_o = h \mu_p - h \mu_a. \quad (180)$$

Величины μ_a , μ_p и μ_o определяются по графику № 21 (черт. 102).

На сваю справа действует реакция грунта в виде треугольника ABC , а слева — треугольника CDE ; для упрощения вывода эти две силы можно представить как разность двух треугольников ADK и BKE .

Из условия равновесия: равенства нулю суммы проекции всех сил на горизонтальную ось: $\Sigma x = 0$ и суммы моментов всех сил относительно точки D : $\Sigma M = 0$ имеем следующие два уравнения, считая, что реакции грунта собираются с ширины, равной диаметру:

$$P - \frac{1}{2} h^2 \mu_o d + \frac{1}{2} (h - m) (\mu_o h + p) d = 0. \quad (181)$$

$$P(h + a) - \frac{1}{6} h^3 \mu_o d + \frac{1}{6} (h - m)^2 (\mu_o h + p) d = 0. \quad (182)$$

Из первого уравнения:

$$h - m = \frac{h^2 \mu_o d - 2P}{(\mu_o h + p) d}. \quad (183)$$

Подставляя это значение во второе уравнение и решая последнее относительно силы P , получим:

$$P(h + a) - \frac{1}{6} h^3 \mu_o d + \frac{(h^2 \mu_o d - 2P)^2}{6 (\mu_o h + p) d} = 0.$$

Если наибольшее напряжение p равно предельному $h \mu_o$, то

$$12 P(h + a) \mu_o h d - 2 h^4 \mu_o^2 d^2 + h^4 \mu_o^3 d^2 - 4 P h^3 \mu_o d + 4 P^2 = 0$$

или

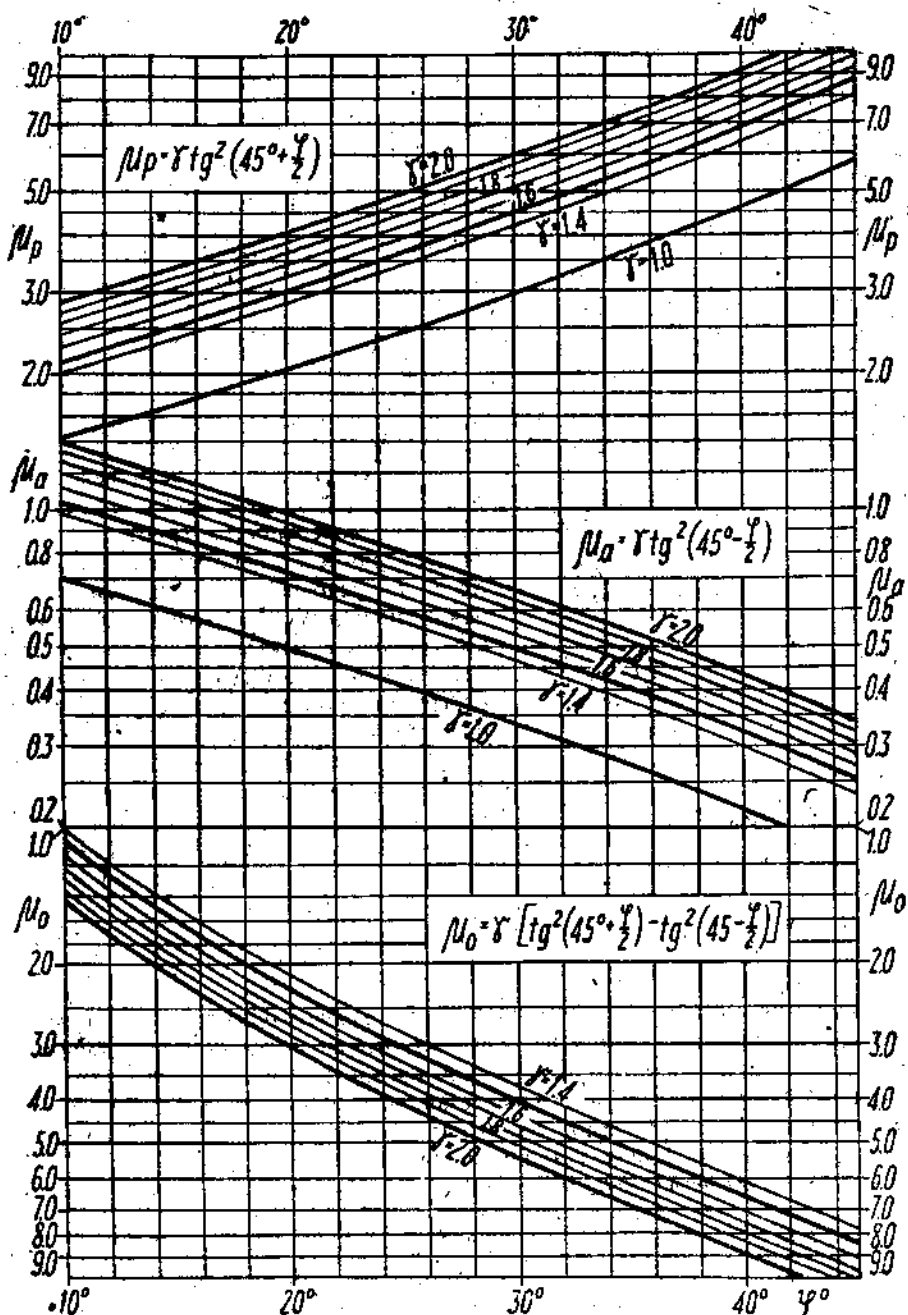
$$P = \frac{1}{2} h \mu_o d \left[\sqrt{(3a + 2h)^2 + h^2} - (3a + 2h) \right]. \quad (184)$$

Напряжения в грунте, вызываемые круглой свайей, будут неодинаковы в разных точках по диаметру свай: напряжения против оси свай будут больше средних, а напряжения в точках ближе к краям свай будут меньше средних, как это изображено на черт. 103; можно считать, что средние напряжения для круглой свай будут равны примерно двум третям наибольших.

Подставив коэффициент $2/3$ в формуле (184) или ко всем членам, содержащим

напряжения в уравнении, из которых формула (184) выведена, получим выражение для допустимой горизонтальной силы:

$$P = \frac{1}{3} k \mu_0 d [\sqrt{(3a + 2h)^2 + h^2} - (3a + 2h)]. \quad (185)$$



Черт. 102. График № 21. μ — коэффициент, характеризующий грунт; γ — вес 1 м³ грунта в т; φ — угол естественного откоса.

Для расчета по формуле (185) построен график № 22 (приложение 11), дающий значения горизонтальной силы, вызывающей в грунте при круглой свае средние напряжения в $\frac{2}{3}$ от предельных.

Из тех же двух уравнений (181 и 182) можно определить наибольшие напряжения p и ординату m , если будут известны горизонтальные силы и все другие данные для расчета; тогда из второго уравнения (182) для наибольшего напряжения в грунте на конце свай получим следующее выражение:

$$p = \frac{(h^2 \mu_0 d - 2P)^2}{d[h^3 \mu_0 d - 2P(a+h)]} - \mu_0 h. \quad (186)$$

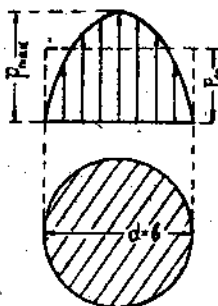
Вводя коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений по толщине свай (запас прочности грунта), т. е. вместо μ_0 подставляя $\frac{2}{3} \mu^2$, получим

$$p = \frac{(h^2 \mu^2 d - 3P)^2}{d[h^3 \mu^2 d - 9P(a+h)]} - \frac{2}{3} \mu^2 h. \quad (187)$$

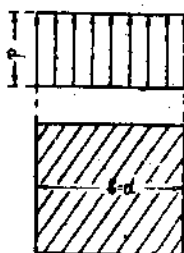
Из уравнения (183), подставляя в него только что найденное значение напряжений в грунте у конца свай, получим расстояние m от поверхности земли до точки B перелома эпюры напряжения:

$$m = \frac{P(3a+2h)}{h^2 \mu^2 d - 3P}. \quad (188)$$

Применяя формулы (185) (187) и (188) для расчета свай флютбета плотин, необходимо иметь в виду нижеследующие замечания.



Черт. 103.



При определении величины возвышения a точки приложения горизонтальной силы над поверхностью грунта за последнюю следует считать поверхность дна котлована. Хотя по условиям производства работ глиняной подушки и обратного фильтра требуется особая тщательность и эти части флютбета по плотности будут мало отличаться от грунта основания, но потому, что в водобое имеет место взвешивающее глиняную подушку давление воды, мы считаем глубину погружения свай только от дна котлована, вводя этим некоторый запас при расчетах.

При выводе формул (181 и 182) мы пользовались выражениями для напряжений в грунте при активном и пассивном давлении

$$p_a = h \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad \text{и} \quad p_p = h \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}),$$

выведенными без учета сил трения по боковым граням призмы. Эти силы трения не оказывают заметного влияния на величину отпора и распора при длинных стенках, и значит, длинных призмах отпора или распора. При коротких призмах отпора, что имеет место при расчете отдельных свай, эти силы трения по боковым поверхностям оказывают очень заметное сопротивление выпиранию грунта сваями, увеличивая отпор. По той же причине уменьшается распор.

Кроме того, величина предельных напряжений при отпоре, определяемая по формуле $p_p = h \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$, значительно меньше получаемых величин по опытам.

Эти два обстоятельства создают значительный запас прочности.

В действительности сваи не абсолютно жесткие стержни, а под действием силы будут изгибаться и потому наибольшие напряжения p будут в действительности меньше предполагаемых при выводе формул, что также дает некоторый запас.

Грунт основания плотины обычно насыщен водою; кроме того при напоре на плотине под флютбетом движется напорный грунтовый поток, создающий взвешивающее давление на частицы грунта в водобое. Поэтому объемный вес этого грунта в среднем несколько уменьшится.

При распределении общего сдвигающего усилия по сваям флотбета (см. п. 3 § 22) может случиться, что некоторые сваи будут нагружены больше, чем это принято для расчета.

Отмеченная потеря веса грунта основания и неравномерность распределения сдвигающей силы не идут в запас, но учитывая вышеперечисленные замечания, а также уменьшение средних напряжений до $\frac{2}{3}$ от предельных, при пользовании указанными выше формулами вполне возможно за φ принимать вес единицы объема грунта, насыщенного водой.

Определив по формуле (185) или по графику № 22 (прилож. 11) для определенных грунтовых условий глубину забивки при заданном диаметре сваи или величину диаметра по глубине забивки, надо проверить прочность самой сваи.

Под влиянием горизонтальной силы свая будет изгибаться и в ней появятся напряжения; величина изгибающего момента будет увеличиваться от нуля на верхнем конце и до некоторого максимального значения (черт. 101) на глубине y , которую и надо определить.

Для тех случаев, когда на сваю действует сила P , вызывающая в грунте предельные напряжения по расчету, т. е. величина силы P взята предельно большой при расчете свай по условиям прочности грунта, наибольшие изгибающие моменты будут в свае на участке от поверхности грунта и до точки B ; для какого-либо сечения на этом участке в расстоянии y от поверхности земли изгибающий момент будет равен:

$$M_y = P(a + y) - \frac{1}{2} y^2 \rho_0 d \cdot \frac{1}{3} y. \quad (189)$$

Максимальный изгибающий момент будет при таком значении y_1 , для которого

$$\frac{dM_y}{dy} = 0.$$

Тогда

$$P - \frac{1}{2} \rho_0 d y_1^2 = 0 \quad y_1 = \sqrt{\frac{2P}{\rho_0 d}}. \quad (190)$$

$$M_{\max} = P(a + y_1) - \frac{1}{6} y_1^3 \rho_0 d.$$

Или

$$M_{\max} = P \left(a + \frac{2}{3} y_1 \right). \quad (191)$$

$$M_{\max} = P \left(a + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2P}{\rho_0 d}} \right). \quad (192)$$

Введя коэффициент неравномерности напряжения $\frac{2}{3}$, получим

$$M_y = P(a + y) - \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} y_1^2 \rho_0 d \cdot \frac{1}{3} y.$$

Откуда:

$$y_1 = \sqrt{\frac{3P}{\rho_0 d}}. \quad (193)$$

$$M_{\max} = P \left(a + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{3P}{\rho_0 d}} \right). \quad (194)$$

При действии на сваю сил значительно меньших предельно большого значения P , определенного по формуле (185), максимальный изгибающий момент получается ниже точки B (черт. 101), но при этом его значение будет меньше только что найденного. Поэтому за расчетный изгибающий момент надо принимать момент определяемый по формуле (194). График № 23 (приложение 12) дает величину изги

Итак, при расчете свай со свободным верхним концом необходимо определить глубину забивки и диаметр свай для определенных грунтовых условий по формуле (185) и полученные размеры ее поперечного сечения с известными моментами сопротивления проверить на прочность, вычислив напряжения по наибольшему изгибающему моменту из формулы (194) и сжимающей силе, если таковая имеется.

Этими же формулами (185) и (194) можно пользоваться и для расчета сплошных стенок, какими являются королевая и понурная шпунтовые линии, подставив в указанные формулы вместо d величину расстояния между серединами соседних промежутков между продольными рядами свай B . При проверке этих рядов на прочность за момент сопротивления надо принять сумму моментов сопротивления всех шпунтовых свай, расположенных в пределах расстояния B .

В деревянных плотинах такой случай встречается при расчете длинных свай, верхние концы которых входят в состав фермы промежуточной опоры — контр-



форса, занимая место вертикальных стержней, а нижний забит в грунт и является составной частью флютбета на сваях. Примером такой конструкции является контрфорс на черт. 220; местом заделки таких свай является место закрепления их двойными продольными брусками. В случае абсолютно жесткой сваи последняя под влиянием горизонтальной силы, действующей на контрфорсе, стремилась бы переместиться (черт. 104) параллельно своему первоначальному положению и вызвала бы отпор грунта по треугольнику ACD , представляющий весьма большую силу даже при небольших глубинах забивки. Учитывая, что в действительности мы имеем дело не с абсолютно жесткими сваями, а с упругими, нет основания рассчитывать, что нижний конец сваи вызовет максимальные напряжения в грунте; осторожнее следует считать, что эпюра напряжений в грунте будет иметь место по треугольнику ABD с вершиною B на середине глубины погружения сваи.

Из уравнения суммы проекций всех сил на горизонтальную ось найдем величину горизонтальной силы P .

$$P = \frac{1}{4} h^2 \mu_0 d. \quad (196)$$

С коэффициентом неравномерности напряжений, как указано раньше:

$$h = \sqrt{\frac{6P}{\mu_0 d^*}} \quad (198)$$

Для проверки прочности свай надо вычислить изгибающий момент, наибольшее значение которого будет в месте заделки; этот момент равен:

$$M_{\max} = \frac{1}{2} h \frac{h}{2} \mu_0 d \left(a + \frac{h}{2} \right). \quad (199)$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} h^2 (h + 2a) \mu_0 d. \quad (200)$$

Если за средние напряжения в грунте примем напряжения, равные $\frac{2}{3}$ предельных, то как и раньше

$$M_{\max} = \frac{1}{12} h^2 (h + 2a) \mu_0 d. \quad (201)$$

Эти высокие сваи обычно всегда воспринимают вертикальную нагрузку от служебного или проезжего мостов; зная величину вертикальной нагрузки, надо определить суммарные сжимающие напряжения в свае, при совместном действии изгибающего момента и вертикальной нагрузки по формуле 6.

3. Эквивалентность свай по горизонтальной силе.

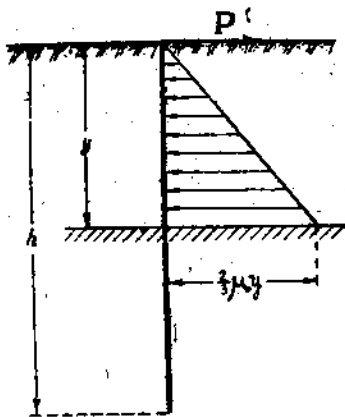
Наконец рассмотрим вопрос об одновременной работе различных свай, входящих в состав флэтбета.

Как известно, горизонтальная сила передается через упорный и продольный брусья всем сваям флэтбета данного продольного ряда; однако распределение этой силы по отдельным сваям не будет одинаково и зависит от многих причин, в частности от диаметра круглых свай, поперечного сечения шпунтовых свай и от глубины забивки их.

Но все сваи, связанные в одно целое продольным брусом или другим креплением, очевидно, должны иметь одну и ту же величину прогиба. Изменением прогибов свай вследствие деформаций самого продольного бруса пренебрегаем. Из этого условия и определим соотношение между горизонтальными силами для разных свай или эквивалентность свай по горизонтальной силе.

За отсутствием точного решения этого вопроса рассмотрим его приближенное решение¹ для нескольких случаев, рассматривая сваи, забитые в грунт со свободным верхним концом, как балки, заделанные нижним концом, и считая местом заделки сечение с наибольшим изгибающим моментом (черт. 105). Расстояние этого сечения от поверхности земли y_1 (форм. 193) для определенного грунта и для свай одного и того же диаметра будет тем ниже, чем больше действующая на сваю сила, а для случая предельных напряжений в грунте тем ниже, чем больше глубина забивки; если горизонтальные силы одинаковы, то указанное расстояние будет больше для более тонкой сваи. Значит, условное место заделки для разных свай будет на разной глубине от поверхности и длина изгибающего конца свай будет различна.

а) Сваи разного диаметра. Определим величину прогиба верхнего конца свай, рассматривая ее как консольную балку с заделанным нижним концом на глубине от поверхности земли $y_1 = \sqrt{\frac{3P_1}{\mu_0 d_1}}$. На сваю действует горизонтальная сила P , которую для упрощения выводов считаем приложенной на поверхности грунта, и отпор грунта с интенсивностью μ_0 на глубине y . От сосредоточенной



Черт. 105.

¹ Проф. Б. Ю. Калинович. О расчете ряжевых стен. Труды Л. И. И. В. Тр. Выпуск 1932 г.

силы величина прогиба $f_1' = \frac{P_1 y_1^3}{3EI_1}$ и от распределенной по закону треугольника нагрузки с интенсивностью $\mu_0 y$

$$f_1'' = -\frac{\mu_0 d_1 y_1^5}{30EI_1}$$

Эти прогибы направлены в противоположные стороны и окончательная величина прогиба сваи равна их алгебраической сумме

$$f_1 = \frac{P_1 y_1^3}{3EI_1} - \frac{\mu_0 d_1 y_1^5}{30EI_1} \quad (202)$$

Подставляя сюда значения

$$y_1 = \sqrt{\frac{3P_1}{\mu_0 d}} \text{ и } I_1 = \frac{\pi d^4}{64},$$

получим

$$f_1 = \frac{1}{3EI_1} \left\{ \frac{P_1 P_1^{1/2} (\sqrt{3})^3}{(\sqrt{\mu_0})^3 d^{3/2}} - \frac{\mu_0 d (\sqrt{3})^5}{10 (\sqrt{\mu_0})^5 d^{5/2}} \right\}$$

$$f_1 = \frac{1}{3EI_1} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^3 \frac{P_1^{1/2}}{d^{3/2}} (1 - 0,3) = \frac{1}{3EI_1} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^3 \frac{P_1^{1/2}}{d^{3/2}} \cdot 0,7$$

Прогиб сваи другого диаметра d_2 определится аналогично и будет равен

$$f_2 = \frac{1}{3EI_2} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^3 \frac{P_2^{1/2}}{d_2^{3/2}} \cdot 0,7$$

Из равенства этих прогибов находим:

$$\frac{P_1^{1/2}}{P_2^{1/2}} = \frac{d_1^{3/2} I_2}{d_2^{3/2} I_1} = \frac{d_1^{3/2} \frac{\pi d^4}{64}}{\pi d^4 \frac{d_2^{3/2}}{64}} = \frac{d_1^{3/2}}{d_2^{3/2}}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{d_1^{3/2}}{d_2^{3/2}} \approx \frac{d_1^2}{d_2^2} = \frac{\pi d_1^2}{\pi d_2^2} \quad (203)$$

Следовательно горизонтальная сила распределяется между сваями разного диаметра прямо пропорционально их площадям поперечного сечения или квадратам диаметров.

б) Круглые сваи и шпунтовые линии. Обозначая соответствующую длину шпунтовой линии через b и толщину ее через δ , аналогично первому случаю определим прогиб для верхнего конца шпунтовой линии.

$$f_3 = \frac{P_3 y_3^3}{3EI_3} - \frac{\mu_0 b y_3^5}{30EI_3}, \quad I_3 = \frac{b\delta^3}{12} y_3 = \sqrt{\frac{3P_3}{\mu_0 b}}$$

где

$$f_3 = \frac{1}{3EI_3} \left\{ \frac{P_3 P_3^{1/2} (\sqrt{3})^3}{b^{3/2}} - \frac{P_3^{1/2}}{10 b^{5/2} \mu_0} (\sqrt{3})^5 \right\}$$

$$f_3 = \frac{1}{3EI_3} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^3 \frac{P_3^{1/2}}{b^{3/2}} (1 - 0,3) = \frac{1}{3EI_3} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^3 \frac{P_3^{1/2}}{b^{3/2}} \cdot 0,7$$

Из равенства прогибов шпунтовой линии и свай

$$\frac{P_1^{3/4}}{P_2^{3/4}} = \frac{d_1^{3/4} I_1}{b^{3/4} I_2} = \frac{d_1^{3/4} 64}{b^{3/4} b \delta^3} = \frac{0,59 d^{3/4}}{b^{3/4} \delta^3},$$

$$\frac{12}{12}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{\sqrt[4]{(0,59)^2 \cdot d^{1/2}}}{b \delta^{3/4}} = \frac{0,84 d^{1/2}}{b \delta^{3/4}} \approx \frac{\pi}{b \delta} \quad (204)$$

Итак, воспринимаемые величины горизонтальных сил круглыми сваями и шпунтовыми линиями будут также пропорциональны площадям их поперечного сечения.

Если на одну из свай сила P_1 приложена на величину a выше поверхности земли, то при одном и том же прогибе верхних концов сравниваемых свай эта сила P_1 будет меньше, чем в предыдущем случае.

Подобное явление имеет место для свай в водоеме, но для простоты расчетов мы его не учитываем.

в) Сваи со свободным и с заделанным верхним концом. При заделке верхнего конца свай поперечное сечение в месте заделки не поворачивается и, значит, алгебраическая сумма углов поворота под влиянием горизонтальной силы P , отпора грунта и момента в заделке должна равняться нулю; при этом угол поворота от горизонтальной силы одного знака, а углы поворота от момента и отпора, как это показано на черт. 106, другого знака.

Для упрощения выводов предполагаем, что и эта свая имеет заделку в грунте на некоторой глубине y , а на верхний конец свай, как сказано выше, действуют горизонтальная сила, момент и отпор; под влиянием этих трех сил предполагаем, что свая будет изгибаться как балка, заделанная одним концом в грунте.

Углы поворота

а) от горизонтальной силы P

$$\theta_1 = \frac{P y^2}{2EI};$$

б) от момента в заделке M_0

$$\theta_2 = -\frac{M_0 y}{EI};$$

в) от отпора грунта

$$\theta_3 = -\frac{1}{2} \frac{\mu_0 d y^2}{12} \cdot \frac{y^2}{EI}$$

Из условия равенства нулю угла поворота сечения в заделке

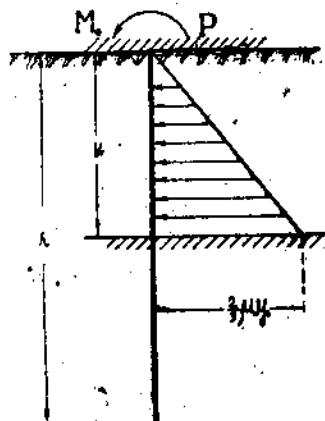
$$\frac{P y^2}{2EI} - \frac{M_0 y}{EI} - \frac{\mu_0 d y^4}{24EI} = 0.$$

Получим

$$M_0 = \frac{1}{2} P y - \frac{1}{24} \mu_0 d y^3. \quad (205)$$

Максимальный изгибающий момент в месте предполагаемой заделки свай в грунте при некотором значении $y = y_4$

$$M = P_1 y - M_0 - \frac{1}{6} \mu_0 d y^3,$$



Черт. 106.

подставляя значение M_0

$$M = \frac{1}{2} P_4 y - \frac{1}{8} \mu_0 d y^3,$$

$$\frac{dM}{dy} = \frac{1}{2} P_4 - \frac{3}{8} \mu_0 d y^2 = 0,$$

откуда

$$y_4 = \sqrt{\frac{4P_4}{3\mu_0 d}}$$

при $y = y_4$

$$M_0 = \frac{4}{9} P_4 \sqrt{\frac{4P_4}{3\mu_0 d}}$$

Величина прогиба верхнего конца свай

$$f_4 = \frac{P_4 y_4^3}{3EI_4} - \frac{\mu_0 d y_4^5}{30EI_4} - \frac{M_0 y_4^2}{2EI_4}$$

Подставляя сюда найденное значение y_4 , а также $I_4 = \frac{\pi d_1^4}{64}$,

$$f_4 = \frac{1}{3EI_4} \left\{ \frac{P_4 P_4^{3/2}}{d_1^{3/2}} \left(\sqrt{\frac{4}{3\mu_0}} \right)^3 - \frac{P_4^{3/2} d_1}{10 d_1^{3/2}} \mu_0 \left(\sqrt{\frac{4}{3\mu_0}} \right)^5 - \frac{3 \cdot 4 \cdot P_4 P_4^{3/2}}{2 \cdot 9 \cdot d_1^{3/2}} \cdot \left(\sqrt{\frac{4}{3\mu_0}} \right)^2 \right\}$$

$$f_4 = \frac{1}{3EI_4} \left(\sqrt{\frac{4}{3\mu_0}} \right)^2 \cdot \frac{P_4^{3/2}}{d_1^{3/2}} \left\{ 1 - \frac{4}{30} - \frac{4}{6} \right\},$$

$$f_4 = \frac{1}{3EI_4} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^2 \cdot \frac{P_4^{3/2}}{d_1^{3/2}} \cdot \left(\sqrt{\frac{4}{3}} \right)^2 \cdot \frac{1}{5} = \frac{1}{3EI_4} \left(\sqrt{\frac{3}{\mu_0}} \right)^2 \cdot \frac{P_4^{3/2}}{d_1^{3/2}} \cdot 0,31.$$

Из равенства прогибов свай со свободным верхним концом и с заделанным получаем:

$$\frac{P_1^{1/2}}{P_4^{1/2}} = \frac{0,31 d_1^{3/2} \frac{\pi d_1^4}{64}}{0,70 d_1^{3/2} \frac{\pi d_1^4}{64}} = \frac{d_1^{11/2}}{2,26 d_1^{11/2}},$$

$$\frac{P_1}{P_4} = \frac{d_1^{11/2}}{2,26^2 d_1^{11/2}} = \frac{d_1^{2,2}}{1,3 d_1^{2,2}} \approx \frac{d_1^2}{1,3 d_1^2} = \frac{\frac{\pi d_1^2}{4}}{1,3 \frac{\pi d_1^2}{4}} \quad (206)$$

Итак, в случае наличия в флютбете плотины свай с заделанным верхним концом, они воспринимают часть горизонтальной силы пропорциональную их площади поперечного сечения, увеличенной в 1,3 раза.

Так например, если свая $d = 22$ см со свободным верхним концом воспримет 0,5 т, то свая $d = 28$ см с заделанным верхним концом в той же общей конструкции воспримет силу, равную $0,5 \cdot 1,3 \cdot \frac{784}{484} = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 1,62 = 0,5 \cdot 2,1 = 1,05$ т.

Необходимо отметить, что приведенные соображения о распределении горизонтальной силы между разного рода сваями сделаны с некоторыми допущениями (например, предполагается неупругая заделка свай в грунте, чего на самом деле нет, действующие силы на некоторые сваи приложены выше поверхности земли), потому являются весьма приближенными и не вполне согласующимися с изложенными выше способами расчета свай; все эти выкладки дают лишь грубое представление о распределении сил между сваями флютбета.

Ниже помещена таблица, содержащая данные об эквивалентности разных свай и шпунтовых линий, где указано, во сколько раз воспринимаемая горизонтальная

сила одной сваи будет больше или меньше горизонтальной силы в той же системе другой сваи при одном и том же прогибе.

Таблица 38.

Эквивалентность свай и 1-го пог. и шпунтовых линий по горизонтальной силе.

Дан по порядку	Пределные нагб. момен. в тм при $[n_d] = 77 \text{ кг/см}^2$	Моменты сопротивления в см^2	Площадь сеч. свай и 1 пог. и шпунта в см^2	Диаметры свай и толщина шпунта в см	Диаметры свай, принимаемых за эквивалентную единицу								
					20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	0,605	785	314	20	1,00	0,91	0,83	0,76	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51
2	0,700	909	346	21	1,10	1,00	0,91	0,83	0,77	0,70	0,65	0,60	0,56
3	0,805	1045	380	22	1,21	1,10	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,66	0,62
4	0,920	1194	415	23	1,32	1,20	1,09	1,00	0,91	0,85	0,78	0,72	0,67
5	1,045	1357	452	24	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,73
6	1,182	1534	491	25	1,56	1,42	1,29	1,18	1,09	1,00	0,92	0,86	0,80
7	1,339	1726	531	26	1,69	1,53	1,40	1,28	1,17	1,08	1,00	0,93	0,86
8	1,488	1932	573	27	1,82	1,66	1,51	1,38	1,27	1,17	1,08	1,00	0,93
9	1,659	2155	616	28	1,96	1,78	1,62	1,48	1,36	1,25	1,16	1,08	1,00
10	1,842	2394	661	29	2,10	1,91	1,73	1,59	1,46	1,35	1,24	1,15	1,07
11	2,040	2651	707	30	2,23	2,04	1,86	1,70	1,56	1,44	1,33	1,23	1,15
12	2,255	2925	755	31	2,36	2,16	1,96	1,79	1,65	1,52	1,40	1,30	1,21
13	2,475	3217	804	32	2,50	2,28	2,05	1,87	1,73	1,60	1,48	1,37	1,28
14	0,629	817	700	7	2,23	2,03	1,84	1,69	1,55	1,43	1,32	1,22	1,14
15	1,283	1667	1000	10	3,19	2,89	2,63	2,41	2,21	2,04	1,88	1,75	1,65
16	2,286	3750	1500	15	4,78	4,34	3,95	3,61	3,32	3,05	2,82	2,62	2,43
17	4,155	5400	1800	18	5,73	5,20	4,74	4,34	3,98	3,67	3,39	3,14	2,92

Примечание. Нижние ряды цифр относятся к сваям с заделанным верхним концом.

Из таблицы 38 видно, что если принять нагрузку сваи $d = 22 \text{ см}$ за единицу (смотри соответствующий столбец), то свая $d = 20 \text{ см}$ воспримет лишь 83% от этой нагрузки, свая $d = 28 \text{ см}$ в 1,62 раза большую; если же свая $d = 28 \text{ см}$ будет с заделанным верхним концом (см. нижний ряд цифр в той же строке), то горизонтальная нагрузка на нее будет в 2,11 раза больше, чем на свая $d = 22 \text{ см}$ со свободным верхним концом; 1 пог. и шпунтовой линии толщиной $\delta = 7 \text{ см}$ эквивалентен 1,84 сваи $d = 22 \text{ см}$.

4. Порядок расчета свайного основания флётбета.

Расчет свайного основания рекомендуется производить в том порядке, как это излагается ниже.

Устанавливаются по соображениям фильтрации основные размеры в длину отдельных частей флётбета; в зависимости от системы плотины, числа и размеров

отверстий, характера затворов и всех других особенностей сооружений намечаются продольные и поперечные ряды свай.

Из расчета затворов и мостиков определяются величины горизонтальной силы, приходящейся на один продольный ряд; подсчитывается число одиночных свай в рассчитываемом продольном ряду, задаются их диаметром и толщиной шпунтовых рядов.

Принимая величину горизонтальной силы, воспринимаемой одиночной свайей со свободным верхним концом за единицу, по таблице 38 выражаем сопротивление всего продольного ряда в числах по эквивалентности этой свайе других свай, если они имеются, и шпунтовых линий. Маячные сваи шпунтовых рядов считаются как одиночные; если маячные сваи забиты через 1,0 м, а расстояние между серединами двух соседних с продольным брусом промежутков равно 1,28 м, то при расчете соответствующего продольного ряда надо ввести в расчет $1 \cdot 1,28 = 1,28$ штук маячных свай. Делением общего горизонтального усилия на сумму условных чисел сопротивления всего ряда находим величину силы, воспринимаемой одной круглой свайей со свободным верхним концом, а умножая эту величину на числа, выражающие эквивалентность, определим величины сил, действующих на другие сваи и шпунтовые ряды.

По величине сил и принятому выше диаметру по графику № 25 (прилож. 13) или по формуле (185) определяем глубины забивки по условиям прочности грунта или проверяем, допустима ли вычисленная сила для данного шпунтового ряда или свай, если глубина их заранее определена.

В случае если при этом получается чрезмерно большая глубина забивки, необходимо задаться одиночной свайей большей толщины и сделать снова подсчет эквивалентности по отношению к этой новой свайе. Решение будет нехорошим, если по расчету получатся очень толстые сваи, например, диаметром в 30 см, так как забивка таких свай весьма затруднительна. В этом случае надо увеличить число свай, добавляя еще нужное число поперечных рядов в водобое или понуре, либо забивая парные сваи на расстоянии между их осями в полметра в поперечном ряду; добавление парных свай надо начинать с нижних рядов водобоя. К этому последнему способу лучше всего и прибегать, стараясь не применять толстые сваи.

При расчете надо стремиться к максимально возможному однообразию в отношении как глубины забивки, так и одинаковых диаметров свай.

По найденным таким образом глубине забивки и диаметру свай при соответствующих предельных величинах горизонтальных сил из условий прочности грунта производится проверка прочности самих свай; при этом если нет больших вертикальных нагрузок, то напряжения в сваях со свободным верхним концом всегда получаются меньше допустимых. Допустимые напряжения в сваях определяются по таблице 1; для дощатой шпунтовой линии в виду ее малой жесткости можно допустить увеличение напряжений до 50%.

Изгибающий момент вычисляется по графику № 23 (прилож. 12) или формуле (194) для свай или шпунтовых линий со свободным верхним концом и по формуле (201) для свай с заделанным верхним концом. Максимальные напряжения в случае действия одновременно и вертикальной нагрузки вычисляются по формуле (6).

5. Прогиб свай.

Все сваи каждого продольного ряда, соединенные продольными брусками, под действием горизонтальной силы прогибаются на одну и ту же величину. Кроме того флютбет плотины имеет поперечные крепления в виде насадок, королевой и понурной шапок; флютбетовые ряжевые и свайно-ряжевые обладают еще большей прочностью. Поэтому, если бы сваи разных продольных рядов, под влиянием различных действующих сил при независимой работе рядов, прогнулись на разные величины, то в общей системе флютбета величины прогибов свай несколько выравниваются и будут примерно одинаковы.

В результате изложенного выше способа расчета свай величинами прогибов получаются очень маленькими, около 1 см, и вполне допустимыми для деревянных конструкций.

Для примера определим величину прогиба свай со свободным верхним концом (черт. 107), на которую действует с одной стороны горизонтальная сила P , приложенная на расстоянии a от поверхности земли, и отпор грунта с другой стороны; сваю считаем заделанной в грунте на глубине y_1 , определяемой по формуле

$$y_1 = \sqrt{\frac{3P}{\mu_0 d}}.$$

Величина прогиба от силы P

$$f_1 = \frac{P(a + y_1)^3}{3EI}.$$

Отпор грунта с интенсивностью $\mu_0 y_1$ на глубине y_1 , распределенный по закону треугольника, вызовет прогиб на уровне поверхности земли

$$f_2 = -\frac{\mu_0 d y_1^5}{80EI}.$$

Прогиб верхнего конца свай на высоте a над поверхностью земли будет больше на величину

$$f_3 = atg\Theta$$

где Θ — угол поворота сечения свай на уровне поверхности земли, равный $-\frac{\mu_0 d y_1^4}{24}$.

В виду малости угла Θ приравняем его $tg\Theta$ и получим $f_3 = -\frac{\mu_0 d a y_1^4}{24}$.

Тогда суммарный прогиб конца свай

$$f = f_1 - f_2 - f_3 = \frac{P}{3EI}(y_1 + a)^3 - \frac{\mu_0 d y_1^5}{80} - \frac{\mu_0 d a y_1^4}{24}$$

$$f = \frac{d}{3EI} \left[\frac{P}{d}(y_1 + a)^3 - \frac{\mu_0 y_1^4}{40}(4y_1 + 5a) \right]. \quad (207)$$

Пример:

Пусть $\gamma = 2,0$ м.

$\varphi = 25^\circ$.

$a = 0,7$ м.

$h = 3,0$ м.

По графику № 21 по γ и φ находим $\mu_0 = 4,10$.

По графику № 22, зная h , a и μ_0 , определяем $\frac{P}{d} = 2,18$ м.

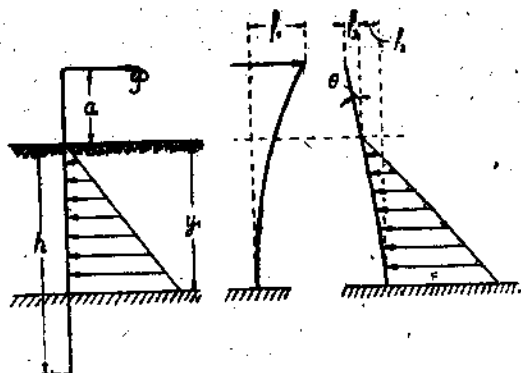
Для разных диаметров вычисляем предельные значения горизонтальных сил P и по графику № 23 (прилож. 12),

зная $\frac{P}{d}$, μ_0 , a и P , находим $y_1 = 1,25$ м и величины M_{max} для разных P .

Принимая модуль упругости для полусухого дерева $E = 100\,000$ кг/см² = $1\,000\,000$ т/м², по формуле (207) вычисляем величину прогиба для разных свай и сводим их в таблицу 39.

$$f = \frac{d}{3EI} \left[2,18 \cdot (1,25 + 0,7)^3 - \frac{4,10 \cdot 1,25^4}{40} \cdot (4 \cdot 1,25 + 5 \cdot 0,7) \right] =$$

$$= \frac{d}{3EI} (16,3 - 2,13) = \frac{672}{E \frac{I}{d}}.$$



Черт. 107.

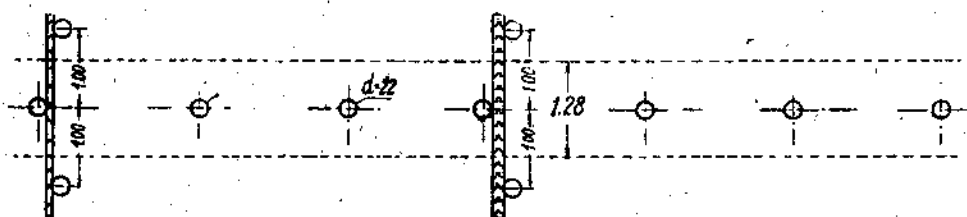
Таблица 39.

Прогнбы свай разного диаметра.

№ по порядку	d м	$\frac{I}{d}$ м ³	P т	y_1 м	$M_{\max}$ т/м	$[n_a]$ кг/см ²	f м
1	0,20	0,00040	0,436	1,25	0,669	85,2	0,012
2	0,22	0,00052	0,480	"	0,736	70,5	0,009
3	0,24	0,00068	0,523	"	0,802	59,2	0,007
4	0,26	0,00086	0,567	"	0,860	50,4	0,006
5	0,28	0,00108	0,610	"	0,935	43,5	0,004

6. Примеры расчета свай флютбета.

Пример 1. В плотине с напором на короле в 3,0 м расстояние между серединами соседних пролетов при съемных стойках $B = 1,28$ м (отверстие 1,00 м и ширина стойки 0,28 м). С этого участка и действует давление воды, часть которого передается на упорные бруска служебного мостика, а часть на флютбет, точнее на



Черт. 108.

продольный ряд свай, расположенных по продольному брусу под стойкой. Эти силы определяются по графику № 8 и № 9 для расчетного напора $H' = 3,00 - 0,06 = 3,06$ м, считая его от середины высоты прижимного бруса на флютбете в 0,12 м и при возвышении верхнего упорного бруса над горизонтом воды $a = 0,7$ м.

Тогда $\frac{R_1}{B} = 1,27$ т и $R_1 = 1,27 \cdot 1,28 = 1,625$ т.

Нижняя реакция

$$R_2 = \frac{H_1^2}{2} \cdot B - R_1 = \frac{3,06^2}{2} \cdot 1,28 - 1,625 = 5,985 - 1,625 = 4,36 \text{ т.}$$

По грунтовым условиям приняты следующие размеры (черт. 96) частей плотины: глиняная подушка 2,0 м, понур — 6,0 м, водобой 6,0 м, глубина забивки, считая от низа глиняной подушки дощатого ($\delta = 7$ см) понурного шпунта 2,5 м и брусчатого ($\delta = 15$ см), королевского в 3,0 м. Толщина глиняной подушки и водобоя при толщине над ней пригрузки обратного фильтра в 0,25 м определится по формуле (176) и равна 0,5 м.

Точка приложения к свае горизонтальной силы располагается на 0,05 м ниже верха насадок (низа пола или верха фильтра), тогда:

$$a = 0,50 + 0,25 - 0,05 = 0,70 \text{ м.}$$

При расстоянии от порога до низа пола в 0,30 м низ подушки будет ниже порога плотины на $0,30 + 0,25 + 0,50 = 1,05$ м.

Низ подушки в понуре принимаем на той же высоте и ее толщина будет равна $0,25 + 0,50 = 0,75$ м.

На указанных размерах водобоя размещаем три поперечных ряда (черт. 108)

одиночных свай, а в понуре—два ряда; принимаем эти сваи толщиной в 22 см и сопротивление их горизонтальной силе за единицу; тогда по таблице № 38 находим сумму эквивалентных чисел:

1) Одиночные сваи $d = 22$ см 5 шт. на 1 един.	5,00
2) Маячные сваи $d = 22$ см в понурном и королевом рядах $1 \times 2 \times 1,28$	2,56
3) Понурный шпунт $b = 7$ см $1,84 \times 1,28$	2,35
4) Королевый шпунт $b = 15$ см $3,95 \times 1,28$	5,05

Итого 14,97

Величина горизонтальной силы, приходящаяся на одну единицу, равна $\frac{4,36}{14,97} = 0,292$ т; значит, каждая из одиночных и маячных свай воспримет $P_1 = 0,29$ т, понурный шпунт $P_2 = 2,36 \times 0,292 = 0,69$ т и королевый $P_3 = 5,05 \times 0,292 = 1,47$ т.

По графику № 22 (прилож. 11) определяем минимальную глубину забивки одиночных и маячных свай по условиям прочности грунта; для $\mu_0 = 4,11$ (при $\gamma = 2,00$ и $\varphi = 25^\circ$ по графику № 21), $\alpha = 1,05 - 0,35 = 0,70$ м и $\frac{P_1}{d} = \frac{0,292}{0,22} = 1,33$ т, находим глубину погружения свай в грунт от низа подушки $h \approx 2,45$ м; принимаем $h = 2,5$ м, которой соответствует допускаемая сила $P = 0,30$ т.

По этому же графику проверяем, достаточна ли принятая глубина забивки шпунтовых линий; минимальная глубина погружения в грунт для понурной линии при $\frac{P_2}{B} = \frac{0,69}{1,28} = 0,54$ т получается равной $h_2 = 1,70$ м и для королевой при

$$\frac{P_3}{B} = \frac{1,47}{1,28} = 1,15 \text{ т} - h_2 = 2,20 \text{ м.}$$

Значит, необходимая глубина забивки меньше, чем принятые у нас по условиям фильтрации соответственно 2,5 и 3,0 м.

Проверим прочность свай и шпунтовых рядов. Максимальный изгибающий момент для свай $d = 22$ см по графику № 23 для $P = 0,292$ т, $\alpha = 0,70$ и $\mu_0 = 4,1$ равен $M_{\max} = 0,40$ т/м.

$$\text{Напряжения } [n_1] = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{40\,000}{1045} = 39,3 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Для понурного шпунта $P_2 = 0,69$ т $M_{\max} = 0,806$ т/м.

$$[n_2] = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{80\,600}{1045} = 77 \text{ кг/см}^2,$$

так как

$$W = \frac{bh^3}{6} = \frac{128 \cdot 7^3}{6} = 1045 \text{ см}^3.$$

Для королевского шпунта при $P_3 = 1,47$ т $M_{\max} = 2,00$ т/м.

$$[n_3] = \frac{200\,000}{4800} = 41,7 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2,$$

так как

$$W = \frac{128 \cdot 15^3}{6} = 4800 \text{ см}^3.$$

Итак все сваи и шпунты удовлетворяют условиям прочности.

Подобным порядком делается расчет и других продольных рядов свай.

Пример 2. Для иллюстрации рассмотрим еще расчет свайного ряда под промежуточным свайным контрофорсом с соседними отверстиями в свету между коренными стойками по 4,81 м; каждое отверстие закрывается шитами, тремя съёмными

стойками шириною 0,28 м при расстоянии между стойками в свету по 1 м; ширина контрофорса 0,40 м. Остальные условия те же, что и в предыдущем примере.

Горизонтальная сила от давления воды непосредственно на контрофорс и от двух половин соседних пролетов между стойками равна

$$\frac{3,06^2}{2} \cdot \left(\frac{1,0 + 1,0}{2} + 0,40 \right) = 4,68 \cdot 1,40 = 6,41 \text{ т.}$$

Горизонтальная сила от верхних упорных балок, воспринимающих давление от каждой съемной стойки по 1,625 т, с двух отверстий равна $1,625 \times 3 = 4,875 \text{ т.}$

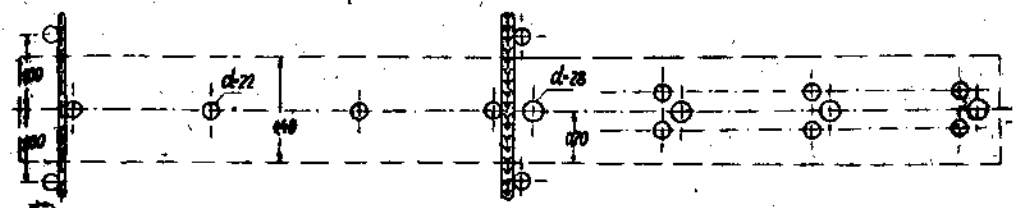
Общая горизонтальная сила равна $6,41 + 4,875 = 11,285 \text{ т.}$

Сваи распределяем так, как показано на черт. 109.

Суммируем эквивалентные числа свай.

1) Одиночные сваи понура $d = 22 \text{ см}$ 2 шт.	2,00
2) водобоя 6 шт.	6,00
3) Маячные сваи $d = 22 \text{ см}$ понурной и королевой линий $2 \times 1,40$	2,40
4) Понурный шпунт $1,84 \times 1,40$	2,58
5) Королевый шпунт $3,25 \times 1,40$	5,58
6) Сваи $d = 28 \text{ см}$, заделанные верхним концом $2,11 \times 4$	8,44

Итого . . . 26,95



Черт. 109.

Сила, приходящаяся на [одну сваю $d = 22 \text{ см}$ $P_1 = \frac{11,285}{26,95} = 0,418 \text{ т}$; необ-

ходимая глубина забивки при $\frac{P_1}{d} = \frac{0,418}{0,22} = 1,90 \text{ т}$ по графику № 23 равна $h_1 = 2,80 \text{ м.}$

Понурный шпунт воспримет $P_2 = 0,418 \times 2,58 = 1,08 \text{ т}$, королевый шпунт $P_3 = 0,418 \times 5,58 = 2,31 \text{ т}$, каждая из свай $d = 28 \text{ см}$ с заделанным верхним концом воспринимает $P_4 = 0,418 \times 2,11 = 0,882 \text{ т.}$

Забивка шпунтов по условиям прочности грунта достаточна, как это видно из проверки в предыдущем примере; глубина забивки свай $d = 28 \text{ см}$ определится из формулы (198) и будет равна

$$h = \sqrt{\frac{6 P_4}{\mu_0 d}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,882}{4,1 \cdot 0,28}} = \sqrt{4,6} = 2,15 \text{ м.}$$

По формуле (201) наибольший изгибающий момент равен

$$M_{\max} = \frac{1}{12} h_2 (h + 2a) \mu_0 d = \frac{1}{12} \cdot 2,15^2 (2,15 + 2 \times 0,70) \cdot 4,1 \cdot 0,28 = 1,57 \text{ т/м.}$$

Вертикальная нагрузка на сваю при наличии служебного мостика будет равна $Q = 1,1 \text{ т}$ (см. табл. 29).

При $d = 0,28 \text{ м}$ и свободной длине свай от мостика до флутбета 3,50 м

$$\frac{l}{r} = \frac{3,50}{0,25d} = \frac{3,50}{0,07} = 50.$$

По шкале № 1 (черт. 4) находим коэффициент уменьшения допускаемых напряжений $\varphi = 0,65$.

В месте заделки сечение свай не ослаблено, тогда $\omega = 6,16 \text{ см}^2$ (таблица 38) и $W = 2155 \text{ см}^3$ (таблица 13).

Суммарные напряжения (форм. 6)

$$n = \frac{1100}{616 \cdot 0,65} + \frac{143\,000 \cdot 70}{2155 \cdot 77} = 2,7 + 60,3 = 63 \text{ кг/см}^2 < 70 \text{ кг/см}^2.$$

Для одиночной свай $d = 22 \text{ см}$ при $P_1 = 0,38 \text{ т}$, $M_{\max} = 0,57 \text{ т/м}$.
(по графику № 23)

$$[n_1] = \frac{M_{\max}}{W} \frac{62\,000}{1045} = 59,4 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Для шпунтовой понурной линии при $P_2 = 1,08 \text{ т}$ и $\frac{P_2}{b} = 0,77$.

По графику № 23 $M_{\max} = 1,28 \text{ т/м}$

$$[n_2] = \frac{1280}{1144} = 115 \text{ кг/см}^2 > 77 \text{ кг/см}^2.$$

Так как по таблице на графике № 23 $W = 817 \times 1,40 = 1144 \text{ см}^3$.

Для шпунтовой королевской линии $P_3 = 2,31 \text{ т}$ и $\frac{P_3}{b} = 1,65 \text{ т/м}$ аналогично находим $M_{\max} = 3,30 \text{ т/м}$.

$$[n_3] = \frac{330\,000}{3750 \times 1,40} = 63 \text{ кг/см}^2.$$

Несколько повышенные напряжения для шпунтовой дощатой линии можно допускать, имея в виду ее малую жесткость и незначительную роль в общем сопротивлении свайной линии.

§ 23. КОНСТРУКЦИЯ ФЛЮТБЕТА И РАСЧЕТ ДЕТАЛЕЙ

В соответствии с изложенными выше действующими силами на части плотин и расчетами нами разработана конструкция флютбета плотины на сваях.

1. Сваи и насадки.

Сваи флютбета располагаются рядами в поперечном направлении под насадками и в продольном — под продольными брусками, размещаясь чаще всего в местах их пересечений (прилож. 20 и 22).

Поперечные ряды свай располагаются обыкновенно через 2,0 м по линии поперечных стен ряжевых устоев и бычков; при других системах плотин это расстояние иногда сохраняется или же несколько увеличивается или уменьшается; увеличивать это расстояние больше 2,5 м не следует.

Продольные ряды свай располагаются по линиям вдоль реки под каждой стойкой, под лицевыми стенами устоев и бычков, под контрфорсами и под продольными внутренними стенами (прилож. 20). Расстояние между рядами зависит от расстояний между осями стоек, контрфорсов и стен и меняется чаще всего от 1,0 до 2,5 м.

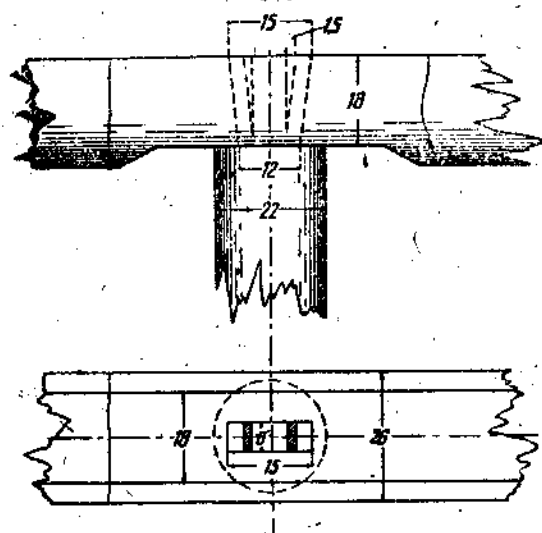
Таким образом на пересечении этих рядов располагаются сваи.

В отдельных случаях, где это вызывается расчетом или особенностью конструкции, расположение свай отступает от указанной закономерности. Так например, маячные сваи поперечных шпунтовых линий, королевской и понурной, располагаются в шахматном порядке через 2,0—2,5 м свая от свай в каждом ряду; их размещение все же следует согласовать с разбивкою продольных рядов но без значительных изменений их взаимного расположения.

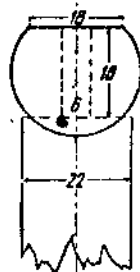
По каждому поперечному ряду свай (поперек реки) укладываются насадки

на свивной шип, нарубаемый на верхнем конце сваи (черт. 110 и 111). Длина шипа, считая ее вдоль насадки, делается не более двух третей диаметра сваи, а ширина не более одной трети ширины насадки; достаточно сделать шип размерами 12×6 см, чтобы не ослаблять сильно насадку. Высота шипа нарубается несколько больше высоты насадки (на несколько сантиметров).

Гнездо в насадке делается одинаковых размеров с шипом внизу и на 2—4 см длиннее шипа по верху; двумя клиньями, забиваемыми в шип не ближе 2 см от



Черт. 110.



краев шипа, производится уплотнение врубki. Расклиненный шип спиливается или срубается заподлицо с насадкой. Аккуратно выполненное срединное с расклиниванием насадки со свайе указанным выше образом дает достаточно прочное соединение и освобождает от вбивания железной скобы, предназначенной для удержания насадки на свае при действии вырывающих сил.

Пусть насадка (черт. 112) подвержена вырывающему усилию T . Удерживать насадку будет шип с той же силой, ко-

торая будет слагаться из равнодействующей двух реакций P , вызываемых клинообразным шипом, равной $2P \sin \alpha$, и вертикальными составляющими двух сил трения, вызываемых давлением шипа и равных каждая $P f \cos \alpha$.

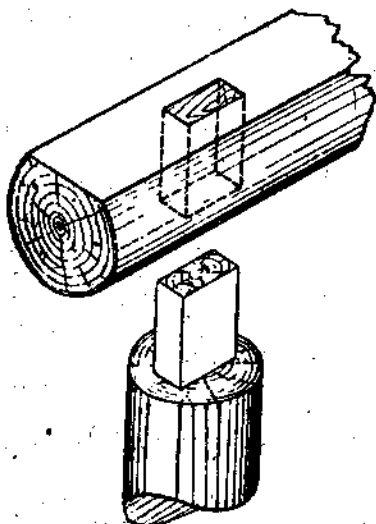
Тогда

$$T = 2P (\sin \alpha + f \cos \alpha), \quad (208)$$

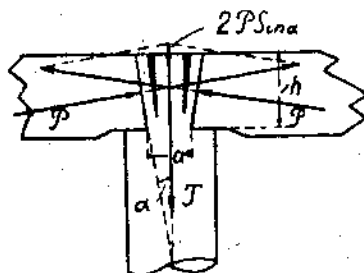
или

$$P = \frac{T}{2(\sin \alpha + f \cos \alpha)}, \quad (209)$$

где α — угол между боковой гранью расклиненного шипа и вертикалью, f — коэффициент трения дерева по дереву.



Черт. 111.



Черт. 112.

Если принять высоту шипа $h = 20$ см, толщину 8 см, ширину по низу $a = 16$ см и по верху после расклинки 19 см, то площадь боковой грани, на которую давит сила, равна

$$\omega = 20 \times 8 = 160 \text{ см}^2.$$

При допуске напряжении на смятие поперек волокон $[n_{\perp}] = 18 \text{ кг/см}^2$ предельная величина сминающей силы равна

$$P = \sigma \cdot 18 = 160 \times 18 = 2880 \text{ кг.}$$

Зная $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,5}{20} = 0,075$, определим $\alpha = 4^\circ 18'$.

В виду малого угла α величины $\sin \alpha = 0,075 = \operatorname{tg} \alpha$ и $\cos \alpha \cong 1$. Коэффициент трения примем $f = 0,4$.

Предельное вырывающее усилие по прочности шипа определится по формуле (208), которая примет следующий вид при малых углах α

$$T = 2P(\operatorname{tg} \alpha + f). \quad (210)$$

Тогда

$$T = 2 \cdot 2,88(0,075 + 0,40) = 2,74 \text{ т.}$$

Для других размеров шипов при той же расклинке, предельные вырывающие силы имеют следующие значения:

для шипа размерами	$20 \times 16 \times 8 \text{ см.}$	2,74 т.
" "	$18 \times 14 \times 7 \text{ "}$	2,20 "
" "	$16 \times 12 \times 6 \text{ "}$	1,68 "

Из условий работы клина известно, что, если угол наклона α меньше угла трения φ , тангенс которого равен $f = 0,40$, то выпирания клина не будет. Это условие выполнено при работе шипа, так как $\operatorname{tg} \alpha < \operatorname{tg} \varphi$.

Величина вырывающего усилия определится по величине противодействия в водобое, которое в случае местного прорыва глиняной подушки окажет давление на полы и через них на насадки. Как выше изложено, в среднем можно считать наибольшую величину противодействия около трети напора.

При расстоянии между поперечными рядами свай в 2,0 м и между продольными 1,40 м при напоре $H = 3,0 \text{ м}$ величина вырывающего усилия на одну сваю равна:

$$T = 0,33 H \cdot 2,0 \times 1,4 = 2,8 \text{ т.}$$

Сваи под контрофорсами, сваи ближайших продольных рядов к устоям будут в более благоприятных условиях, так как насадки в этих участках нагружены весом контрофорсов и устоев.

Кроме того полы водобоя делаются водопроницаемыми, под полами расположен фильтр, сообщающийся с нижним бьефом, а потому давление фильтрационной воды в действительности, будет меньше вычисленного.

Как показано на черт. 131 и 132, продольные брусья, лежащие на насадках, соединены скобами со сваями, а, значит, удерживают и насадки.

Поэтому описанное крепление насадок вполне надежно.

Насадки в местах примыкания к сваям подтесываются на глубину около 3 см; отески насадок с нижней стороны по всей их длине не требуется.

Бревна, предназначенные на насадки по маячным сваям, отесываются по всей их длине на две стороны взаимно перпендикулярные — сверху и сбоку, а все остальные насадки только с одной стороны и на протяжении только отверстий плотины, где по ним настилаются полы; глубина отески около 3 см.

Между парными (равными) насадками по маячным сваям оставляется промежуток величиною, равной толщине шпунтовых досок или брусьев.

Парные насадки стягиваются круглыми железными болтами толщиной 20 мм, устанавливаемых через 2,0 м; длина болтов при брусчатой линии 65 см и при дощатой — 55 см. Насадки, располагающиеся по сваям в пределах отверстия, непрерывно продолжают в ряжевых плотинах и под устоями и бычками (прилож. 28), а в стоечно-обшивных плотинах только под бычками, заходя на 0,5—1 м под устой (прилож. 43). В контрофорсных плотинах (прилож. 20) в пределах понура, насадки располагаются на всей ширине последнего, а в пределах водобоя заходят на 0,5—1,0 м на крайний контрофорс, имеющий продольные брусья.

В менее ответственных плотинах можно забивать только один ряд маячных свай, в которых предварительно делаются пазы и которые входят в состав шпунтовой линии (черт. 113). В этом случае шарнирные насадки прикрубаются сбоку к маячным сваям; шпунтовая линия получается менее надежной в отношении водонепроницаемости, так как маячные сваи при забивке могут повернуться вокруг своей оси или наклониться и плотная пригонка к ним шпунтовых свай, обычно дощатых, весьма затруднительна.

2. Шпунтовые линии.

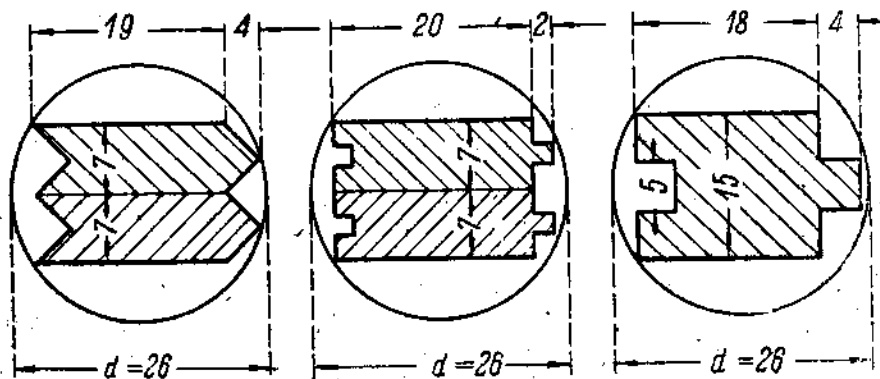
Шпунтовые линии забиваются двух типов: брусчатые и дощатые (черт. 114). Брусчатые шпунтовые бруссы опи-

ливаются и вытесываются лучше всего из бревен диаметром 26 см; толщина бруса достаточна 15 см, в редких случаях 18 см; ширина гребня делается равной двум третям ширины бруса, т. е. 10—12 см, высота гребня 4—5 см; соответствующих гребню размеров делается и паз.

На 1 пог. м шпунтовой линии из брусев в 15 см толщины необходимо $5\frac{1}{2}$ брусев из 26 см бревен и $6\frac{1}{4}$ бруса из 24 см бревен (ширина бруса соответственно 18 и 16 см).

Дощатые шпунты готовятся из досок толщиной 7 см двояким образом: во-первых, аналогично брусчатому шпунту с прямоугольным гребнем и пазом в стороне 2 см, выбираемых на досках шпунторезами, и во-вторых, с треугольным гребнем, с углом близким к прямому; в последнем случае паз и гребень чаще всего выбираются топором.

Угол заострения гребня ни в коем случае не может быть больше угла треугольного паза, чтобы не происходило откалывания кромок паза; допустима не-



Черт. 114.

сколько меньшая величина угла заострения гребня, что вызывает большее прижатие его острия к середине паза и обеспечивает, по крайней мере в этом месте, плотное соединение, если даже гребень несколько обомнется. Из бревна диаметром 26 см и меньше выпиливаются две доски; на 1 пог. м шпунтовой линии необходимо $5\frac{1}{4}$ досок с треугольным шпунтом и 5 досок с прямоугольным шпунтом из 26 см бревен (ширина досок соответственно 19 и 20 см). Прямоугольный шпунт быстрее и чище изготавливается, лучше использует древесину бревна, но зато требует обрезных или предварительно обтесанных досок и гребень его легче обламывается нежели у треугольного, который может готовиться из полустыковых досок лишь с грубой съемкой кромок.

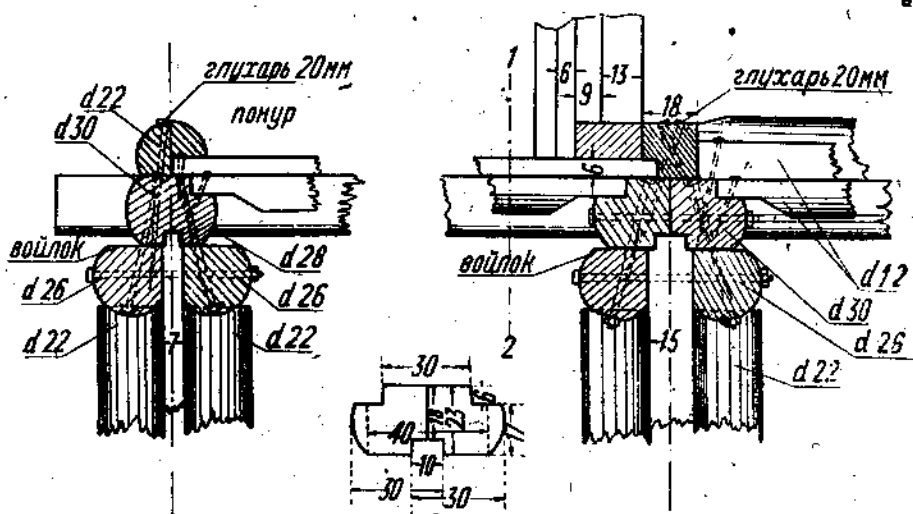
При наличии вблизи лесопильных заводов с соответствующим оборудованием

менее образно пользоваться шпунтом заводского производства, как более точно и однообразно изготовленного и не требующего, как правило, взаимной пригонки одной доски к другой. Дошчатые шпунтовые сваи применяются толщиной 5—10 см.

После забивки шпунтовых брусьев или досок, насадки прочно стягиваются болтами (черт. 115) и все щели между шпунтом и насадками заделываются забивкой тожких клиньев; затем верхние концы шпунтовых свай по черте спиливаются, на них нарубается ровный гребень несколько меньшей ширины, чем брусья или доски, выравнивая тем самым неизбежно искривившуюся в плане при забивке линию досок или брусьев. При дошчатом шпунте ширина гребня обычно нарубается 5 см и при брусчатом (15 см) — 10 см; чем гребень шире, тем лучше. Высота гребня 5 см.

3. Понурная и королевая колоды.

На гребень и парные насадки на войлоке и с осмолкой укладывается понурная и королевая колоды (шапочные брусья); первая из одного бревна, а вторая из двух бревен диаметром 28—32 см. Они предварительно обтесываются и в них вын-



Черт. 115.

маются пазы для гребня и четверти для полов согласно чертежу 115; королевая колода через 1,0 м связывается 20-мм винтовыми болтами длиной 65 см и такими же болтами соединяется с насадками; последние устанавливаются наклонно, проходя то через одну, то через другую насадку в расстоянии друг от друга в 1,0 м. Соединение с насадками производится также завинчиванием наклонно через 1,0 м глухарей (винтов для дерева) попеременно то в одну, то в другую насадку; длина винтов 45 см, диаметр 20 мм. Понурная колода может быть сделана по черт. 115 или более низкой по черт. 122, где оба пола располагаются на насадке.

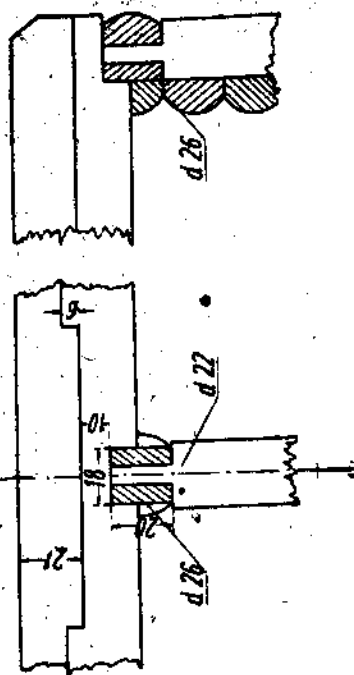
Высота колоды от 27 до 20 см.

4. Продольные брусья.

Поперек королевой и понурной линии и насадок укладываются продольные брусья под каждой стойкой, под лицевыми продольными стенами устоев и бычков и по оси контрофорсов и в некоторых других местах, где это вызывается необходимостью (прилож. 20).

■ Продольный брус, как наложено выше в § 21, имеет назначение связать в продольном направлении все сваи флутбета. Достигается это требование с по-

Разрез по продольному брусу



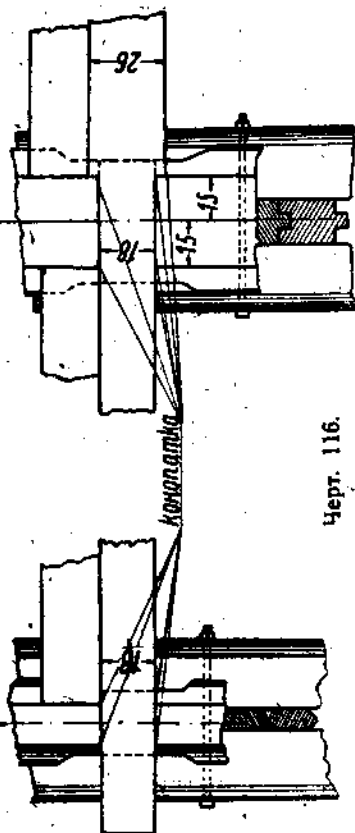
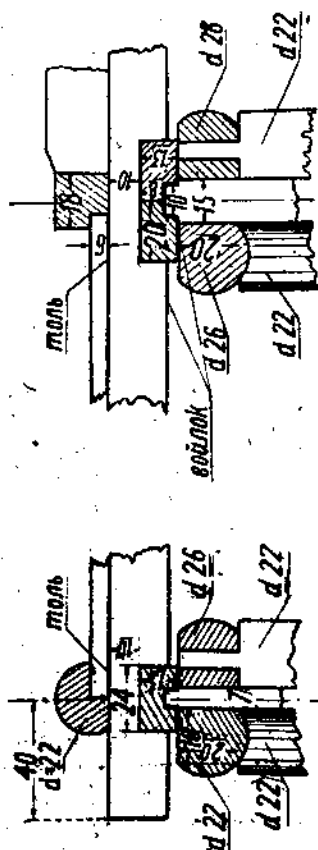
мощью врубок продольного бруса в поперечную и королевую шапки и во все насадки (черт. 116 и 117).

Продольный брус, расположенный под промежуточными стойками, обтесывается с трех сторон (черт. 118), по бокам и с верха, но в пределах водобоя его поперечное сечение усложняется: ширина его в плане увеличивается на 4 см с каждой стороны, а на верхней постели остаются прямоугольные возвышения (зубья) для соединения с упорным брусом; это увеличение поперечного сечения производится за счет утолщения бревна от вершины к комлю, который и располагается в водобое.

Врубка бруса в поперечную и королевую шапки производится на глубину 8—10 см, причем верхняя постель бруса располагается на том же уровне как и верх шапочных брусьев; остальной, нижней частью своего сечения продольный брус захватывает шапочные брусья, боковые стороны которых в месте пересечения обтесаны; тут ширина шапки получается равной 22—24 см в понуре и 38—42 см на короле (черт. 119).

При пересечении всех прочих насадок продольный брус располагается на 10 см выше их верхней постели, не врубаясь в насадку, а лишь охватывая их также нижней частью своего сечения (черт. 116 и 117), боковые стороны насадок в местах пересечения подтесываются для получения плотной врубки (черт. 120).

Таким образом, верх насадок всех рядов кроме понурного и королевого располагаются на 10 см ниже верха короля, а верх парных насадок по маячным сваям ниже верха короля на величину его высоты, т. е. на 20—27 см, это обстоятельство надо учесть при производстве работ и насадкам давать соответствующую относительную высоту.



Черт. 116.

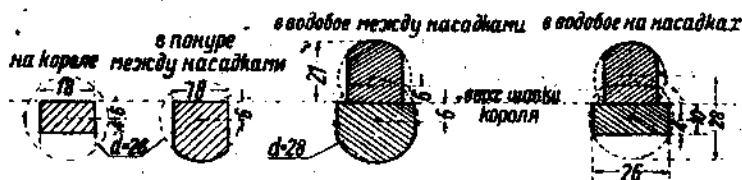
Сдвигающая сила, будучи приложена к любому месту продольного бруса, через указанные выше соединения передается на все одиночные сваи этого ряда и на все шпунтовые линии; сопротивляться сдвигу будут все сваи флютбета при этом весь флютбет будет работать как одно целое.

При длине понура и водобоя около 10,0 м продольные брусья можно делать из одного бревна, если заготовка и транспортирование таких длинных бревен целесообразны. Это бревно располагается комлем на водобое с незначительным наклоном его продольной оси, поднимая комлевой конец так, чтобы нижняя образующая конического ствола заняла горизонтальное положение; тогда за счет утолщения комлевого конца, поднятого вверх, нужно сделать зубья для соединения с упорным брусом (черт. 116 и прилож. 31 и 35).

Если на место постройки не может быть доставлено длинных и толстых бревен, то продольные брусья приходится сращивать (прилож. 31 и 35); место сращивания делается на весу между насадками и лучше всего это сращивание производить на водобое между первой и второй насадкой от короля (на 3 и 4 метре от короля); недостающий конец бруса дополняется или комлевой частью толстого бревна или специально заготовленным бревном.

Если на продольный брус передача сдвигающей силы происходит не только вблизи короля, но в других местах водобоя и даже около конца его, то может оказаться, что место сращивания не выдержит растягивающей брус силы; это имеет место для брусев под контрофорсами и под некоторыми стойками с подкосом. В таком случае, место стыка надо перенести на понур и лучше всего в средний промежуток между насадками; в понуре растягивающая брус сила значительно меньше и зуб замка выдержит эту силу. Для проверки прочности всех частей продольного бруса сделаем подсчеты при его размерах, принятых для плотины с напором $H=3,0$ м.

Поперечные разрезы по продольному брусю флютбета



Черт. 118.

Наиболее слабое сечение продольного бруса расположено на понурной и королевых шапках и насадках понура (черт. 118); площадь его равна $18 \times 10 = 180 \text{ см}^2$; предельная допусти-

мая сила на растяжение при $[t_+] = 77 \text{ кг/см}^2$ равна $180 \times 77 = 13860 \text{ кг}$.

Горизонтальная сила передается на понурный и королевый ряды и насадки в понуре через площадь, состоящую из прямоугольника $18 \times 6 \text{ см}$ и сегмента со стрелой 3 см и равную $18 \times 6 + \frac{2}{3} \cdot 18 \cdot 3 = 108 + 36 = 144 \text{ см}^2$.

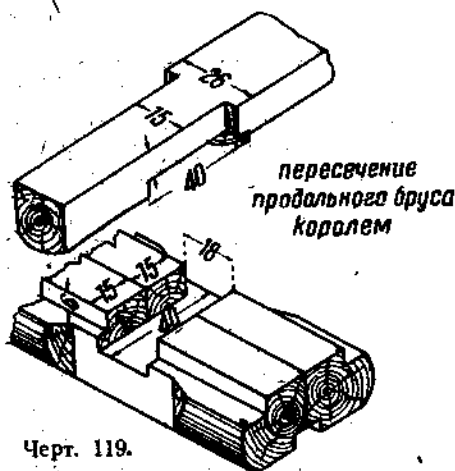
Предельная сила, которую может передать продольный брус на шапку или насадку при допустимом напряжении на смятие поперек волокон насадки или шапки $[t_-] = 18 \text{ кг/см}^2$ равна $18 \times 144 = 2600 \text{ кг}$.

Работающая площадь бруса в водобое несколько больше, ввиду большей ширины продольного бруса.

Из всех элементов свайного основания наибольшую горизонтальную силу воспринимает королевой брусчатый шпунтовый ряд и, если окажется, что на него передается сила больше 2,6 т, то через король надо пропустить парный продольный брус.

Передний конец бруса (черт. 116), захватывающий понурную шапку, может сколоться по площади $18 \times 30 = 540 \text{ см}^2$; при $[t] = 8,5 \text{ кг/см}^2$ предельная допустимая сила равна $8,5 \times 540 = 4680 \text{ кг}$.

Полученные предельные силы, которые может выдержать брус, значительно меньше имеющихся в действительности. Указанные на черт. 116, 117 и 118 размеры бруса установлены из конструктивных соображений и в виду необходимости дать брусу достаточную прочность во время производства работ, связанного с многочисленными пригонками врубков. По тем же соображениям не выдержана и равнопрочность его частей.



Черт. 119.

Стыки брусев надо делать на весу между насадками и лучше всего в середине понура или в середине водобоя. Сращивание брусев производится простым прямым замком (прилож. 38 и 45) и простым косым замком (прилож. 31 и 35).

Работающая на смятие вдоль волокон площадка обычно берется высотой равной $1/6$ высоты бруса в косом замке и $1/4$ в прямом замке, то есть около 4—6 см. Длина прямого замка делается равной трем высо-

там бруса, а косого — пяти высотам бруса; при этом получается одинаковая прочность замка как на скалывание, так и на смятие.

Так, при допустимом напряжении на смятие торца торцом $[n_c] = 49 \text{ кг/см}^2$, высоте работающей площадки 4 см и ширине бруса 18 см предельная допустимая растягивающая сила равна $4 \times 18 \times 49 = 72 \times 49 = 3530 \text{ кг}$.

Кроме простых замков в ответственных сооружениях можно делать прямой и косой натяжные замки с клиньями, обеспечивающие прочное соединение брусев.

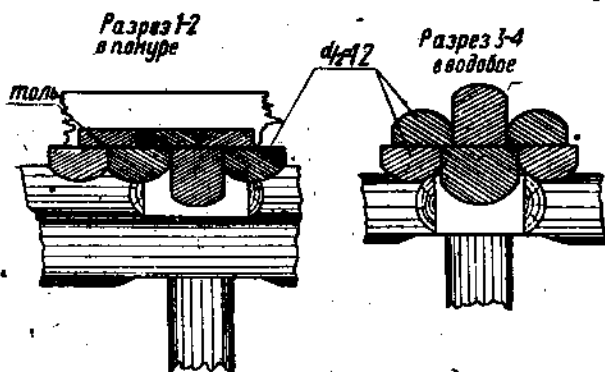
Производя подсчет действующих сил на разные участки продольного бруса, можно убедиться, что величина их меньше только что найденных предельных усилий по прочности бруса.

Итак размеры брусев вполне достаточны. На аксонометрии (прилож. 54) показано расположение продольных брусев и прочих частей флюбета.

В частных случаях конструкция продольного бруса может несколько отличаться от описанной выше.

Продольные брусья под лицевыми ряжевыми стенами в пределах водобоя (черт. 121), со стороны, обращенной внутрь устоя или бычка, не имеют стески, так как полы примыкают только с одной стороны; верхняя их постель сделана равной без уступов (без зубьев), так как соединение их с лежащим над ним венцом ряжевой стенки производится вставными шипами и врубкою лапою между ними бревен поперечных стен.

Продольные брусья, на которых располагаются контрофорсы из стоек с подкосами, делаются двойными (черт. 230) в пределах водобоя. Между брусьями зажимаются нижние концы стоек контрофорса, устанавливаемых на насадки; чтобы стойки не выдерживались, концы их затесываются клином. По обеим сторонам стойки парные продольные брусья стягиваются винтовыми болтами.



Черт. 120.

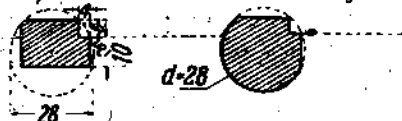
С низовой стороны каждая стойка подпирается упорными брусками, соединенными с продольными несколькими зубьями.

Двойные продольные брусья располагаются только в водобое и перекрывают хорелевую шапку; в понуре укладывается один брус.

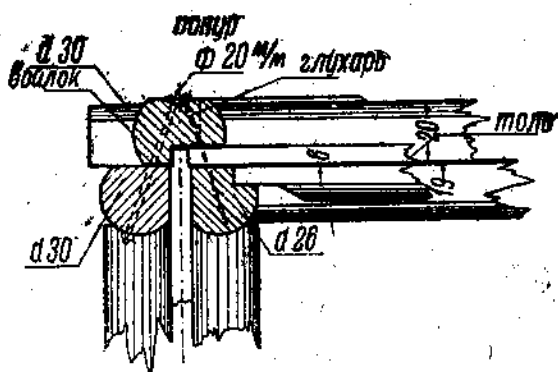
При устройстве более мощных контрофорсов продольные брусья усиливаются (черт. 232, 233, 236 и 237).

При наличии трех рядов стоек в контрофорсе в пределах водобоя укладывается 4 бруса, между которыми зажимаются клинообразные концы стоек; на короле и в понуре — двойной брус.

Поперечные разрезы по продольному брусу под лицевыми стенками на короле и насадках в водобое между насадками



Черт. 121.

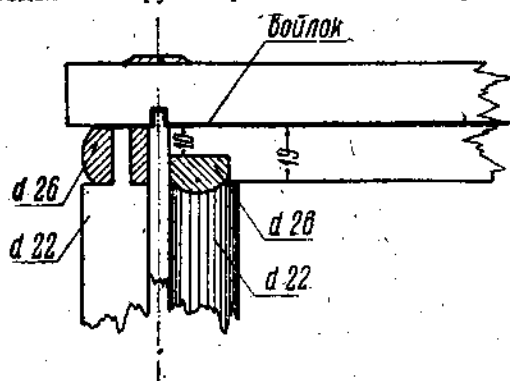


Черт. 122.

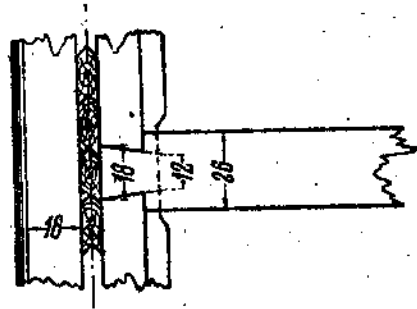
Если же контрофорсы состоят из одного ряда высоких свай с подкосами, то продольные брусья в пределах водобоя делаются парными, охватывающими с обеих сторон забитые сваи (черт. 221) и пересекающими король; в понуре идет одиночный брус. Все продольные брусья в пределах понура укладываются заподлицо с нижним полом и верхом шапок.

В стоечно-обшивных плотинах примыкающие к устоям и бычкам, в пределах водобоя, продольные брусья (черт. 201) врубаются в насадки, так как на них опираются сваи, поддерживающие вертикальные стенки устоя; часть горизонтальной силы (распора грунта устоя) через продольные брусья и врубки в насадках передается на последние, сжимая их.

Таким образом, по одну сторону свай, поддерживающих устои, располагается продольный брус с примыкающим к нему водобойным полом, а по другую — стенка устоя из пластин, нижний ряд которых располагается на бросе, врубленном в



Черт. 123.



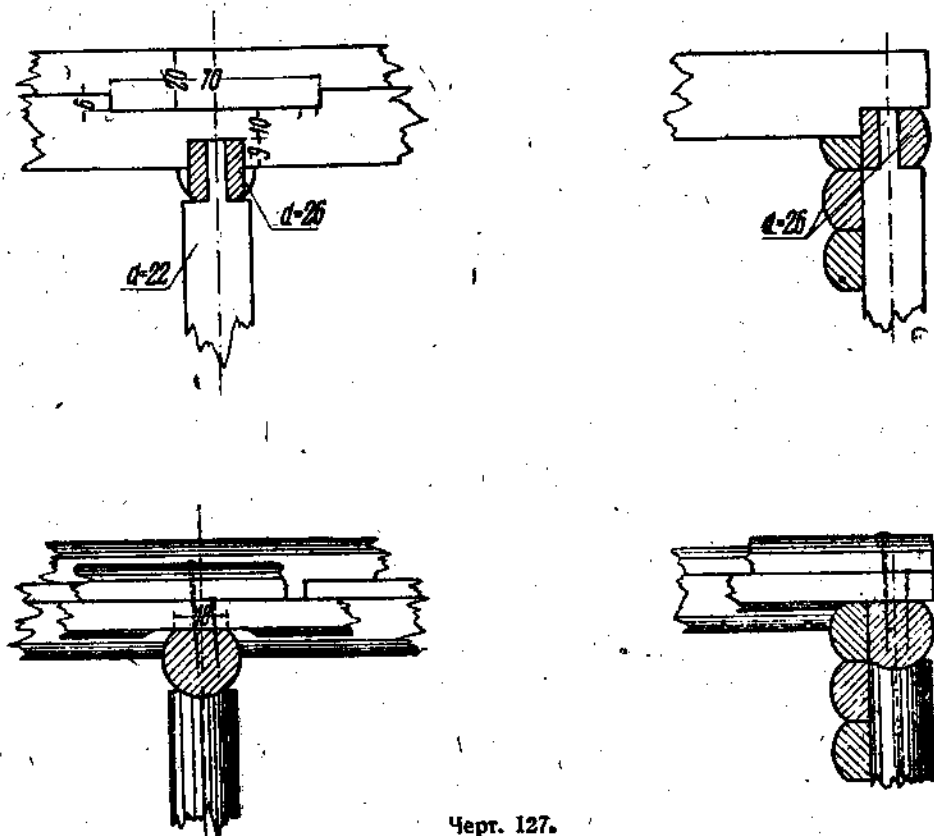
Черт. 124.

насадки, и соединенном с продольным брусом болтами; между этими брусками зажимаются сваи. Щели между брусками закрываются досками, примыкающими своими концами к сваям.

При таком устройстве примыкания флотбета к устоям сваи проиизывают пол и добиться водонепроницаемости последних без специальных приспособлений нельзя. Поэтому подобная конструкция применима в водобое, где не требуется водонепроницаемости полов, или в понуре, если и понурный пол делается водонепроницаемым, например в одношпунтовых плотинах.

болтами через шапку с наружной насадкой и глухарями с другою насадкой (черт. 115).

Против каждой стойки прижимный брус поддерживается упорным брусом шириною 18—20 см, соединенным прямоугольными зубьями с продольным (прилож. 31, 35 и 38). Предельное усилие по смятию торца одного зуба равно $5 \times 18 \times [\sigma_c] = 90 \times 48 = 4320$ кг. Высота зуба 5 см, длина его 70—100 см. Давление нижнего конца стойки на прижимный брус передается с помощью упорного бруса на продольный. Высота прижимного бруса 12—16 см и ширина 18 см. При высоте бруса 12 см и ширине стойки 28 см предельное усилие по смятию равно $12 \times 28 \times [\sigma_c] = 336 \times 15 = 5040$ кг.



Черт. 127.

Между упорными брусками настилается с грубой притеской двойной пол из пластин (черт. 130) с перекрытием швов, чтобы не было сквозных щелей, способствующих размыву загрузки переливающей струей. Указанное опасение, при наличии под полами водобоя пригрузки из мелких камней, не играет большого значения и потому возможно устройство одиночного пола из накатника, но с более солидной загрузкой камнем пространства под полами (около 0,5 м). Полы в водобое прибиваются ершенными гвоздями, длиною 20—30 см по концам и на каждой промежуточной насадке. Понурный пол, не подверженный противодействию, может прибиваться и не ершенными гвоздями.

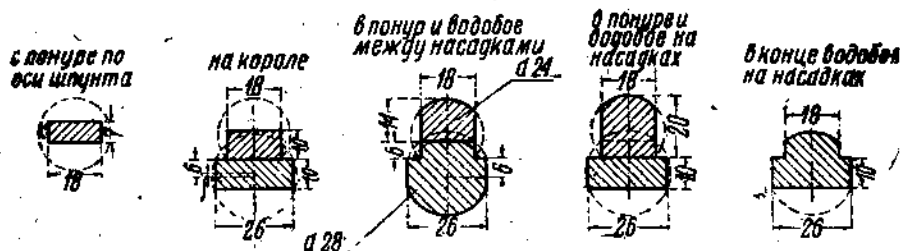
Чтобы стойки занимали на флютбете определенное положение, в промежутки между ними прибиваются к полу, вплотную к прижимному бруску, коротышки из брусков.

Для более удобной постановки съемных стоек на понурном полу делаются направляющие треугольники для заведения стоек.

Таким образом водобойный пол по своей конструкции является проницаемым и в случае некоторого давления воды снизу, последняя через щели, а также по

фильтру, сможет пройти в нижний бьеф. Поэтому водобойные полы на противо-
давление не рассчитываются. По практическим соображениям эти полы, восприимчивые
удары переливающейся воды, достаточно делать: двойные из досок или
пластин из леса 22—26 см и одиночные из накатника диаметром 18—20 см.

В водобое, как известно, действует избыточное противодействие H_x , которое
стремится приподнять непроницаемую глиняную подушку. Если где-либо подушка
окажется поврежденной, то при непроницаемом водобойном полу давление воды



Черт. 128.

будет стремиться сорвать полы с насадок или сорвать насадки со свай или намоном
выдернуть сваи. Величина срывающей силы на некоторую площадку ω

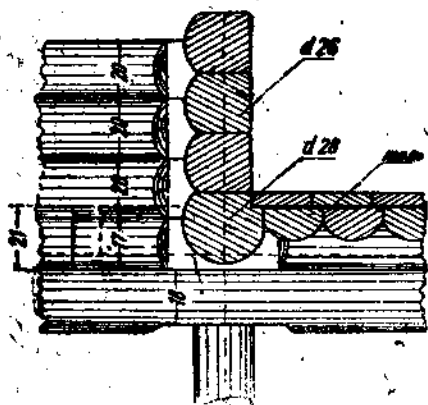
$$P_1 = H_x \omega, \quad (211)$$

где H_x — есть максимальное противодействие в пределах водобоя.

Понурный пол испытывает сверху давление от слоя воды, равного напору H ,
и снизу противодействие H_x , определяемое по § 20 п. 2. Разность этих давлений
($H - H_x$) очевидно будет действовать на 1 м² непроницаемой понурной части
флютбета и передаваться на сваи при свайном основании и на ряжевый каркас
при ряжевом основании.

Величина этой вертикальной нагрузки на одну сваю флютбета в понуре будет
равна

$$P = (H - H_x) \omega, \quad (212)$$



Черт. 129.

где ω — площадь пола, с которой передается
давление на сваю, равная прямоугольнику
со сторонами, равными расстояниям от сере-
дин промежутков между соседними продоль-
ными и поперечными рядами.

Так, при $H = 3,0$ м, $H_x = 0,69 \cdot H =$
 $= 2,07$ м (черт. 96), при расстоянии между
поперечными рядами 2,0 м и продольными —
1,3 м и $\omega = 2,0 \times 1,3 = 2,6$ м²

$$P = (3,0 - 2,07) \cdot 2,6 = 0,93 \times 2,6 = 2,42 \text{ т.}$$

Эта вертикальная нагрузка на сваю вы-
зывает в последних весьма незначительное на-
пряжение, равное нескольким килограммам
на 1 см².

Прочность самого пола и насадки проверяется по найденной выше силе.

Давление на 1 м² $p = H - H_x = 3,0 - 2,07 = 0,93$ т.

При расстоянии между насадками в 2,0 м

$$M_{\text{max}} = \frac{p l^2}{8} = \frac{0,93 \cdot 2,0^2}{8} = 0,465 \text{ т/м} = 46\,500 \text{ кг/см.}$$

Если нижний пол из пластин $\frac{d}{2} = 12$ см, считая их 5 штук на 1 пог. м, и

верхний из досок толщиной 6 см, то $W = 5 \times 330 + \frac{100 \cdot 6^3}{6} = 1650 + 600 = 2250 \text{ см}^3$ и $[n_n] = \frac{M}{W} = \frac{46500}{2250} = 21 \text{ кг/см}^2$.

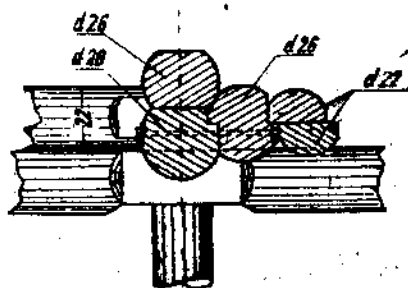
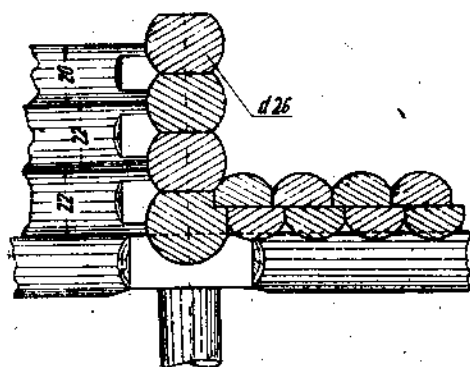
Рассматривая насадку как балку на двух опорах с расстоянием $= 1,3 \text{ м}$ и нагрузкою на 1 пог. м $p = 0,93 \times 2 = 1,86 \text{ т}$, найдем

$$M_{\max} = \frac{1,80 \cdot 1,3^2}{8} = 0,393 \text{ т/м} = 39300 \text{ кг/см}.$$

Момент сопротивления насадки $d = 26 \text{ см}$ при ширине обтесни ее с одной стороны на ширину $2/3$ диаметра (в данном случае на 18 см)

$$W = 0,08 \cdot d^3 = 0,08 \cdot 26^3 = 1403 \text{ см}^3$$

$$[n_n] = \frac{38000}{1403} = 27 \text{ кг/см}^3 < 77 \text{ кг/см}.$$



Черт. 130.

Как видно, все части флютбета могут выдержать значительно большие силы, чем на них действующие, а потому при проектировке проверок прочности их можно не делать.

Примыкание полов к ряжевым устоям или бычкам в водобое показано на черт. 129 и 130, в понуре к устоям на черт. 130; как известно передняя часть бычка в пределах понура располагается на полу.

§ 24. ФЛЮТБЕТ С РАЗРЕЗНЫМ КОРОЛЕМ.

В случае, если распределение сдвигающей силы по сваям и шпунтовым линиям не произойдет в точности по эквивалентности их (например при плохом исполнении врубок), то некоторые элементы могут оказаться перегруженными. Наиболее опасна перегрузка королевого и понурного шпунтовых рядов, потому что чрезмерно большая сдвигающая сила от продольного бруса может повернуть шапочные брусья и сорвать их с гребня шпунта. Образующиеся при этом щели будут весьма короткими путями фильтрации.

Как вариант продольного крепления на черт. 131 и 132 показана конструкция разрезного королевого и понурного шапочных брусьев.

Направляющие насадки для шпунтовых рядов насаживаются сбоку маячных свай, забитых одна против другой; парные продольные брусья кладутся непосредственно на эти насадки и на гребень шпунта с войлоком, охватывая концы маячных свай, обтесанных с четырех сторон.

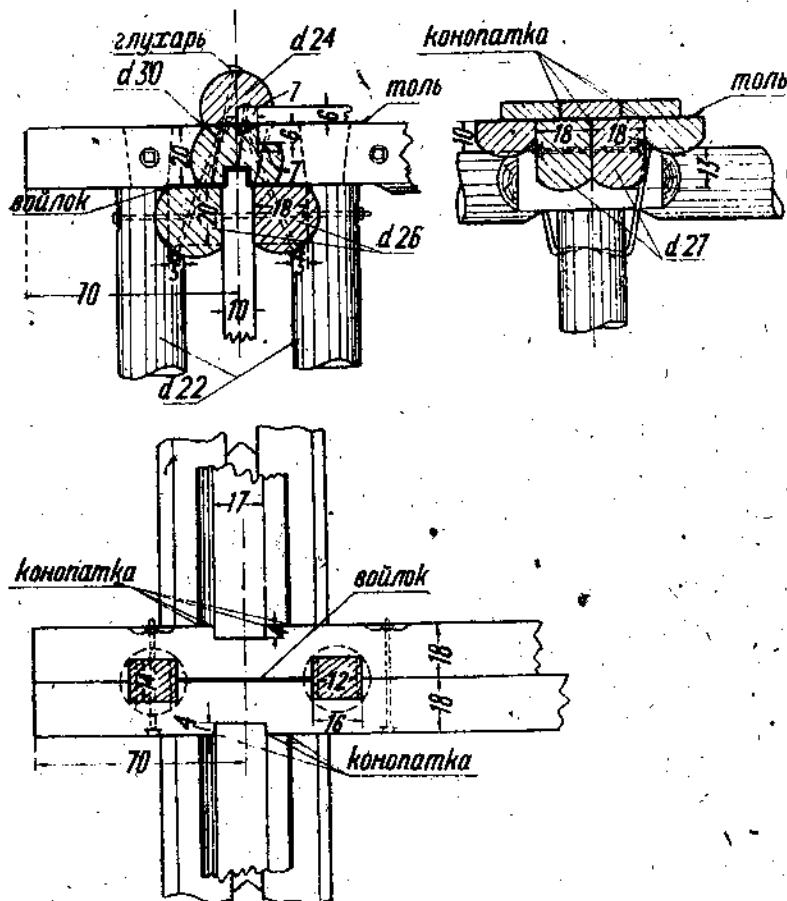
Парные продольные брусья крепятся между собой болтами; на участке шпунтовых линий между брусьями прокладывается войлок.

ряда маячных свай, которые расположены с верховой стороны шпунтовых линий и которые только и передают горизонтальную силу на шпунтовые линии.

Швы в месте соединения шапочного бруса с продольными надо конопатить.

Конструкция флютбета с разрезным королем и продольными связями флютбета, обеспечивающими работу на сдвиг всего флютбета, впервые разработана инж. Ал-дром Ив. Лебедевым. Одна из его конструкций показана на черт. 133.

Характерной особенностью этого флютбета, кроме вышеуказанных, является наличие вертикальных ферм, которые значительно повышают сопротивление действию горизонтальной силе одиночных свай, королевого и водобойного (если он устра-



Черт. 132.

ивается) шпунтовых рядов; верхние концы этих свай основания могут рассматриваться как заделанные.

Обилие пересекающихся элементов флютбета при незначительном расстоянии между фермами (около 1,25—1,50 м), а именно: нижних и верхних поперечных схваток, нижних и верхних продольных поясов ферм и подкосов значительно усложняет работы, требует много железа и затрудняет устройство глиняной подушки; лишь при исключительно тщательном выполнении работ можно добиться плотной непроницаемой глиняной подушки.

Аксонометрия на черт. 134 наглядно показывает детали устройства флютбета, системы инж. Лебедева.

Когда величина напора заставляет увеличивать устойчивость флютбета, то во многих случаях бывает достаточно ограничиться устройством ферм в водобойной части плотины, а в понурную часть пропустить только верхние пояса ферм.

Тогда глиняная подушка в понуре может быть сделана водонепроницаемой, как и в обычных плотинах.

В водобое, в таком случае, надо делать мощный обратный фильтр, который способствовал бы устойчивости грунта основания выталкивающим силам, если даже глиняная подушка в водобое окажется проницаемой.

§ 25. ФЛЮТБЕТЫ РЯЖЕВЫЕ И СВАЙНО-РЯЖЕВЫЕ; ФЛЮТБЕТЫ ПОВЫШЕННЫЕ.

Если грунт основания плотины не допускает забивки свай, то нужно устраивать ряжевый флютбет (черт. 135).

В плотинах с порогом, расположенным на дне реки, заглубление флютбета необходимо делать на 1—2 м и даже больше, если надежный для основания грунт залегает ниже.

При грунтах скалистых необходимо удалить лишь только верхний, разрушенный слой скалы; затем выбрать ройки и выравнять по возможности горизонтально их дно, для расположения нижних венцов поперечных стен и шпунтовых простенков. При низких ряжевых флютбетах, не обладающих достаточной устойчивостью на сдвиг, необходимо нижние один или два венца поперечных стен крепить на болты; последние вставляются нижним концом в выбуренные в скале отверстия и одновременно расклиниваются. Буровые скважины и нижние венцы, по крайней мере шпунтовых простенков, надо залить цементным раствором.

Длина отдельных частей флютбета и подземный контур его устанавливаются в зависимости от характера грунта, придерживаясь изложенных выше указаний для свайных флютбетов.

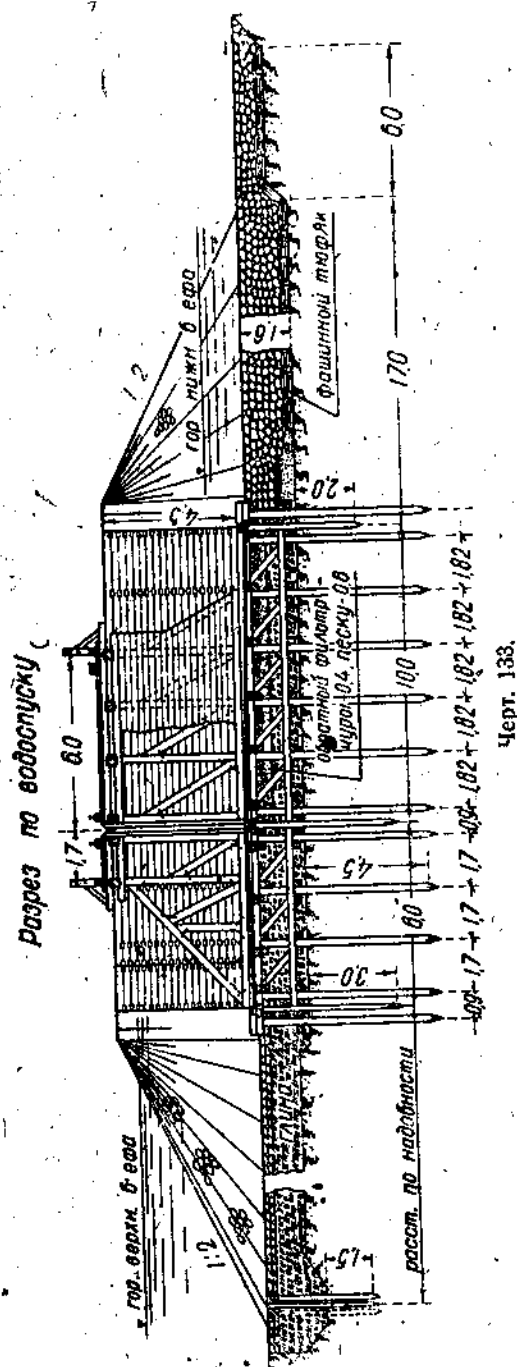
В ряжевом флютбете передняя поперечная стена и поперечная стена, расположенная под королем (под затворами), делаются непроницаемыми и рубятся из шпунтованных брусьев, укладываемых (черт. 181 и 182) на войлоке и скрепляемых ершенными болтами.

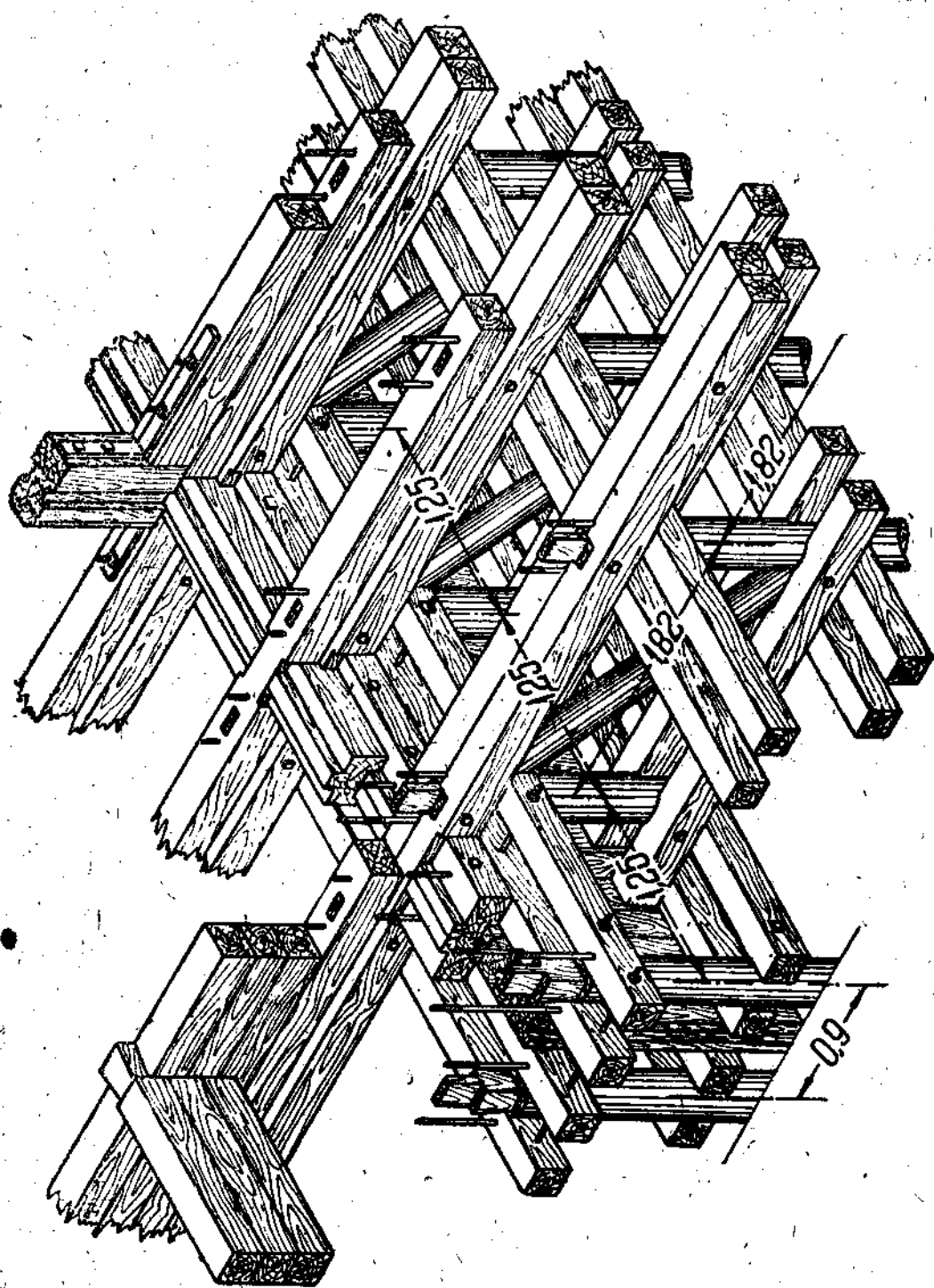
Вместо гребней, сделанных на самом бруссе, можно вставлять рейки в пазы, вынутые в постелях обоих соседних венцов (черт. 183 и 184).

В последнем случае нужны бревна $d = 26$ см вместо необходимого леса $d = 28$ см в первом случае.

Для придания флютбету цельности шпунтовые стены пересекаются венцами продольных стен по одному из способов, изложенных в § 35 при описании конструкции ряжевых устоев.

Если флютбет высотой более 1,0—1,5 м, то можно ограничиться пересечением





шпунтового простенка, только двумя — тремя нижними и двумя — тремя верхними продольными венцами; все промежуточные продольные венцы могут быть разрезаны на шпунтовых простенках, входя в последние своими концами, обделанными ласточкиным хвостом.

Если при устройстве низкого флютбета на сваях приходится удалять верхний слой грунта на глубину, значительно большую, чем нужно для устройства подушки, то на высоту вынутаго грунта необходимо сделать ряжевую нарубку, располагая последнюю на насадках. Конструкция такого свайно-ряжевого флютбета одинакова в части ряжевой с только что описанной, а в части свайного основания — с конструкцией флютбета на сваях.

В случае, если толщина переливающегося слоя воды не может быть принята равной напору над дном нижнего бьефа, то приходится устраивать повышенный флютбет или свайно-ряжевый (черт. 136) или ряжевый (черт. 137).

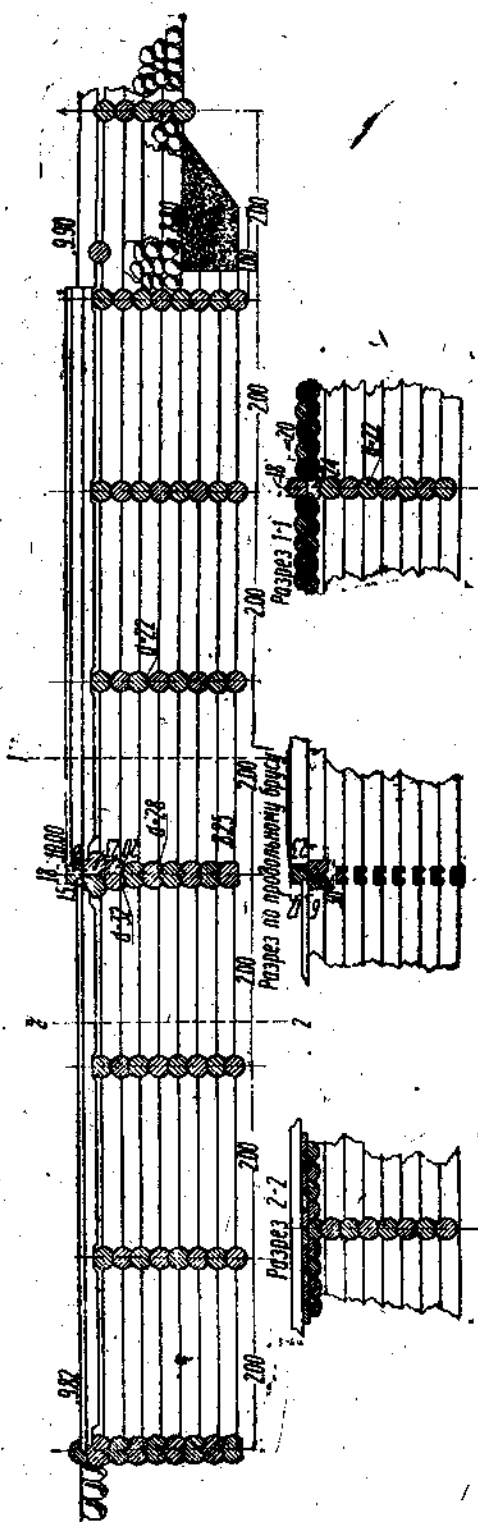
При незначительном повышении порога (до 1,0 м) надо делать понурный пол горизонтальным, так как устройство такого пола проще, в особенности в местах сопряжения со стенками устоев. Когда порог повышается больше чем 1,0 м над дном реки, то приходится делать наклонным или один понурный пол с уклоном от $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{5}$, или понурный пол и подушку вместе.

В плотинах с повышенным флютбетом и при незатопленном отверстии скорости воды на сливной части увеличиваются и могут достигнуть весьма больших значений. В таких случаях надо сливную часть делать с максимальной шероховатостью для большого гашения скорости энергии.

Наиболее простым решением и достаточно удовлетворительным является набивка поперечных брусев на сливном полу над каждой поперечной стенкой или насадкой, т. е. примерно через 2,0 м. На ближайшем участке рисбермы надо сделать простейшие гасители энергии, в виде укрепленных по головкам свай поперечных пластин или брусев.

Сливная часть делается или горизонтальной, или с небольшим уклоном ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{20}$).

Полезно сделать один или несколько уступов (перепадов) высотой 0,5 — 0,7 м. При большей величине перепадов требуется произвести их гидравлический расчет

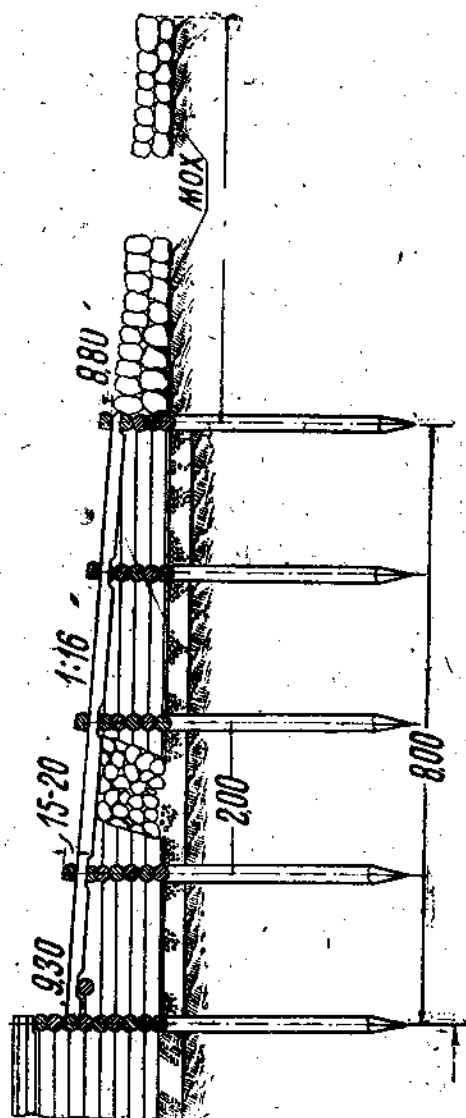
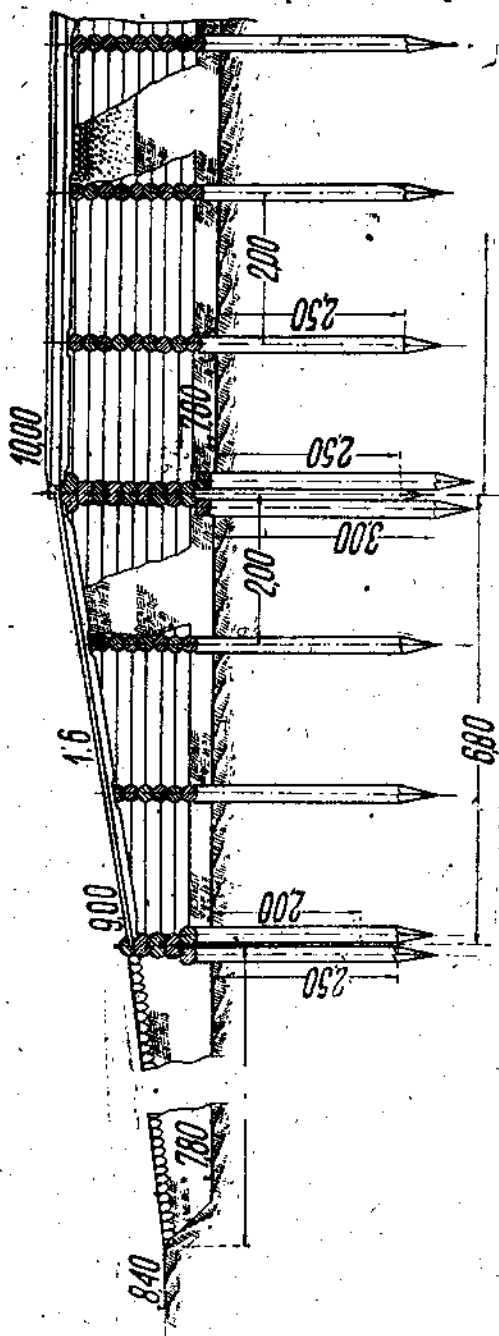


Черт. 135.

Горизонтальный участок между перепадами должен быть такой длины и такой шероховатости, чтобы на каждом участке происходило гашение соответствующей энергии падения на перепаде в начале участка.

При указанной выше шероховатости длина участка должна быть не менее десятикратной высоты перепада.

В повышенных флютбетах с ряжевой нарубкой и пересечением продольными венцами шпунтовых стенок вполне обеспечивается необходимая цельность флютбета.



черт. 136.

Заполнение повышенного флютбета в водобое надо делать глиняной подушкой толщиной 0,7—1,0 м и сверху обратным фильтром.

При наличии глины и отсутствии возможности промерзания понура заполнение последнего можно делать одной глиной; в противном случае толщина подушки

делается примерно такой же, как и в водобое, а сверху засыпается песчано-глинистым или песчаным грунтом.

Загрузка сливной части делается булыжным камнем на слое гальки и песка, являющимся обратным фильтром.

В плотинах с повышенным флютбетом получается настолько большой вес глиняной подушки и обратного фильтра в водобое, что может быть допущено большее противодавление, чем в плотинах с низким флютбетом. В таких случаях целесообразно удлинить подземный контур сооружения, сделав на конце водобоя шпунтовую линию, и соответственно сократить другие размеры, например, понур или глиняную подушку.

Детали конструкции свайно-ряжевых и ряжевых флютбетов аналогичны деталям или флютбета на сваях или ряжевем устоям.

§ 26. РИСБЕРМЫ.

Непосредственно ниже водобоя располагается сливная часть плотины.

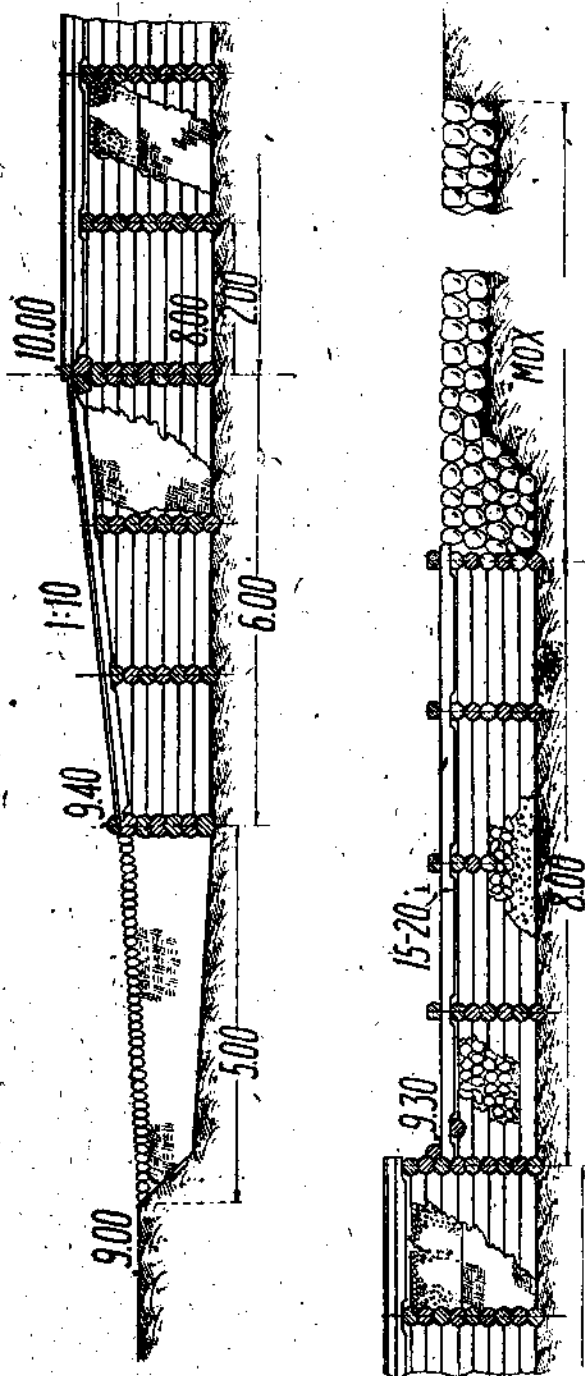
В плотинах с низким флютбетом, верх которого расположен на уровне дна реки, сливная часть защищает дно реки от размыва и называется также рисбермой.

В плотинах с повышенным флютбетом или в плотинах, расположенных на высоких отметках долины, сливная часть обычно разделяется на два участка. Первый участок, отличающийся солидной конструкцией, предназначен для спуска воды с повышенного порога на уровень дна реки, гашения скоростной энергии и кроме того для защиты грунта основания от размыва. Второй участок предназначен прежде всего для последней цели, отличается более слабой конструкцией и назы-

вается собственно рисбермой. Иногда трудно провести резкую грань между этими участками.

Первый участок сливной части в плотинах с повышенным порогом показан на черт. 136 и 137. На грунтах, допускающих забивку свай, он располагается на

Черт. 137.



сваях непосредственно или с ряжевой нарубкой. Если грунт не допускает забивки свай, то сливная часть делается ряжевой и является продолжением водобойной части ряжевого флютбета.

Пол из пластин или накатника делается горизонтальным с уступами или наклонным.

Если устраиваются какие-либо приспособления для гашения энергии, то они располагаются обычно на этом участке.

Ниже мы рассмотрим устройство рисберм, предназначенных для защиты русла реки от размыва и для гашения скоростной энергии.

Чем ближе от плотины выходные скорости достигнут такой малой величины, которая не в состоянии будет размывать грунт, тем короче будет рисберма. Отсюда следует, что кроме гашения энергии с помощью специальных приспособлений необходимо предусмотреть возможно большие потери скоростей энергии на самой рисберме; для этого рисберма должна иметь максимальную шероховатость.

Длина рисбермы колеблется обычно в пределах от 3 до 10 напоров на короле для плотин с низким флютбетом и зависит от характера грунта основания, от характера рисбермы, от условий сопряжения струи с нижним бьефом и в частности от величины выходной скорости, скорости течения в нижнем бьефе и разности этих скоростей.

В § 10 п. 1 приводилась формула инженера Мацмана, дающая примерную длину участка, на котором завершается переход выходной скорости потока к скорости бытовой; однако длину рисбермы устанавливать по этой форме не рекомендуется, так как она не учитывает всех сложных условий движения потока в нижнем бьефе и недостаточно проверена практикой. Для плотин с повышенным флютбетом вопрос об установлении длины рисбермы еще менее определен. В этом случае длина крепления зависит не только от полного напора на плотине, но и от условий протекания потока по сливной части, потерь скоростной энергии по пути и других условий, упомянутых выше.

1. Обычные типы рисберм.

Во всех случаях устройства рисберм ближайший к водобойю участок должен быть укреплен надежно.

На чертеже 138 показано устройство сливного пола из накатника; пол прибит к насадкам, укрепленным на сваях сквозными шипами. Длина пола принимается 6—8 м, в зависимости от напора на короле и размеров лесоматериалов.

Накатник между собою грубо притесывается и прибивается ершенными болтами к насадкам.

Ширина пола делается не менее как на 2 м больше ширины отверстия на выходе. С обеих сторон пола делается крепление русла и откосов одним из описанных ниже способов.

Если сливная часть ограничивается стенками (прилож. 46), то сливной пол настилается на всем протяжении между ними.

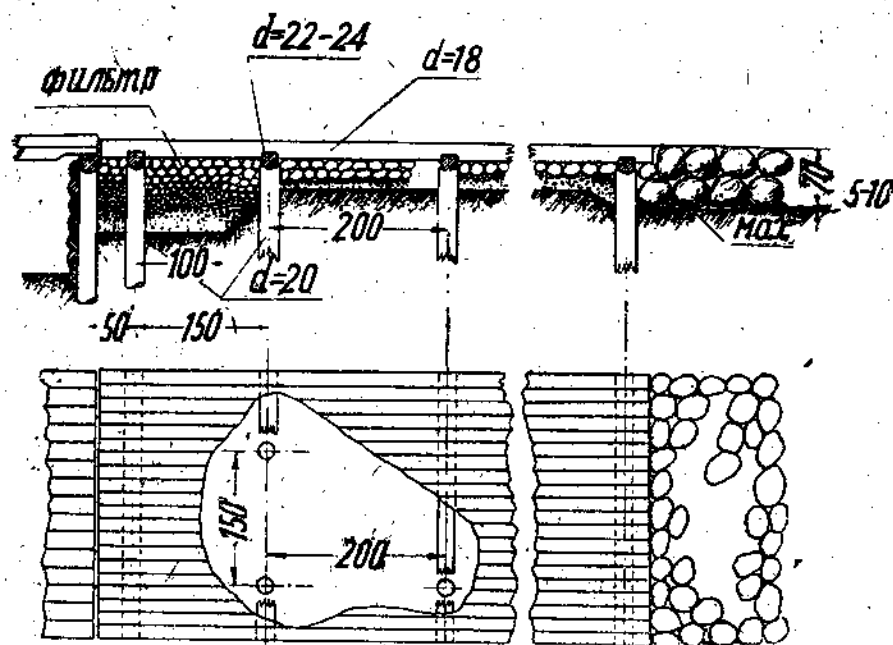
Чтобы не было высасывания грунта из-под пола движущимся с большой скоростью потоком, необходимо под полом насыпать слой камня, а под камнем слой гравия с крупным песком.

Непосредственно у водобоя сливным полом покрывается обратный фильтр.

Во всех случаях постройки плотины на грунтах, допускающих забивку свай, следует устраивать сливной пол из накатника, гарантирующий от размыва ближайший к плотине участок, при этом скорости течения могут быть до 10 м/сек.

Если через плотину не предполагается пропуск бревен, могущих ударять в сливной пол, или если пропуск льда производится при сравнительно большой глубине в нижнем бьефе, то на гладком сливном полу необходимо поместить бруссы шероховатости; они обтесываются с трех сторон, располагаются над каждой насадкой вертикальной гранью навстречу течению и прибиваются прочно ершенными болтами к насадкам. В этом случае прибивка накатника на промежуточных насадках может быть и не сделана; бруссы шероховатости притянут и накатник.

При скоростях течения до 2,0 м/сек крепление русла может быть сделано одиночной мостовой (черт. 139) из камней длиною около 0,30 м, уложенной тычком на слое подсыпки из гравия, и песка толщиной 0,20 м или на слое моха толщиной в деле около 5—10 см. Можно сделать мостовку и на слое хвостяной выстилки толщиной 20 см из тонкого хвороста, один слой которого укладывается поперек

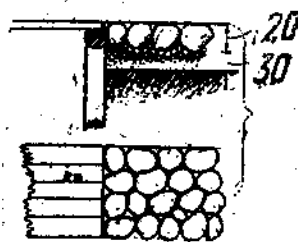


Черт. 138.

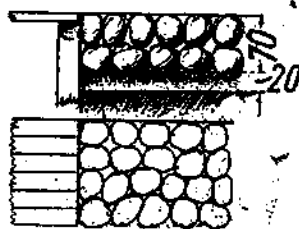
и другой вдоль течения; некоторая пловучесть хвостяной выстилки уменьшается устойчивостью каменной мостовки.

Если скорости больше 2,0 м/сек и меньше 4,0 м/сек, то необходимо делать двойную мостовую (черт. 140 и 141); верхний слой мостовки должен быть сделан из возможно крупных камней.

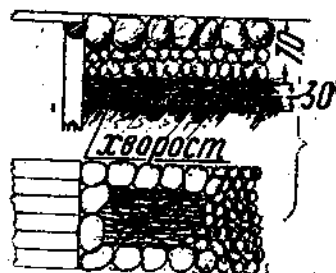
Подстилка может быть такая же, как и в одиночной мостовой.



Черт. 139.



Черт. 140.



Черт. 141.

Устойчивость камней увеличивается, если камень положить в плетеные квадратные клетки (черт. 142) размером 1,0 × 1,0 м с забивкою кольев через 0,5 м, на глубину около 1,0 м. Полезно концы кольев оставлять выше поверхности мостовки на 10—30 см для увеличения шероховатости.

Вместо плетней можно забить свайки (черт. 143) толщиной 15—20 см

в шахматном порядке; расстояние между сваями в продольном ряду 1,5—2,0 м, а между рядами 0,75—1,0 м, эти сваи создают упоры для камней. Так же как в плетнях нужно верх сваек сделать выше камней на 20—30 см. Глубина забивки свай должна быть не менее 1,5 м.

Каменную мостовую на грунтах слабых кладут на более мощный и прочный тюфяк из фашин (черт. 144), прибиваемый кольями примерно через 1,0 м.

В грунтах, не допускающих забивки свай, ближайший ответственный участок рисберм иногда делают из каменной наброски в рядах (черт. 145). Чтобы последние не всплывали, поперечные стенки ряжей на рубают наклонными, и камни, лежащие на них, своим весом удерживают деревянный каркас. Высота такого крепления делается около 1,5 м.

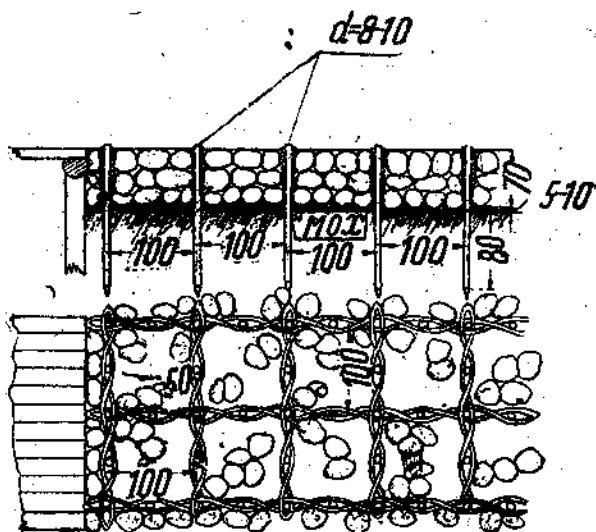
В плотинах с повышенным на небольшую величину флюэтом при наличии камня устраивают наклонную рисберму из каменной наброски на фашинном тюфяке (черт. 146).

Для увеличения шероховатости в пределах наклонной части забивают сваи, своими выступающими концами создающие шероховатость. На нижнем участке для гашения энергии устраиваются поперечные балки, приболченные к сваям (черт. 147); поперечные балки имеют нижнюю горизонтальную площадку и переднюю наклонную (под углом около 60° к горизонту) для отклонения струи кверху. Нижняя балка располагается на самой поверхности каменной рисбермы и снизу не обтесывается; вторая — через небольшой промежуток около 0,20 м.

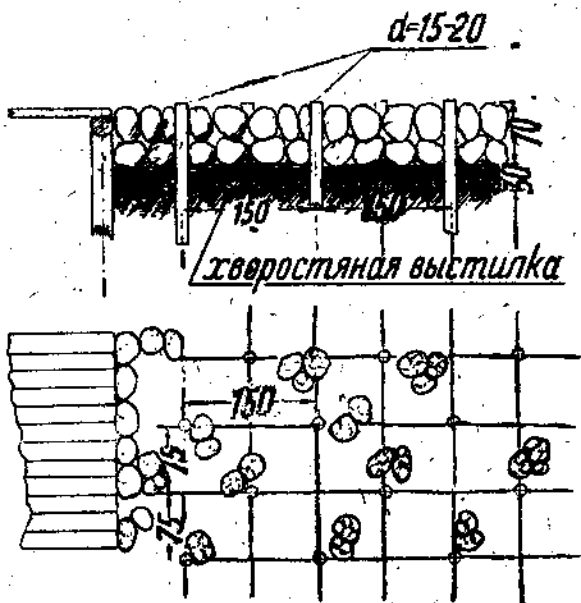
На рисберме следует установить 2-3 ряда таких балок на расстоянии один от другого не менее 2 м.

Возвышение верхней балки над поверхностью каменной рисбермы следует делать около 0,6 м, но при этом слой воды над балками должен быть достаточен для беспрепятственного пропуска ледохода, то есть не менее 1,0 м; в противном случае ограничиваются устройством только одной нижней балки или их вовсе не делают.

Рисбермы из камней следует делать без выравнивания поверхности для большей шероховатости и употреблять на устройство рисберм (по крайней мере верхнего ряда) возможно крупные камни и даже специально изготавливаемые на месте массивы из камней на цементном растворе.



Черт. 142.



Черт. 143.

2. Типы рисберм, ограничивающих размыв русла.

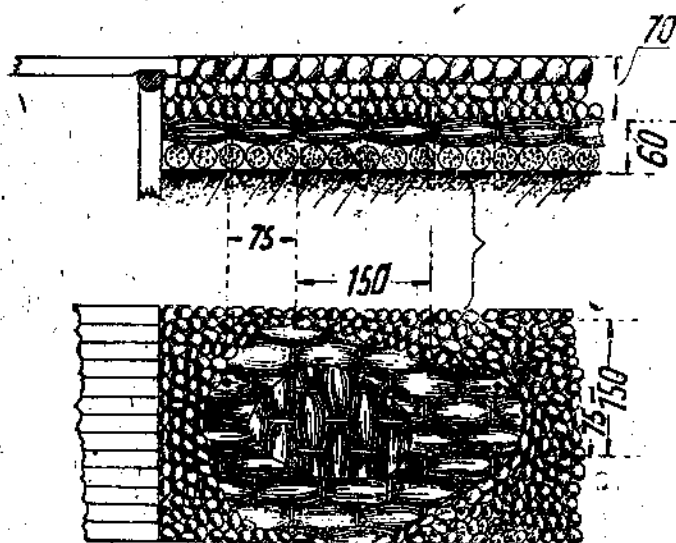
В тех случаях, когда по местным условиям необходимо делать длинную рисберму, может быть принято и другое решение. Возможно допустить размыв русла

реки на некотором расстоянии от плотины, а ближайший к сооружению участок защитить прочной рисбермой, чтобы целостность сооружения была обеспечена.

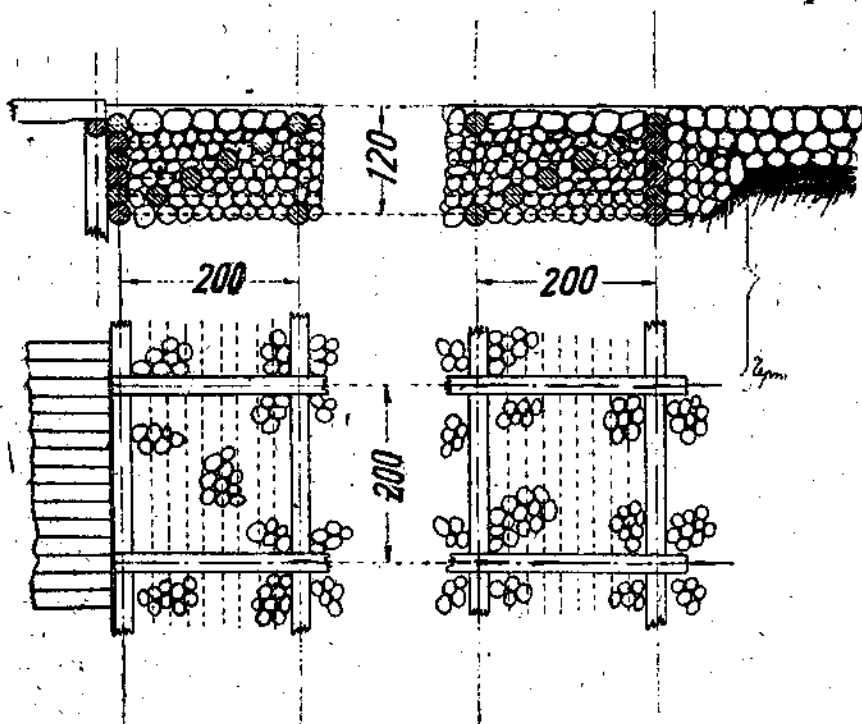
Отсюда вытекает необходимость такого устройства рисбермы, которое действительно смогло бы ограничить размыв русла реки до известного предела.

В простейшем виде такое решение показано на черт. 138, где сливная часть представляет собой деревянный пол длиной около 6,0 м, защищающий ближайший к плотине участок от размыва. Это простое устройство, приня-

тое для плотин на сплавных реках, где дно реки кроме размыва водой разрушается еще ударами бревен, вполне себя оправдало. Ниже сливного пола почти всегда

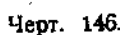


Черт. 144.



Черт. 145.

Все же ограничиваться только одним сливным полом рискованно, особенно для более ответственных плотин, чем сплавные.



Непосредственно ниже заборки или шпунта могут быть устроены деревянный плот системы Пфлетчингера—Лейфера или гибкая рисберма.¹

Плот располагается или горизонтально, или с небольшим встречным уклоном около 1:10.

Technical drawing of a mechanical part. The drawing shows a side view of a component with a total width of 50. The top section has a height of 20 and a width of 15. A 60° angle is indicated at the top left. The bottom section has a height of 20 and a width of 5. The part is labeled with dimensions $d=25$ and $d=20$.

Черт. 147.

Брусья или бревна прибиваются к насадкам, укрепленным на сваях с помощью

¹ См. об этом подробнее в труде инж. Б. Ф. Караулова и П. П. Орлова, Исследование явлений размываемости рисберм у судоходных плотин и меры борьбы с ними.

сквозных шипов с расклинкой. Сваи забиваются через 1,5—2,0 м в ряду, а поперечные ряды через 2,0 м.

Если не приходится ожидать ударов о плот плавающих предметов, то над каждой насадкой надо прибить брус шероховатости и прочно соединить его ершенными или винтовыми болтами с насадкой.

Устроенный таким образом плот будет предохранять русло реки от больших глубоких размывов.

Влекомые по дну крупные наносы проваливаются в промежутки под ним и несколько заполняют образующуюся вымощину.

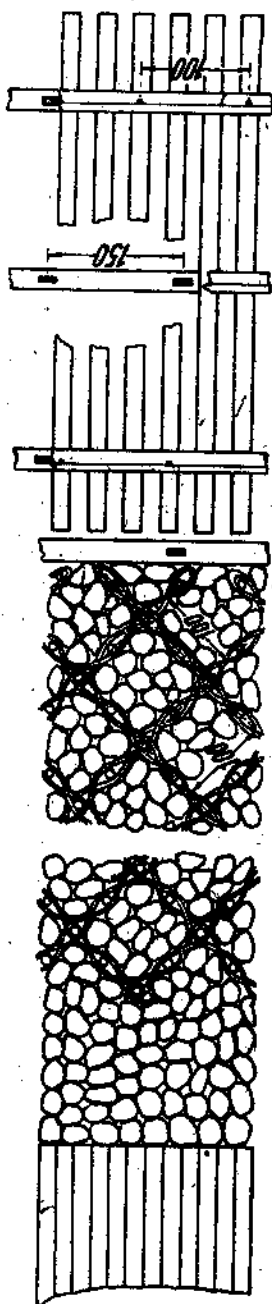
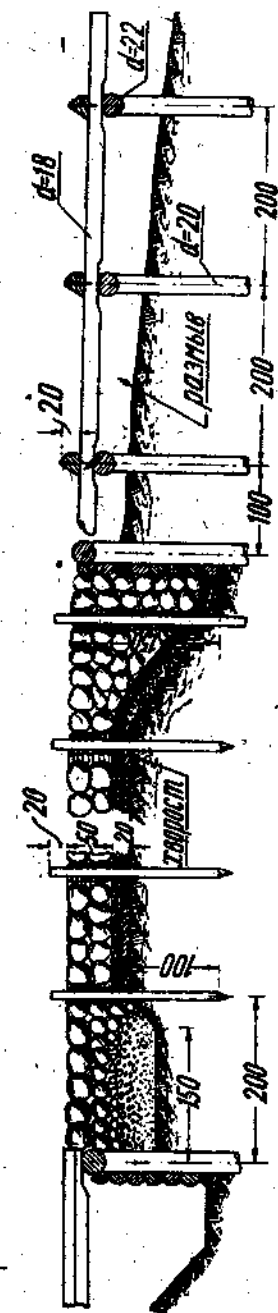
В случае, если в начале плота горизонт воды будет меньше, чем в конце (при соответствующей форме поверхности потока в нижнем бьефе), то под полом образуется обратное течение; на этот случай и оставляется упомянутый выше промежуток между плотом и шпунтом.

Глубина размыва под плотом не может быть установлена расчетом. При наличии большого количества наносов в реке образовавшаяся вымощина будет в некоторой степени засыпаться.

Длина такого плота может быть от 5 до 10 м. Длина гребенки около одной трети длины плота.

Подобного рода плоты могут быть сделаны пловучими и закреплены своим верхним концом со шпунтовой стенкой.

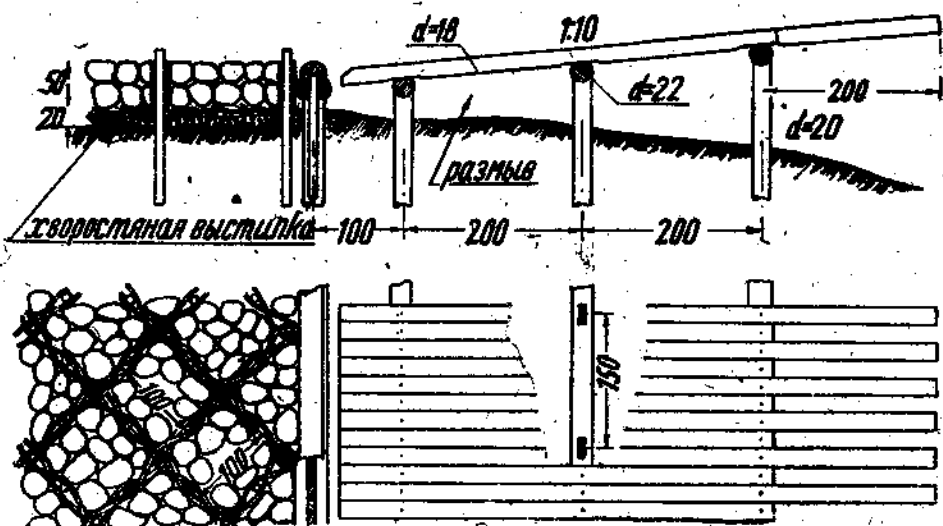
Однако вследствие постоянных колебаний пловучего плота быстро разрушаются его соединения с опрами и плот выходит из работы.



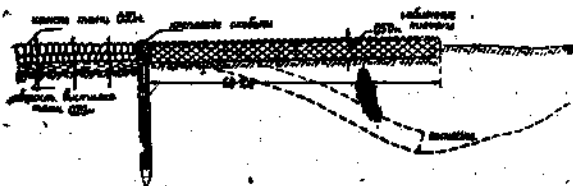
Черт. 148.

Другим средством, ограничивающим размывы русла, являются гибкие рисбермы.

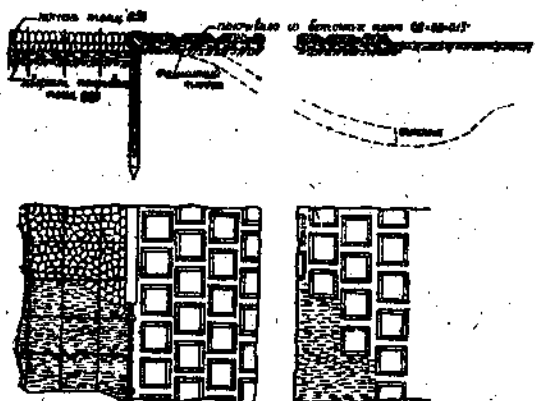
Применяя металл, можно указать на рисбермы из габионных тюфяков (камни в металлической сетке) (черт. 150) или гибкие покрывала из армированных бетонных плит (черт. 151) на фашинном тюфяке размерами $80 \times 80 \times 15$ см, соединенных между собою двумя рядами металлических креплений в продольном и поперечном направлениях.



Черт. 149.



Черт. 150.



Черт. 151.

В плитах надо делать сквозные дыры для устранения подсывающего действия потока.

Оба типа гибких рисберм в случае размыва русла реки будут опускаться нижним концом и при некоторой величине размыва займут наклонное положение по откосу вымощины и предупредят дальнейшее движение вымощины к сооружению.

Рисберма на фашинном тюфяке в таком виде, как она делается, также обладает гибкостью, но в случае наклона ее нижнего конца по откосу вымощины, камни скатываются в яму и рисберма может разрушиться. Разработка устойчивого типа такой дешевой рисбермы была бы весьма полезна.

ГЛАВА ШЕСТАЯ.

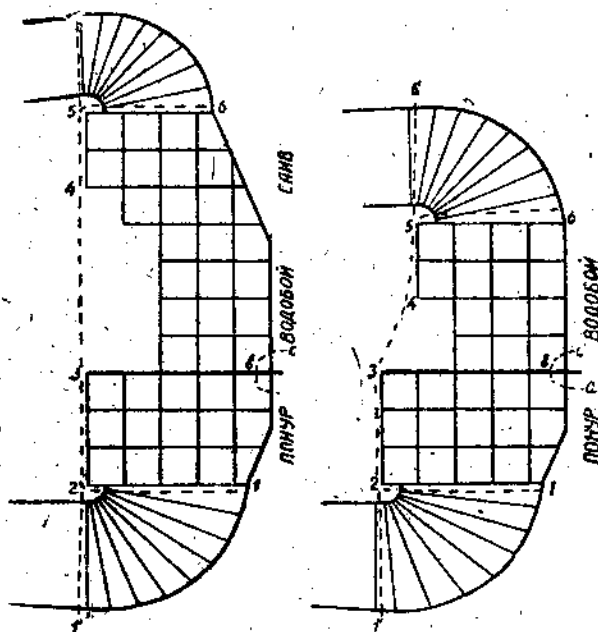
УСТОИ.

Каждая плотина, размещаясь поперек реки, своими концами примыкает к берегам; эти части плотины называются устоями. При крутом откосе устои врезаются непосредственно в берег, а при пологом — сопрягаются с берегом, чаще всего земляными дамбами. Устои определяют границы отверстия плотины.

Ниже рассмотрим два типа устоев: ряжевые и стоечно-обшивные.

§ 27. РАСПОЛОЖЕНИЕ И ОЧЕРТАНИЕ РЯЖЕВЫХ УСТОЕВ.

Ряжевые устои состоят из квадратных или прямоугольных клеток в стороне обычно 2,0 м, образуемых продольными и поперечными стенками. Очертание устоев в плане показано на черт. 152.



Черт. 152.

Передняя часть устоя в пределах понура имеет скошеннуюлицевуюстенкудляболее плавного входа воды в отверстие и для лучшего направления плавающих предметов при проходе их через плотину. Иногда и нижняя часть в пределах слива также скашивается в сторону берега для более плавного перехода больших скоростей потока, выходящего из отверстия плотины в более широкое русло к меньшим, бытовым, скоростям в реке; кроме того некоторое уширение отверстия на выходе устраняет или уменьшает образование водоворотов; в таком случае приходится несколько удлинять ряжевую нарубку в пределах слива, что влечет излишние расходы, не всегда оправдываемые на практике.

Ширина устоя (размер поперек реки) не одинакова в разных местах; наименьшая делается в середине длины устоя, примерно в верхней части водобоя (черт. 153). Верхний и нижний концы устоя уширяются для более глубокого соединения с берегом или дамбой; это примыкание устоев к берегу или дамбе должно быть так выполнено, чтобы сделать безопасной фильтрацию воды вокруг устоев. На это обстоятельство нужно обратить серьезное внимание, так как наблюдаются случаи разрушения плотин вследствие обхода воды вокруг устоя. Для предупреждения последнего необходимо избегать сопряжения устоя с берегами или дамбой по прямой линии и делать устои примерно такого очертания, как показано на черт. 152,

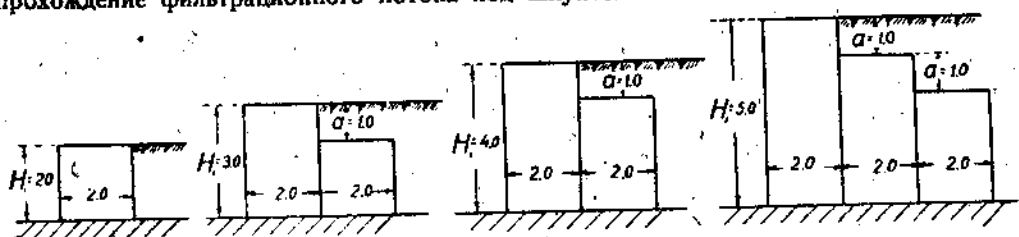
заглубляясь в берег несколькими ящиками верхней части устоя и хотя бы одним ящиком в нижней части.

Шпунтовые линии (королевую и понурную) необходимо делать под всей шириной ряжевой части устоя; при хорошем грунте возможно или постепенное уменьшение глубины забивки шпунта под последними ящиками, или некоторое повышение верха шпунта, при более высоком расположении нижних венцов в ящиках, заходящих глубоко в берег.

При слабых грунтах и по условиям производства работ (например зимой) королевой шпунт продолжается на некотором протяжении в берегу или дамбе за пределами устоя; верх такой шпунтовой линии располагается на уровне подпорного горизонта воды.

Следует иметь в виду, что движение воды вокруг устоя есть движение безнапорного потока со свободной верхней поверхностью, называемую кривой депрессии.

Если в теле земляной дамбы, примыкающей к устою, имеется продольный шпунтовый ряд, то фильтрационный поток должен обойти этот шпунт снизу по грунту основания. В этом случае кривая депрессии перед шпунтовой линией и ниже ее будет на разной высоте; эта разность высоты (напор) очевидно теряется на прохождении фильтрационного потока под шпунтом.



Черт. 153.

Наиболее опасным путем фильтрации вокруг устоя будет путь 1-2-3-4-5-6, идущий по сопряжению устоя с дамбой или берегом (черт. 152).

Величина заглубления устоя в берег или в дамбу, т. е. длина 1-2, должна быть не менее, удвоенной глубины погружения в грунт шпунтовой линии. Так, если длина шпунтовой сваи в деле, считая эту длину от понурной шапки и до нижнего конца шпунтовых свай, равна 3,5 м, то необходимая величина заглубления будет не меньше 7,0 м, считая ее от подошвы конуса, подходящего к углу скошенной части лицевой стены, т. е. примерно к середине первого ящика. Тогда поперечное сечение устоя в понуре нужно принять не менее как в 4 ящика по 2,0 м каждый.

Кроме того необходимо устоям дать такое заглубление, чтобы откос конуса 1-2 или 5-6, оканчивающийся на верху площадкой, расположился не ближе, чем на один метр от задней грани устоя.

Возвышение верха устоя над подпорным горизонтом воды принимается равным примерно одному метру, но не меньше 0,5 м.

§ 28. ДЕЙСТВУЮЩИЕ СИЛЫ.

На устои действуют распор грунта со стороны берега, стремящийся устоя сдвинуть и опрокинуть; сопротивляются этому распору вес самого устоя и соответствующие ему силы трения по плоскости возможного сдвига.

1. Полный и действующий вес ряжевого устоя.

Вес ряжевого устоя состоит из веса дерева и веса загрузки ряжевых клеток.

Пусть γ_1 — объемный вес дерева, равный 750 кг для 1,0 м³;

γ_2 — " " влажной загрузки, равный 1750 кг;

γ_3 — средний объемный вес ряжа с загрузкой;

c — расстояние между осями стенок; обычно 2,0 м;

a — толщина стенки, в среднем равная 0,20 м;

v — объем ряжа высотой H_1 , равный $c^2 \times H_1$;

Q — вес ряжа, равный $v \times \gamma_3$.

Вес ряжа в один ящик высотой в 1,0 м равен

$$\gamma_3 \cdot c^2 = 4 \frac{a}{2} c \gamma_1 + (c^2 - a)^2 \gamma_2,$$

откуда средний объемный вес ряжа (дерева и загрузки)

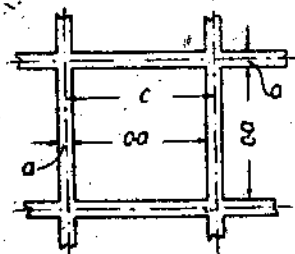
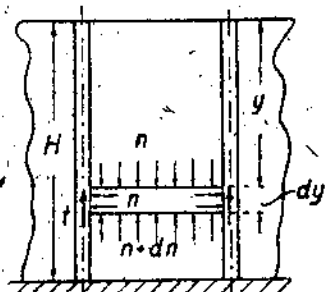
$$\gamma_3 = \frac{2ac\gamma_1 + (c-a)^2\gamma_2}{c^2} \quad (213)$$

При указанных выше значениях величин

$$\gamma_3 = 0,20 \gamma_1 + 0,81 \gamma_2$$

$$\gamma_3 = \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 2,0 \cdot 0,75 + (2,0 - 0,2)^2 \cdot 1,75}{2,0^2} = 1,57 \text{ т.}$$

Вес ряжа Q передается неравномерно на основание; загрузка ящиков, вследствие трения о стенки, удерживается последними и своим весом нагружает стенки. Только часть загрузки, преимущественно расположенная внизу, давит на грунт; величина этой части загрузки в среднем около 50%/о от всего ее веса; она больше для низких ряжевых ящиков и меньше для высоких, находясь кроме того в зависимости от размеров ящика и свойств грунта.



Черт. 154.

Иногда можно наблюдать явление, когда загрузка в ящиках задерживается на стенках, образуя своды над пустым пространством, из которого фильтрующаяся вода унесла грунт.

Образованию таких сводов способствуют зимние морозы, вследствие которых происходит промерзание грунта; поэтому весной нередко можно наблюдать описанное явление в тех сооружениях, в которых происходит вынос загрузки из ящиков. После оттаивания всей загрузки происходит заметная осадка грунта в ящиках, требующая дополнительной подсыпки.

Исходя из условий равновесия элемента загрузки в одном ящике (черт. 154), можно определить давление грунта; ¹ введем нижеследующие обозначения:

n — вертикальное давление грунта на 1,0 м²;
 n_1 — горизонтальное давление грунта на 1,0 м² стены, равное kn , где k в среднем 0,6;

t — сила трения, действующая на 1 м² вертикальной стенки, равная fn_1 , где

f — коэффициент трения грунта о стенку;

ω — площадь ящика между внутренними гранями стенки $(c-a)^2$;

p — внутренний периметр ящика, равный $4(c-a)$;

e — основание Неперовых логарифмов, равное 2,71828.

Тогда давления на 1,0 м² на глубине y будут равны:

$$\text{Вертикальное } n = \frac{\gamma_2}{\theta} (1 - e^{-\theta y}), \quad (214)$$

где

$$\theta = fk \frac{p}{\omega},$$

$$\text{горизонтальное } n_1 = \frac{\gamma_2 \omega}{fp} (1 - e^{-\theta y}), \quad (215)$$

$$\text{касательное } t = \frac{\gamma_2 \omega}{p} (1 - e^{-\theta y}). \quad (216)$$

¹ Бетонно-строительный справочник и проф. Б. Ю. Калинович. О расчете ряжевых стен. Труды Ленингр. ин-та нах. водного транспорта. Выпуск 1, 1932 г.

Сумма сил трения T по всему периметру p и всей высоте ряжа H_1

$$\Sigma t = T = p \int_0^{H_1} t = p \int_0^{H_1} \frac{\gamma_2 \omega}{p} (1 - e^{-\theta y})$$

$$T = \gamma_2 \omega \left[H_1 = \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right]. \quad (217)$$

Очевидно, что ряжевый каркас будет давить на площадь, им занимаемую, или на сваи, на которых он может быть расположен, не только силою своего веса, но и еще некоторой добавочной силой, равной весу той части загрузки, которая силами трения о стенки удерживается на последних; величина добавочной силы, как следует из вывода формулы (217), равна сумме сил трения T .

Итак, давление, передаваемое ряжевými стенками на основание, будет равно весу дерева q и сумме сил трения T .

$$Q_1 = q + T = 2ac\gamma_1 H_1 + \omega\gamma_2 \left[H_1 - \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right] \quad (218)$$

Проф. Б. Ю. Калинович в своей работе „О расчете ряжевых стен“ называет его „действующим весом“ ряжевой стенки.

Отнеся этот вес ко всему объему ряжевого ящика $V = c^2 H_1$, получим действующий объемный вес ряжа

$$\gamma_4 = \frac{Q_1}{V} = \frac{2ac\gamma_1 H_1 + \omega\gamma_2 \left[H_1 - \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right]}{c^2 H_1} \quad (219)$$

Подсчитав полный вес ряжевой стенки $Q = V \cdot \gamma_3 = q + \omega\gamma_2 H_1$ по ее среднему объемному весу γ_3 (форм. 213) и действующий вес ряжа Q_1 , по формуле (218), определяем, какая часть из общего веса Q передается на основание ряжевými стенками; величину $K'_1 = \frac{Q_1}{Q}$ назовем коэффициентом передачи

$$K'_1 = \frac{Q_1}{Q} = \frac{2ac\gamma_1 H_1 + \omega\gamma_2 \left[H_1 - \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right]}{2ac\gamma_1 H_1 + \omega\gamma_2 H_1} \quad (220)$$

Для разной высоты ряжевой стенки этот коэффициент передачи различен; так, для принятых ниже значений a , c , f , γ_1 и γ_2 коэффициент передачи изменяется от 0,322 при $H_1 = 1,0$ м и до 0,813 при $H = 8,0$ м, как это видно из таблицы 40. В этой же таблице приведены еще коэффициенты передачи K'_2 , показывающие, какая часть загрузки (а не всего веса ряжевой стенки) передается на стенки; при этом

$$K'_2 = \frac{T}{Q - q} = \frac{\omega\gamma_2 \left[H_1 - \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right]}{\omega\gamma_2 H_1}$$

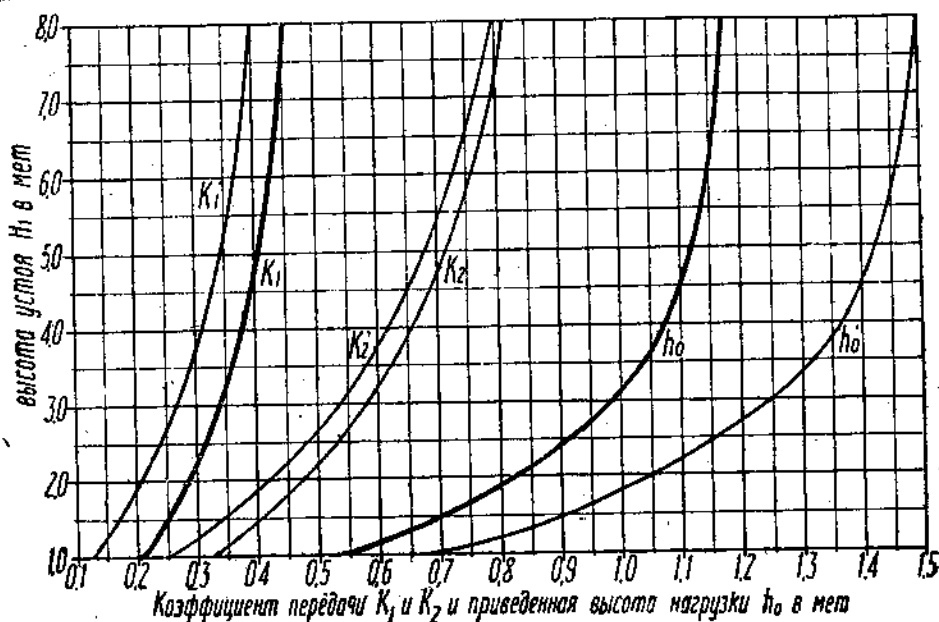
После сокращения $K'_2 = 1 - \frac{1}{\theta H_1} (1 - e^{-\theta H_1})$. (221)

По величине коэффициента передачи K'_2 видно, что уже при высоте ряжевого ящика в 3,0 м и выше больше половины веса нагрузки передается на стенки, достигая 80% при высоте устоя в 8,0 м; величина этих коэффициентов передачи есть максимальный предел.

С другой стороны, если предположить, что загрузка в ряжевых ящиках так утрамбована, что ее состояние не отличается от состояния в толще грунта в таких же условиях, и причин, вызывающих осадку грунта, не существует (например нет выноса частиц грунта фильтрационным потоком), то вес загрузки не будет передаваться на стенки.

Ряжевые устои загружаются обычно песчано-глинистым грунтом с незначительным содержанием глины (до 30%) или песком; силы сцепления у такого грунта сравнительно невелики, и в случае осадки нижних слоев грунта в ряжевых ящиках загрузка будет осыпаться вниз.

Кроме того и по времени величина K_2 , а значит, и K_1 , будет меняться для разных ящиков различно. Загрузка ряжевых ящиков, примыкающих к лицевым стенкам, в большей степени подвергается выносу фильтрующей водой, но она и более подвижна, так как состоит из песчаного грунта; загрузка внутренних ящиков часто содержит значительный процент глины, но она менее подвержена выносу и осадкам.



Черт. 155. График № 24 для определения коэффициентов передачи K и приведенной нагрузки h_0 — при расчете ряжевых устоев. K_1 — коэффициент передачи расчетный для всего ряжа; K'_1 — коэффициент передачи расчетный только для загрузки; K_2 — коэффициент передачи предельно большой для всего веса ряжа; K'_2 — коэффициент передачи предельно большой только для загрузки; h_0 — приведенная нагрузка в м на основание под устоем при $\gamma = 2,0$; h'_0 — приведенная нагрузка в м на основание под устоем при $\gamma = 1,57$.

Изменение влажности грунта также влияет на величину коэффициента передачи.

Мы считаем, что подсчитанные по вышеизложенным формулам предельные коэффициенты передачи велики для расчета.

В среднем для устоя следует учесть передачу на стенки лишь только половину той части веса собственно загрузки T (форм. 217), которая является наибольшей.

Соответствующими такому условию коэффициентами передачи K_1 и K_2 и следует пользоваться при расчетах.

$$\text{Тогда } K_1 = \frac{q + \frac{1}{2} T}{Q} = \frac{2ac\gamma_1 H_1 + \frac{1}{2} \omega \gamma_2 \left[H_1 - \frac{1}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \right]}{2ac\gamma_1 H_1 + \omega \gamma_2 H_1} \quad (222)$$

$$K_2 = \frac{\frac{1}{2} T}{Q - q} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2\theta H_1} (1 - e^{-\theta H_1}). \quad (223)$$

¹ Намеченные по плану Ц. Научно-исслед. ин-та водн. трансп. опыты дадут основание установить коэффициент передачи K более точно.

Для наиболее употребительных значений величины, входящих в выражения для K_1, K_2, K_1' и K_2' , сделаны подсчеты, они сведены в нижеследующей таблице 40 и представлены на графике № 24 (черт. 155); при этом $c=2,00$ м, $a=0,20$ м (понимая в этом случае под значением a среднюю толщину стенки, большинство которых рубится из леса диам. 20—22 см) $\gamma_1=750$ кг, $\gamma_2=1750$ кг, $f=0,45$; при значениях, близких к указанным, величины коэффициентов передачи K мало меняются и могут быть взяты из таблицы.

Таблица 40.

Коэффициенты передачи для ряжевых устоев.

Высота устоя H_1 , м	Предел. коэфф. передачи		Приведенная к весу грунта высота нагрузки на основание под устоем $h_0 = (1 - K_1') H_1$ при объемном весе грунта основания		Расчетные коэфф. передачи	
	Для полного веса устоя K_1'	Только для загрузки K_2'			Для полного веса устоя K_1	Только для загрузки K_2
			1,57 м	2,00 м		
1	2	3	4	5	6	7
1	0,322	0,250	0,678	0,532	0,208	0,125
2	0,475	0,420	0,050	0,825	0,285	0,210
3	0,581	0,540	1,257	0,988	0,340	0,270
4	0,658	0,620	1,368	1,073	0,377	0,310
5	0,715	0,680	1,425	1,119	0,405	0,340
6	0,756	0,731	1,460	1,147	0,426	0,366
7	0,789	0,776	1,480	1,162	0,442	0,383
8	0,813	0,794	1,496	1,174	0,454	0,397

Давление загрузки, передаваемой на грунт по площади $w = (c - a)^2$ при высоте ряжа H_1 по формуле (214) равняется

$$Q_{2(v=H_1)} = n \cdot w = \frac{\gamma_2 w}{\theta} (1 - e^{-\theta H_1}) \quad (224)$$

Величина этой вертикальной силы Q_2 может быть выражена высотой слоя грунта.

Считаем силу Q_2 равномерно распределенной по всей площади основания, занимаемой соответственной частью устоя. Если принять объемный вес грунта равным среднему весу устоя γ_3 (форм. 213), то нагрузка выразится высотой h'_0 , равной высоте той части устоя, которая соответствует части веса Q_2 , а именно

$$h'_0 = (1 - K_1') H_1 \quad (225)$$

Эту нагрузку на основание под устоем можно выразить приведенную к весу грунта основания γ_4 высотой h_0

$$h_0 = \frac{\gamma_3}{\gamma_4} (1 - K_1') H_1 \quad (226)$$

Так например, для ряжевого ящика высотой в 4,0 м, по таблице 40 максимально 65,8% его общего веса передается деревянными стенками на основание, а остальная часть его веса в 34,2% давит непосредственно на грунт. Распределяя эту силу равномерно по всему основанию ящика между осями стенок, получим, что вертикальная сила Q_2 соответствует давлению равномерно распределенной нагрузки, выраженной высотой столба грунта $h'_0 = 4,0 \times 0,342 = 1,368$ м при объемном весе,

равном среднему весу всего ряжевого ящика. Если вес 1 м³ ряжа принять равным 1,57 т, а объемный вес грунта основания — 2,0 т, то приведенная к весу грунта основания равномерно распределенная нагрузка

$$h_0 = 1,368 \frac{1,57}{2,00} = 1,368 \times 0,785 = 1,07 \text{ м.}$$

Подобным образом подсчитаны для других высот ряжевых ящиков приведенные нагрузки и даны в 5-й графе табл. 40.

Итак следует, что грунт в основании под устоями нагружен равномерно распределенной нагрузкой, выраженной упомянутой выше приведенной высотой h_0 .

Очевидно сумма сил T и Q_2 (формулы 217 и 224) должна быть равна весу загрузки $Q_3 = \gamma_2 \omega H_1$; действительно:

$$T + Q_2 = \gamma_2 \omega \left[H_1 - \frac{1}{\theta} \left(1 - e^{-\theta H_1} \right) \right] + \frac{\gamma_2 \omega}{\theta} \left(1 - e^{-\theta H_1} \right) = \gamma_2 \omega H_1.$$

При расчетах достаточно подсчитать полный вес ряжевой стенки Q , по табл. 40, в зависимости от высоты стенки, взять соответствующий расчетный коэффициент передачи K_1 для полного веса стенки и вычислить величины силы $Q_1 = K_1 Q$, передаваемой на основание ряжевными стенками, и вес загрузки $Q_2 = Q - Q_1$, который давит непосредственно на основание по площади $\omega = (c - a)^2$.

В случае, если высота ряжевых ящиков не одинакова, то без большой погрешности можно принять для заднего, более низкого ящика, тот же коэффициент передачи действующего веса, что и для высокого.

Если на устое находится верхнее строение служебного или проезжего моста, то вес его, выраженный равномерно распределенной нагрузкой, передается на ряжевый каркас устоя и следовательно добавляется к величине действующего веса.

Часть веса моста с пролета передается на лицевую стену устоя сосредоточенными силами в местах расположения прогонов и лицевой стеной распределяется равномерно на все поперечные стенки устоя, расположенные в пределах ширины моста и соседние с ним стены по сторонам.

При наличии скошенной лицевой стены в первом от короля ящике понурной части плотины, распределение нагрузки производится лишь на соответствующие поперечные стенки в водобое.

Подобным образом распределяются временные нагрузки от сосредоточенных грузов на проезжем мосту.

Поперечное сечение ряжевого устоя изображено на черт. 156 для плотины с напором над порогом $H_{\text{ж}}$. Возвышение верха устоя над подпорным горизонтом воды принято равным одному метру. Полную высоту устоя при расчете его на устойчивость следует считать от самого низа, т. е. от середины высоты насадок, на которых располагаются нижние венцы нарубки. Возвышение порога над серединой насадок — около 0,40 м. Полная высота устоя $H_1 = (H + 1,0 + 0,4)$ м. Расчетom проверяется сечение с наименьшей шириной, которое бывает обычно в водобое, с квадратными ящиками при расстоянии между осями стенок $c = 2,0$ м; причем задний ящик часто нарубается только до отметки подпорного горизонта воды или даже ниже. Расчет производится для случая, когда воды на водобойном полу нет.

Вес первого ящика обозначим q_1 , второго q_2 , третьего q_3 , вес земли над третьим ящиком q_4 . Для вычисления веса q_1 , q_2 и q_3 необходимо соответствующие объемы частей устоя между осями стенок помножить на средний объемный вес λ_3 по формуле 213. Полный вес устоя $Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$. Расстояние x_1 центра тяжести устоя от нижнего крайнего ребра A определится из уравнения моментов

$$Qx_1 = q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3 + q_4 l_4$$

$$x_1 = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3 + q_4 l_4}{Q}$$

Действующий вес $Q_1 = kQ$, где k берется по таблице 40 для высоты устоя H_1 . Очевидно, что центр тяжести действующего веса будет совпадать с центром

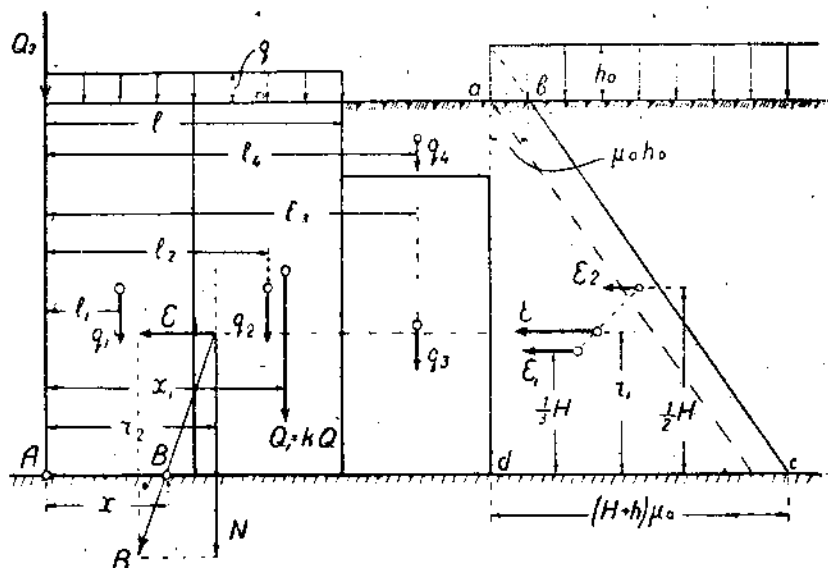
тяжести полного веса, если, конечно, коэффициент передачи k принимается одинаковым для всех частей устоя, как это у нас и обусловлено. Следовательно оставшая часть веса устоя $Q_2 = Q - Q_1$ давит непосредственно на грунт основания по площади $(c - a)^2$ в каждом ящике.

2. Давление грунта.

Грунт, насыпанный к устью со стороны берега или дамбы, давит на устой с некоторой силой E_1 , называемой распором грунта; при горизонтальной поверхности земли величина распора на 1 пог. м устоя выражается известной формулой

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H_1^2, \text{ если } \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \mu_a$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \mu_a H_1^2, \quad (227)$$



Черт. 156.

где E_1 — распор грунта в m ;

γ_0 — объемный вес грунта засыпки в m ;

φ — угол естественного откоса;

H_1 — высота загрузки за устьем, обычно равная высоте устоя в м.

Величина μ_a определяется по графику № 21 (черт. 102), а величина E_1 по форм. 227.

Направление действия распора принимаем горизонтальным и расстояние точки приложения этой силы от низа устоя на одной трети высоты слоя загрузки H .

Если на поверхности земли будет находиться равномерно распределенная нагрузка с приведенной высотой h_0 (черт. 156), то величина распора E будет равна

$$E = \frac{1}{2} \mu_a H_1 \left(H_1 + 2h_0 \right) \quad (228)$$

и представится трапецией $abcd$, с верхним основанием $\mu_a h_0$ и нижним $(H_1 + h_0) \mu_a$; центр тяжести трапеции или точка приложения распора, считая от низа устоя, определится из формулы

$$r_1 = \frac{H_1}{3} \cdot \frac{H_1 + 3h_0}{H_1 + 2h_0} \quad (229)$$

Однако при определении суммарного момента от распора иногда бывает проще отдельно вычислять момент от распора

$$E_1 = \frac{1}{2} \mu_a H_1^2 \text{ с точкой приложения на высоте } \frac{H_1}{3}$$

и

$$E_2 = \mu_a H_1 h_0 \text{ " " " " " " " " } \frac{H_1}{2}$$

Величина распора зависит от характера грунта засыпки и в обычных условиях $\gamma_s = 1,8 \text{ т}$, как для песчано-глинистого грунта естественной влажности с соответствующим углом естественного откоса ϕ , например, равным 30° . При наличии грунтовых вод засыпка может быть насыщенной водой например с $\gamma_s = 2,0 \text{ т}$ и $\phi = 20^\circ$, на этот случай, если он имеет место, надо делать подсчет величины распора. Весною во время таяния или сразу после спада воды в нижнем бьефе также будет давление на устой насыщенного водою грунта.

§ 29. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ.

1. Проверка на опрокидывание.

Распор грунта (черт. 156) стремится опрокинуть устой вокруг нижнего наружного ребра A ; величина опрокидывающего момента

$$M_{\text{опр}} = E r_1. \quad (230)$$

где r_1 расстояние по вертикали от нижнего ребра до точки приложения равнодействующей горизонтальных сил E по формуле (229).

Препятствует опрокидыванию величина действующего веса устоя Q_1 и все вертикальные силы, воспринимаемые устоем, а именно: вес той части моста, которая расположена на устое, в виде равномерно распределенной нагрузки q на длину l ; вес моста Q_3 от половины пролета, передаваемый на лицевую стенку устоя, в виде сосредоточенной силы, проходящей через точку вращения A , и другие нагрузки, если они имеются. Тогда удерживающий момент

$$M_{\text{уд.}} = Q_1 x_1 + q l \frac{l}{2} + Q_3 = N r_2,$$

где N — сумма всех вертикальных сил,

r_2 — расстояние по горизонтали силы N от нижнего крайнего ребра A .

Необходимо, чтобы имел место запас устойчивости; коэффициент запаса

$$\eta_0 = \frac{M_{\text{уд.}}}{M_{\text{оп.}}} \geq 1,4.$$

Этот коэффициент запаса обычно бывает весьма большой и указанной проверки можно не производить.

2. Проверка на скольжение.

Сила распора стремится устоя сдвинуть. Если устоя расположен на сваях, то они и препятствуют его сдвигу; однако, как видно из конструкции флютбета (прилож. 28), ряды свай соединены сквозными насадками, идущими поперек реки от одного устоя до другого; поэтому горизонтальные силы двух противоположных устоев взаимно уничтожаются. Если между устоями имеется одно большое отверстие (несколько десятков метров), то необходимо проверить сваи под устоем на их прочность при действии одновременно горизонтальной силы распора и вертикальной нагрузки (см. § 22). Однако ряжевый устоя может сдвинуться в горизонтальной плоскости по какому-либо шву между венцами; наиболее опасной плоскостью сдвига будет самая нижняя, проходящая по верху насадок, на которых лежат нижние венцы. Сопротивлением сдвигу врубок и забитых ершенных болтов пренебрегаем.

Сдвигающая сила равна распору E .

Сопротивляться сдвигу будут две силы трения: одна сила трения деревянного каркаса по насадкам и вторая сила трения засыпки по грунту основания.

Первая сила равна произведению коэффициента трения дерева по дереву f_1 на сумму всех вертикальных сил, передаваемых деревянным каркасом на насадки, а именно: действующему весу Q_1 , весу моста в пределах устоя ql и весу моста от половины пролета Q_3 ; вторая сила при коэффициенте трения грунта по грунту f_2 и весе части устоя $Q - Q_1$ равна $f_2(Q - Q_1)$.

Итак, сила, сопротивляющаяся сдвигу, равна $F = (Q_1 + ql + Q_3)f_1 + (Q - Q_1)f_2$. Коэффициент запаса на скольжение

$$\eta_c = \frac{F}{E} \leq 1,40.$$

При ряжевом флутбете также можно не делать проверки на сдвиг устоя по грунту, так как сдвигающие силы двух противоположных устоев будут взаимно уничтожаться.

Если при больших отверстиях все же производится проверка устоя на скольжение, нужно иметь в виду, что сопротивляться сдвигу будет сила трения по основанию, равная Nf , где N есть равнодействующая всех вертикальных сил (полного веса устоя и нагрузок), f — коэффициент трения ряжевого устоя по грунту.

Необходимо, чтобы коэффициент запаса на скольжение

$$\eta_{ск} = \frac{N \cdot f}{E} \geq 1,40. \quad (231)$$

3. Проверка на перекашивание.

Ряжевые устои могут подвергнуться еще одному виду деформаций, свойственному исключительно подобного рода конструкциям.

Под влиянием горизонтальных сил ряжевый каркас из прямоугольной формы $abcd$ может обратиться в параллелограмм $ab'c'd$, как это показано на черт. 157.

Проверка на перекашивание производится по формуле проф. Герсевича. Чтобы не произошло перекашивания, необходимо принять ширину устоя

$$B \geq \frac{2E_1}{f\gamma_3} + \frac{\gamma_5 H_1 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{3f\gamma_3} + \frac{p \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{f\gamma_3}, \quad (232)$$

где γ_3 — объемный вес ряжевого устоя в m ;

γ_5 — " " " грунта в засыпке за устоем в m ;

φ — угол естественного откоса " " " " в градусах

p — нагрузка на поверхность $b-c$, совпадающую с верхом устоя, в тоннах на m^2 ;

H_1 — высота устоя в m ;

f — коэффициент трения грунта загрузки в ряжах;

E_1 — равнодействующая всех горизонтальных сил, приложенных к надстройке $begh$, опирающейся на устой, в пределах одного погонного метра.

Если ряжевая стенка находится в воде, то γ_3 и γ_5 есть объемный вес ряжа и грунта, взвешенного в воде.

В ряжевых плотинах обычно не бывает надстроек, которые подвергались бы действию горизонтальных сил и потому формула (232) примет следующий вид, если положить $E_1 = 0$:

$$B \geq \frac{\gamma_5 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{f\gamma_3} \left(\frac{H_1}{3} + \frac{p}{\gamma_5}\right) = \frac{p_a}{f\gamma_3} \left(\frac{H_1}{3} + \frac{p}{\gamma_5}\right). \quad (233)$$

Если и нагрузка $p = 0$, то

$$B \geq \frac{p_a H_1}{3f\gamma_3}. \quad (234)$$

Необходимая ширина ряжевого устоя по формулам (233) или (234) всегда получается меньше той, которая устанавливается по всем другим соображениям; поэтому лишь в тех случаях, когда поперечное сечение принимается очень малым, следует сделать проверку его на перекашивание.

Устой с разной высотой ящиков (с уступом) можно проверять по частям; сперва верхнюю менее широкую часть, а затем нижнюю более широкую, рассматривая вышележащую уже проверенную верхнюю часть, как надстройку. За величину p в последнем случае надо принимать вертикальное давление грунта и нагрузки по плоскости уступа (по верху широкой части устоя).

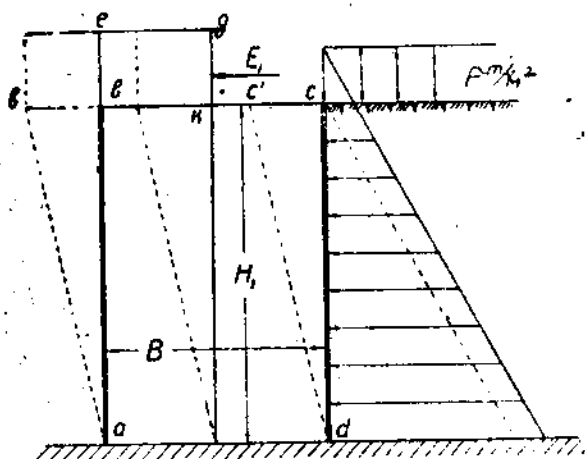
Пример. Проверим на перекашивание устоя (черт. 168) высотой $H_1 = 5,3$ м при следующих данных, принятых для его расчета:

$$\left. \begin{aligned} p &= 0,40 \text{ т/м}^2, \\ \gamma_3 &= 1,57 \text{ т}, \\ \gamma_5 &= 2,0 \text{ т} \\ \varphi &= 25^\circ \\ f &= 0,35. \end{aligned} \right\} \mu_a = 0,91,$$

Ширина ряжевого устоя должна быть не меньше

$$B \geq \frac{0,91}{0,35 \cdot 1,57} \left(\frac{5,3}{3} + \frac{0,4}{2,0} \right) = 3,26 \text{ м.}$$

Принятая ширина устоя в 6,0 м много больше необходимой по проверке на перекашивание.



Черт. 157.

§ 30. Расчет свай на вертикальную нагрузку.

Во всех случаях, когда позволяет грунт, ряжевые устои располагаются на сваях.

Сваи могут погружаться в грунт разными способами: только забивкой бабой, забивкой с помощью струи воды, размывающей грунт у нижнего конца сваи и облегчающей погружение сваи в грунт, а бетонные армированные сваи могут бетонироваться прямо на месте, в подготовленном для сваи отверстии в грунте. Деревянные сваи в рассматриваемых низконапорных плотинах обычно погружаются в грунт простой за-

бивкой; этот способ погружения свай мы и будем иметь в виду в дальнейшем.

Находящаяся в грунте свая способна выдерживать некоторую нагрузку, величина которой, очевидно, должна быть меньше предельного сопротивления сваи, при котором не происходит дальнейшего погружения сваи в грунт. Это сопротивление (черт. 158) сваи складывается: 1) из сопротивления нижнего конца сваи, стремящегося выпереть грунт, и 2) из сопротивления ствола сваи, представляющего собою сумму сил трения свай о грунт, вызываемых давлением грунта на сваю.

В случае, если свая нижним концом дошла до очень плотного грунта (скалы и камня), то предельное сопротивление сваи определится из условия прочности самой сваи; величина этого сопротивления будет равна силе, вызывающей допустимые сминающие напряжения торца сваи, а именно

$$N = \omega [n_c], \quad (235)$$

где ω — сминаемая площадь сваи,

$[n_c]$ — допускаемое напряжение на смятие торца сваи.

Так, для свай диаметром 22 см, воспринимающей нагрузку всей площадью

поперечного сечения $\omega = 380 \text{ см}^2$ и при $[k_c] = 48 \text{ см}^2$ предельная нагрузка на сваю

$$N = 48 \times 380 = 18\,240 \text{ кг} = 18,24 \text{ т.}$$

В большинстве случаев сваи забиваются в более или менее однородный земляной грунт и предел их сопротивления при вертикальной нагрузке определяется:

1. Прочностью самой сваи или соединенных с нею элементов конструкции, о чем см. ниже в § 31 п. 4.

2. Свойствами грунта и возникающими в грунте и действующими на сваю силами.

К рассмотрению второго явления мы и перейдем, определяя величины сопротивления отдельно для нижнего конца и для ствола сваи.

Следует иметь в виду, что точного решения вопроса о сопротивлении свай не имеется и предлагаемый ниже способ расчета лишь весьма приближенный.

В каждом частном случае постройки сооружений для определенных грунтовых условий допустимая нагрузка на разные сваи может быть определена наиболее точно только путем пробных статических нагрузок на забитие сваи. Однако этот способ очень дорогой и прибегать к нему приходится лишь на крупных строительствах.

Можно пользоваться также динамическим методом, например, по формуле Брикса

$$N = \frac{H \cdot Q^2 q}{kh(Q + q)^2}, \quad (236)$$

где N — допустимая на сваю нагрузка в кг;

Q — вес бабы в кг;

q — вес сваи в кг;

H — высота падения бабы в см;

h — отказ сваи в см, определяемый как средняя величина погружения сваи от одного из 5—10 последних ударов;

k — коэффициент запаса, равный в среднем пяти.

По этой формуле легко вычислить допустимую нагрузку по величине отказа и наоборот.

Наблюдения показывают, что иногда сваи, забитые до отказа, через некоторый промежуток времени в тех же условиях при повторной забивке погружаются в грунт значительно легче, чем до перерыва. Бывает и наоборот, когда после временного прекращения бойки, резко повышается сопротивление сваи.

Поэтому динамический метод является ненадежным.

Для проектировки все же нужно иметь примерные данные о допустимых нагрузках раньше начала строительства, и потому ниже мы кратко излагаем один из способов расчета свай на вертикальную нагрузку.

1. Сопротивление нижнего конца свай (острия).

Свая передает нагрузку на грунт своим нижним концом, стремясь его выпереть.

Заостренный конец сваи при глубине забивки h , с наклоненной к вертикали гранью под углом α (черт. 158), в условиях предельного равновесия грунта, при котором горизонтальное напряжение в грунте достигает своего максимума,

$$\gamma_4 h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = h \mu_p,$$

вызывает вертикальную реакцию грунта, соответствующую несколько большему напряжению, чем вышеупомянутое.

Из условий равновесия сил, действующих на острие сваи, сопротивление грунта¹ под острием сваи равно

$$N_1 = a \omega \gamma_4 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) h = a \omega \mu_p h, \quad (237)$$

¹ См. вывод в книге К. М. Добровольского. Расчет свайных оснований 1929.

где N_1 — сопротивление острия сваи в m ;
 γ_1 — объемный вес грунта основания в m ;
 ω — площадь поперечного сечения сваи в m^2 ;
 h — глубина погружения сваи в грунт в m ;
 a — коэффициент равный

$$\left[\frac{1}{(\cos \alpha - f \sin \alpha) \frac{\sin \alpha}{f} + \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \right];$$

f — коэффициент трения сваи по грунту;

φ — угол естественного откоса грунта;

α — угол, образуемый наклонной гранью острия с вертикалью.

Интересно отметить, что минимальное значение коэффициента a , соответствующего наиболее легкому проникновению сваи в грунт, получается при угле $\alpha \approx 31^\circ$.

На практике обычно угол делается равным около 15° , а соответствующий ему угол заострения сваи равным около 30° .

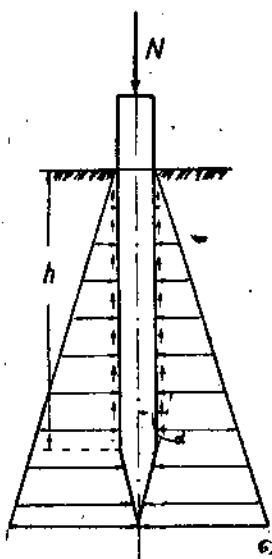
Для разных углов α при указанных ниже коэффициентах трения сваи о грунт f , приводятся значения коэффициента a при $\alpha = 15^\circ$.

Таблица 41.

φ	f	a
45°	0,55	1,80
40°	0,50	1,53
35°	0,50	1,43
30°	0,45	1,21
25°	0,40	1,04
20°	0,30	0,83
15°	0,20	0,58

Для случаев расчета сваи в основании плотин коэффициент a можно в среднем принимать равным 1,15; это обстоятельство показывает, что сопротивление конца сваи в среднем на 15% больше величины отпора $\omega p h$ на глубине h , действующего на площадь поперечного сечения сваи ω .

Определяемое по формуле (237) сопротивление острия представляет лишь ту силу, которая вызывается в самом грунте; кроме того на конец сваи действует еще давление воды, направленное снизу вверх. Однако в виду малого значения этой силы мы ею пренебрегаем.



Черт. 158.

2. Сопротивление ствола сваи.

Сопротивление грунта поверхности ствола сваи определяется величиной сил трения, вызываемых давлением грунта на сваю; величина этого давления различными авторами принимается различной: одни считают, что это давление равно величине отпора, другие только величине распора, а третьи предлагают принимать промежуточные значения. В виду недостаточно ясного освещения этого вопроса теорией мы принимаем, что на сваю действует давление среднее из активного и пассивного, на том основании, что соответствующая этому предположению формула дает расчетные данные, близкие к установленным практикой нормам.

Кроме того сваи в основании плотин забиваются довольно часто и некоторые из них находятся между шпунтовыми рядами; поэтому можно считать, что после забивки будет иметь место некоторое „уплотнение“ грунта и стало быть следует ожидать несколько большего давления на сваю, чем активное давление земли.

Тогда сопротивление поверхности сваи

$$N_2 = \frac{uf}{2} \gamma_1 h^2 \left[\frac{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{2} \right], \quad (238)$$

где u — периметр сваи в m ; остальные обозначения те же.

Общее сопротивление свай любого сечения

$$N = N_1 + N_2 = a \omega h \mu_p + \frac{uf}{4} h^2 (\mu_p + \mu_a). \quad (239)$$

Для круглых свай при $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$ и $u = \pi d$

$$N = \frac{\pi}{4} dh [a \mu_p d + fh (\mu_p + \mu_a)]. \quad (240)$$

Если на грунте, в котором забита свая, имеется еще нагрузка, с интенсивностью p , то давление на сваю возрастает; при расчете свай под устоями такое явление имеет место, так как часть загрузки ящиков давит непосредственно на грунт. Величина этой нагрузки на 1 м², приведенная к весу грунта основания γ_4 и выраженная высотой слоя грунта, определится по форм. (225); при этом из осторожности следует считать невыгодный для расчета свай случай, когда на стенки передается предельно большая часть веса загрузки по коэффициенту K_1' ; именно для этого случая и подсчитаны приведенные нагрузки h_0 для разных высот устоев в графе 5 таблицы 40.

Если приведенная высота нагрузки $h_0 = \frac{p}{\gamma_4}$, то формулы (239 и 240) примут вид:

Для любых свай:

$$N = a \omega (h + 2h_0) \mu_p + \frac{uf}{4} (h + 2h_0) h (\mu_p + \mu_a). \quad (241)$$

Для круглых свай:

$$N = \frac{\pi}{4} d (h + 2h_0) [a \mu_p d + fh (\mu_p + \mu_a)]. \quad (242)$$

В виду приближенного значения этих формул для простоты подсчетов сделаем в формуле (242) некоторые упрощения. Для наиболее часто встречающихся грунтов коэффициент a равен примерно 1,15, а значение μ_a составляет в среднем около 0,15 от μ_p ; величина d свай, входящая в скобки, относится к выражению для сопротивления N_1 , составляющего лишь незначительную долю от всего сопротивления свай; заменяем его выражением через h , считая в среднем, что $d = 0,07 h$, тогда

$$N = 0,9 \mu_p d (0,07 + f) h (h + 2h_0). \quad (243)$$

Для этой формулы построен график № 25 (прилож. 13), которым и следует пользоваться при расчетах.

Если свая подвергается действию вырывающей силы, то допустимая величина последней принимается равной половине установленной вертикальной нагрузки на такую же сваю.

3. Эквивалентность свай по вертикальной нагрузке.

Этим графиком можно пользоваться для свай другой формы поперечного сечения, если под величиной диаметра свай в формуле (243) понимать некоторый приведенный диаметр.

Так, если поперечное сечение свай будет прямоугольным с периметром $p = 2a + 2b$, то приведенная величина диаметра определится из равенства периметров круглой и прямоугольной свай, а именно $\pi d_1 = p$.

$$d_1 = \frac{1}{\pi} p = 0,318 p. \quad (244)$$

Аналогичным образом по формуле (243) можно определить расчетное усилие для сплошных стенок, определяя приведенный диаметр также по равенству пери-

метров, считая за последний для стенки только удвоенную величину длины соответствующего участка стенки длиной b .

$$d_2 = \frac{1}{\pi} p = 0,636 b, \quad (245)$$

если

$$p = 2b.$$

При определении величины p для шпунтовых линий, забиваемых при равных направляющих по двум рядам маячных свай, из величины p надо исключить сумму диаметров всех свай, которые окажутся на участке, так как против этих свай боковой поверхности шпунта не будет действовать, во всяком случае в полной мере, сила трения свай о грунт (черт. 159).

По той же причине и при расчете маячных свай (черт. 160) часть боковой поверхности abc , соответствующая одной четверти периметра, также не будет участвовать в полной мере в работе свай; поэтому при расчете маячных свай необходимо за приведенный диаметр d_1 принимать $0,75 d$, а, значит, и допустимая нагрузка на маячную сваю при той же глубине забивки и прочих равных условиях $N_1 = 0,75 N$, где N нагрузка одиночной сваи.

а) Разные случаи эквивалентности свай.

В общем случае соотношение между двумя допустимыми нагрузками N_1 и N_2 на сваи с диаметрами d_1 и d_2 , погруженные в грунт на глубину h_1 и h_2 , при прочих равных условиях по форм. (243) будет равно:

$$\begin{aligned} N_1 &= 0,9 \mu_p d_1 (0,07 + f) h_1 (h_1 + 2h_0) \\ N_2 &= 0,9 \mu_p d_2 (0,07 + f) h_2 (h_2 + 2h_0) \end{aligned}$$

или

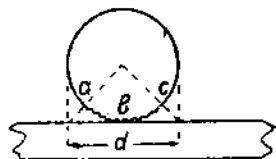
$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{d_1}{d_2} \cdot \frac{h_1 (h_1 + 2h_0)}{h_2 (h_2 + 2h_0)} \quad (246)$$

Если нагрузки нет, т. е. $h_0 = 0$, то

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{d_1}{d_2} \cdot \frac{h_1^2}{h_2^2} \quad (247)$$

Для свай, погруженных в грунт на одну и ту же глубину, отношение допустимых нагрузок пропорционально диаметру или их периметру

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{d_1}{d_2} = \frac{\pi d_1}{\pi d_2} = \frac{p_1}{p_2} \quad (248)$$



Черт. 160.

Для свай одного и того же диаметра допустимые нагрузки пропорциональны квадратам глубин погружения свай в грунт

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2} \quad (249)$$

Если одна из одинаковых свай находится в грунте, имеющем еще нагрузку h_0 , то отношение нагрузок будет равно

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{h_1 (h_1 + 2h_0)}{h_2^2} \quad (250)$$

Если $h_1 = h_2 = h$ и если $h_0 = \frac{1}{3}$, то формула (250) примет вид

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{h + \frac{2}{3}h}{h} = \frac{1}{0,6} \quad (251)$$

Значит, свая без нагрузки на поверхности грунта может выдержать только 60% той силы, которая допустима на сваю с приведенной нагрузкой на поверхность земли $h_0 = \frac{1}{3} h$.

Отметим еще дополнительно некоторую особенность работы свай, расположенных под лицевой стеной, где забиваются или отдельные сваи или шпунтовая линия.

В случае наличия под лицевой стеной отдельных свай (черт. 161), со стороны устоя имеется некоторая нагрузка h_0 от засыпки ящиков устоя, которая вызывает известное увеличение давления земли на сваю. Вследствие реакции грунта, т. е. увеличения отпора с другой стороны свай, по поверхности последней будут действовать те же силы трения, как если бы нагрузка h_0 была с обеих сторон свай.

Поэтому влияние нагрузки h_0 как на отдельные сваи, так и на шпунтовые линии, расположенные под лицевой стеной устоя в отношении их сопротивляемости, будет то же самое, как и на сваи под внутренними стенами устоя.

Что же касается маячных свай, то сопротивляемость или эквивалентность их на вертикальную нагрузку будет различна в зависимости от того, по какую сторону от шпунтовой линии они находятся; те, которые находятся со стороны устоя, имеют только $\frac{3}{4}$ работающей поверхности и, значит, эквивалентны по сопротивляемости на вертикальную силу 0,75 такой же сваи под внутренними стенами устоя.

Маячные сваи, расположенные с другой стороны шпунтовой линии (со стороны флютбета), кроме того, что работают также только тремя четвертями своей поверхности, еще не испытывают добавочного давления земли от нагрузки h_0 . В большинстве случаев расчета величина h_0 составляет около $\frac{1}{3}$ от глубины погружения свай в грунт h и по формуле (230) такая свая будет эквивалентна только 0,6 сваи с нагрузкой по поверхности земли $h_0 = \frac{1}{3} h$. Итак

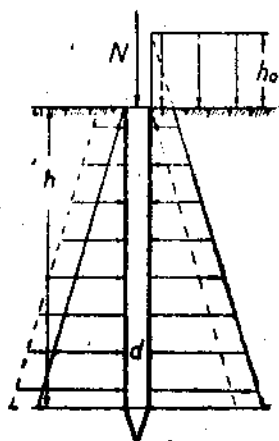
один ряд маячных свай эквивалентен 0,75, а другой ряд — $0,75 \times 0,60 = 0,45$ сваи под внутренними стенами.

Шпунтовая линия вместе с маячными сваями представляет прочно соединенную вместе конструкцию, работающую как одно целое и распределяющую нагрузку внутри себя между отдельными элементами соответственно их сопротивляемости, и по отношению к устью является единой опорой. Поэтому для упрощения подсчетов, можно считать, что каждая маячная свая в среднем эквивалентна $\frac{0,75 + 0,45}{2} = 0,55$ сваи под внутренними стенами.

Для упрощения подсчетов эквивалентности составлена таблица 42, где для какого-либо диаметра круглой свай, принятой за единицу, подсчитаны эквивалентности свай той же длины, но другого диаметра по величине боковой поверхности.

В таблице 43 подсчитаны эквивалентности 1 пог. м шпунтовой линии при той же глубине погружения h , но по отношению только работающей части боковых поверхностей, считая, что на один пог. м шпунтовой линии приходится в среднем одна маячная свая того же диаметра, как и у свай, с которой сравнивается сопротивляемость шпунтовой линии. При тонких (дощатых) шпунтовых линиях еще следует иметь в виду, чтобы окончательная эквивалентность шпунта по боковой поверхности не превышала соотношения по площади поперечного сечения; так, например, по графе 5 таблицы 43 1 пог. м 7 см шпунтовой линии той же длины эквивалентен 2,87 штука свай $d = 20$ см, а по площади из графы 6 только 2,23 сваи; это последнее число и надо принять.

Когда одна свая короче другой, то их сопротивляемость (форм. 249) будет относиться как квадрат глубин погружения; так, если первая свая забивается только



Черт. 161.

на 80% глубины h забивки второй сваи, то допустимые нагрузки будут относиться между собою

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{1,0^2}{(0,8)^2} = \frac{1}{0,64}$$

Аналогично для других соотношений глубин забивки свай или шпунта будет иметь эквивалентность

$$\begin{aligned} \text{при } h_1 &= h \dots\dots\dots 1,00 \\ h_1 &= 0,9h \dots\dots\dots 0,81 \\ h_1 &= 0,8h \dots\dots\dots 0,64 \\ h_1 &= 0,7h \dots\dots\dots 0,49 \\ h_1 &= 0,6h \dots\dots\dots 0,36 \\ h_1 &= 0,5h \dots\dots\dots 0,25 \end{aligned}$$

Таблица 42.

Эквивалентность свай по периметру.

№ стр.	p см	62,8	66,0	69,1	72,2	75,4	78,5	81,7	84,8	88,0	91,1	94,2	97,4	1,00
	d см	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
1	20	1,00	1,05	0,10	0,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60
2	21	0,95	1,00	1,05	1,09	1,14	1,19	1,23	1,29	1,33	1,38	1,43	1,48	1,52
3	22	0,91	0,95	1,00	1,05	1,09	1,14	1,19	1,23	1,27	1,32	1,36	1,41	1,45
4	23	0,87	0,91	0,96	1,00	1,04	1,09	1,13	1,17	1,22	1,26	1,30	1,35	1,39
5	24	0,83	0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,15	1,21	1,25	1,29	1,33
6	25	0,80	0,84	0,88	0,92	0,96	1,00	1,04	1,08	1,12	1,17	1,20	1,25	1,28
7	26	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,97	1,00	1,04	1,08	1,12	1,15	1,19	1,23

Примечания 1. Маячная свая какого-либо диаметра, находясь рядом с шпунтовой линией, эквивалентна 0,75 такой же отдельно стоящей свае.

2. Такая же маячная свая эквивалентна в среднем 0,55 свай того же диаметра, на поверхности земли которой имеется приведенная равномерно распределенная нагрузка, высотой h_0 равной $1/3$ глубины погружения свай h .

Таблица 43.

Эквивалентность шпунтовой линии и круглых свай.

№ стр.	С в а и		По периметру		По площади	
	d	эквивалент. числа	1 пог. м шпунтовой линии		1 пог. м шпунтов. линии толщиной	
			при всей боковой поверхности 200 см	с учетом неработ. части против маячн. свай	7 см	10 см
1	2	3	4	5	6	7
1	20	1	3,18	2,87	2,23	3,19
2	21	1	3,03	2,71	2,03	2,89
3	22	1	2,89	2,58	1,84	2,63
4	23	1	2,77	2,45	1,69	2,41
5	24	1	2,65	2,34	1,55	2,21
6	25	1	2,55	2,23	1,43	2,04
7	26	1	2,45	2,13	1,32	1,88
8	27	1	2,36	2,04	1,22	1,75
9	28	1	2,27	1,96	1,14	1,63

Если шпунтовая дощатая линия толщиной 7 см забивается на 20% меньше, чем сравниваемые с нею сваи $d=20$ см, то очевидно, пользуясь таблицей 43, эквивалентность 1 пог. м такой линии будет равна $\alpha = 2,87 \times 0,64 = 1,84$; эта эквивалентность меньше чем предельно допустимая по площади 2,23 (графа 6 таблица 42), а потому ее (т. е. 1,84) и надо принять.

б) Эквивалентность и центр тяжести опор свайного основания. Для устоя шириною в три ряжевых ящика, т. е. в 6,0 м принимается свайное основание, состоящее из шпунтовой дощатой линии толщиной в 10 см под лицевой стеной, забиваемой на $\frac{1}{5}$ меньше чем другие сваи, с двумя рядами маячных свай $d=20$ см и одиночных свай $d=22$ см под всеми другими углами ряжевых стен.

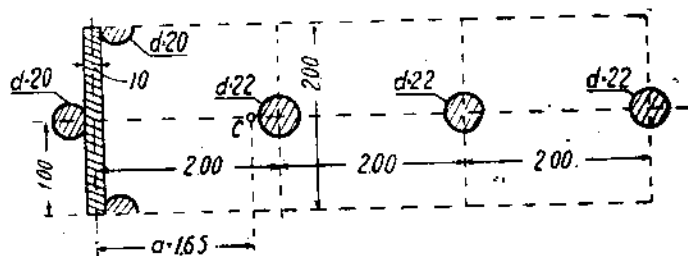
Схема основания изображена на черт. 162.

Подсчитаем сумму эквивалентностей, принимая за единицу одиночные сваи $d=22$ см под внутренними стенами при нагрузке поверхности земли $h_0 = \frac{1}{3}$:

1. Три одиночных сваи под внутренними стенами $d=22$ см, считая каждую за единицу	3,0
2. Две маячные сваи $d=20$ см (таблица 42 строка 3-я) $2 \times 0,91 \times 0,55 = 2 \times 0,50$	1,00
3. Шпунтовые сваи на 2 пог. м (таблица 43). $2 \times 2,58 \times 0,64 = 2 \times 1,65$	3,30
Сумма эквивалентностей	7,30

Проверяем шпунт по площади: эквивалентность $1,65 < 1,84$ эквивалентности по площади, а потому ее и принимаем.

Итак, эквивалентности первой опоры $\alpha_1 = 1,0 + 3,30 = 4,30$, второй, третьей и четвертой опор одинаковы и равны $\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1,0$.



Черт. 162.

Центр тяжести эквивалентных опор C определится из равенства моментов относительно, например, крайнего ребра под лицевой стеной, обозначая расстояние центра тяжести от этой точки через a .

$$\Sigma \alpha \cdot a = \alpha_1 \times 0 + \alpha_2 \times 2,0 + \alpha_3 \times 4,0 + \alpha_4 \times 6,0$$

$$a = \frac{\alpha_1 \times 0 + \alpha_2 \times 2,0 + \alpha_3 \times 4,0 + \alpha_4 \times 6,0}{\Sigma \alpha}$$

$$a = \frac{2,0 + 4,0 + 6,0}{7,3} = \frac{12,0}{7,3} = 1,65 \text{ м.}$$

В общем случае расстояние a центра тяжести эквивалентных опор от лицевой стены

$$a = \frac{\alpha_1 l_1 + \alpha_2 l_2 + \dots + \alpha_n l_n}{\Sigma \alpha}, \quad (252)$$

где α — эквивалентные числа опор,

l — расстояние опоры от лицевой стены,

a — расстояние центра тяжести эквивалентных опор от лицевой стены.

§ 31. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ ПОД РЯЖЕВЫМ УСТОЕМ.

По указанным выше значениям отдельных сил, действующих на устой, определяется точка пересечения равнодействующей всех сил нижней плоскости устоя и расстояние этой точки по горизонтали от нижнего крайнего ребра A (под лицевой стеной устоя) (черт. 163). Для этого необходимо знать суммарный момент

всех действующих на устой сил: действующего веса устоя, веса моста, распора земли и т. д.; проще всего воспользоваться уже ранее найденным моментом, восстанавливающим M_B , и моментом, опрокидывающим $M_{опр.}$ относительно точки A , и по их разности (как действующих в противоположных направлениях) определить суммарный момент. Расстояние точки пересечения равнодействующей всех сил нижней плоскости устоя, считая его от точки A , определится как частное от деления суммарного момента на сумму всех вертикальных сил N

$$x = \frac{M_a - M_{опр.}}{N} \quad (253)$$

Очевидно, для заданных размеров устоя и принятых действующих сила равнодействующая всех сил будет проходить через точку B , находящуюся в расстоянии x от крайнего ребра A под лицевой стеной. Разлагая равнодействующую в точке B на две силы по вертикальному и горизонтальному направлениям, получим, что вертикальная составляющая, равная силе N , будет создавать вертикальную нагрузку основания и окажется приложенной не посередине основания, а в некоторой точке B . Необходимо установить, каким образом эта сила распределится по основанию.

В случае свайного основания рассмотрим три способа расчетов свай под устоями.

1. Расчет по способу проф. Калиновича.¹

Предполагается, что по опорам происходит распределение вертикальной нагрузки (а не напряжений) по закону прямой линии. Решая задачу в общем случае при различных расстояниях между опорами, необходимо составить два уравнения равновесия: сумма нагрузок на все

опоры равна вертикальной силе и сумма моментов нагрузок на все опоры равна моменту вертикальной силы относительно одной и той же точки, за которую лучше всего принимать точку C , являющуюся центром тяжести опор основания (черт. 163).

Расстояние a центра тяжести C всех n опор от крайнего ребра A , считая каждую опору за единицу, легко определится из уравнения моментов

$$a = \frac{1,0x_1 + 1,0x_2 + 1,0x_3 + \dots + 1,0x_n}{n} \quad (254)$$

Расстояние между точкой B приложения силы N и центром тяжести опор основания C или эксцентриситет будет равен

$$e = a - x. \quad (255)$$

Упомянутые выше два уравнения примут следующий вид:

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + \dots + N_n. \quad (256)$$

$$Ne = N_1y_1 + N_2y_2 + \dots + N_ny_n. \quad (257)$$

Пользуясь принятым условием изменения величин нагрузок $N_1, N_2, N_3, \dots, N_n$ по закону прямой линии, выразим все промежуточные нагрузки $N_2, N_3, \dots, N_{n-1}$ через N_1 и N_n ,

$$N_2 = N_1 - \frac{(N_1 - N_n)}{y_1 + y_n} \cdot (y_1 - y_2),$$

$$N_3 = N_1 - \frac{(N_1 - N_n)}{y_1 + y_n} \cdot (y_1 - y_3) \text{ и т. д.}$$

¹ Проф. Б. Ю. Калинович. Расчет ряжевых стенок.

Подставим эти значения в уравнения (256) и (257) и определим из них силы N_1 и N_n .

Величина нагрузки N_k на какую-либо опору будет равна

$$N_k = N_1 - \frac{N_1 - N_n}{v_1 + y_n} \cdot (y_1 - y_k).$$

Если сюда подставить значения N_1 и N_n , определенные из уравнений (256) и (257), то

$$N_k = \frac{N}{n} + \frac{Ne y_k}{\sum y^2}. \quad (258)$$

Величины e и y_k будут со знаком плюс, если они направлены к лицевой стене от точки C , и со знаком минус, если направлены в сторону засыпки от точки C . Если эксцентриситет будет равен нулю, т. е. равнодействующая проходит через центр тяжести опор основания, то нагрузки на каждую опору будут одинаковы.

В частном случае, когда расстояние между опорами одинаково и равно c , величина удаления какой-либо опоры K от середины основания или, что то же, от центра тяжести опор основания C , определится из выражения

$$y_k = c \left(\frac{n+1}{2} - k \right), \quad (259)$$

где n — число опор,

c — расстояние между опорами,

k — порядковый номер опоры, считая опору под лицевой стеной за первую.

Сумма

$$\sum y^2 = \frac{c^2}{12} n(n^2 - 1).$$

Подставляя эти выражения в формулу (258), получим:

$$N_k = \frac{N}{n} + \frac{6Ne}{c} \cdot \frac{(n+1-2k)}{n(n^2-1)}. \quad (260)$$

Если число опор $n = 4$ и $c = 2,0$ м

$$N_k = \frac{N}{4} + \frac{6Ne}{2} \cdot \frac{(5-2k)}{60} = \frac{N}{4} + \frac{Ne}{20} (5-2k);$$

$$N_1 = \frac{N}{4} + \frac{3Ne}{20} \text{ для } k=1; \quad N_3 = \frac{N}{4} - \frac{Ne}{20} \text{ для } k=3;$$

$$N_2 = \frac{N}{4} + \frac{Ne}{20} \text{ для } k=2; \quad N_4 = \frac{N}{4} - \frac{3Ne}{20} \text{ для } k=4.$$

По найденным таким образом величинам нагрузок определяется глубина h забивки и размеры свай. Глубина забивки тех свай, нагрузка на которые получилась меньше средней $\frac{N}{n}$, определяется по этой средней величине.

Следует отметить, что при этом способе расчета нагрузка на опору не зависит от характера самой опоры, ее деформаций и числа свай, из которых опора состоит; если под лицевой стеной устраивается более мощная опора, чем надо по величине нагрузки (например шпунтовая линия с маячными сваями), то на расчет это обстоятельство не повлияет.

2. Расчет по способу Якоби.

По способу Якоби при расчете свайного основания под монолитными стенками предполагается, что сваи забиты настолько прочно, что под действием нагрузки не проникают глубже в грунт, но только сами претерпевают упругие деформации.

Пользуясь законом Гука о величинах укорочения $\lambda = \frac{Nh}{E\omega}$, где E модуль упругости, ω площадь поперечного сечения сваи, h глубина погружения (длина сваи) и N — величина нагрузки, а также тем обстоятельством, что напряжения (а не нагрузки) изменяются по закону прямой линии, получим

$$N_k = \frac{\omega_k}{h_k} \left[\frac{N}{\Sigma \left(\frac{\omega}{h} \right)} + \frac{Ney_k}{\left(\frac{\omega}{h} \cdot y^2 \right)} \right]. \quad (261)$$

Если глубина забивки свай (длины свай) одинакова, то

$$N_k = \omega_k \left[\frac{N}{\Sigma \omega} + \frac{Ney_k}{\Sigma (\omega y^2)} \right]. \quad (262)$$

Если, кроме того, площади всех опор равны и число их n , то формула (262) примет вид одинаковый с формулой (258):

$$N_k = \frac{N}{n} + \frac{Ney_k}{\Sigma y^2}.$$

Способ Якоби применим в тех случаях, когда сваи упрутся нижним концом в весьма плотный грунт, например скалу, или когда сваи настолько глубоко и прочно забиты, что никакие осадки их в грунте невозможны. Во втором случае, когда свая удерживается в грунте силами трения, величина укорочения при всех прочих одинаковых условиях будет меньше, чем в первом случае, когда свая удерживает нагрузку, упираясь нижним концом; при этом, если силы трения приложены равномерно по всей длине сваи, то это укорочение будет наполовину меньше, а если давление на боковую поверхность распределяется по треугольнику (с давлением равным нулю на верхнем конце), что имеет место в случае работы свайного основания, то укорочение свай будет на одну треть меньше.

Формулы (261 и 262) применимы и для этих случаев, но, как указывалось выше, они не учитывают деформаций свай в грунте.

Если одну из площадей поперечного сечения свай принять за единицу, а площади других свай выразить в долях от площади первой сваи (например по таблице 43), то вычисления по формуле (262) будут проще.

При пользовании формулой (261) следует также и глубины выразить в долях от глубины какой-либо сваи, принятой за единицу.

3. Расчет по эквивалентности (сопротивляемости) опор на вертикальную нагрузку.

Из вышеизложенного следует, что деформации свайной опоры в грунте зависят не только от упругих свойств самой сваи, но еще и от свойств грунта. В большинстве случаев устройства свайных оснований сопротивляемость свай определяется, главным образом, силами трения, действующими по боковой поверхности свай; причем допустимая нагрузка на сваю пропорциональна их периметрам поперечного сечения (в частности диаметрам) и пропорциональна квадратам глубины погружения; соотношение этой сопротивляемости или эквивалентности свай на вертикальную нагрузку изложено выше в § 30, п. 3. Пользуясь этими соотношениями, мы предполагаем, что ряжевой устой является достаточно монолитным телом и вызываемые им нагрузки на единицу эквивалентности (аналогично напряжениям в способе Якоби) распределяются по закону прямой линии, а окончательно величина нагрузок по опорам определится в зависимости от сопротивляемости или эквивалентности опор.

Из уравнений равновесия (равенства нулю суммы проекций всех сил на вертикальную ось и суммы моментов всех сил относительно какой-либо точки) и

указанного выше прямолинейного закона изменения единичных нагрузок легко получить формулу для определения величины нагрузки на какую-либо опору.

$$N_k = \alpha_k \left[\frac{N}{\Sigma \alpha} + \frac{Ney_k}{\Sigma (\alpha y^2)} \right], \quad (263)$$

где α_k — эквивалентное число, соответствующее опоре K ;

$\Sigma \alpha$ — сумма эквивалентных чисел всех опор;

e — эксцентриситет, т. е. расстояние между центром тяжести C эквивалентных чисел опор основания и точкой пересечения основания равнодействующей;

y_k — расстояние опоры от центра тяжести C ;

$\Sigma (\alpha y^2)$ — сумма произведений эквивалентных чисел опор на квадрат их расстояния от центра тяжести.

Значение e и y_k берутся со знаком плюс, если они направлены от центра тяжести в сторону лицевой стены (по направлению распора земли), и со знаком минус, если направлены в сторону засыпки (в сторону берега).

Если расположение и размеры опор, т. е. поперечные сечения их и глубины забивки, так подобрать, чтобы центр тяжести эквивалентных чисел этих опор совпал с точкой прохождения равнодействующей, т. е. эксцентриситет $e = 0$, то, очевидно, каждая единица эквивалентности будет нагружена одинаково, а величина нагрузки на каждую опору будет пропорциональна эквивалентному числу α_k .

На распределение нагрузок по опорам оказывает также влияние не только деформация опор, величина которых зависит от упругих свойств материала опоры и от осадки опоры в грунте, но еще и от деформации самого рязевого устоя, который все же нельзя считать монолитом.

Следует отметить, что деформации устоя преимущественно сосредоточены в местах соединения с опорами и должны быть с некоторой точностью учтены; тогда способ расчета свайного основания давал бы распределение сил по опорам некоторое среднее между излагаемыми тремя вариантами.

В случае, если на какую-либо опору по расчету получилась нагрузка меньше средней, то расчеты этих свай на вертикальную нагрузку надо производить по величине средней нагрузки; так, рассчитывая свайное основание по способу эквивалентности при вертикальной нагрузке $N = 43,9 \text{ т}$ и сумме эквивалентностей опор основания $\Sigma \alpha = 7,40$, средняя нагрузка на опору, соответствующую единице, будет равна $N_{\text{ср}} = \frac{43,9}{7,4} = 5,93 \text{ т}$; все свай, которые имеют нагрузку на единицу эквивалентности меньшую $5,93 \text{ т}$, надо рассчитывать по этой средней нагрузке.

4. Прочность свай при расчете на вертикальную нагрузку.

Нагрузка на сваю от устоя передается через насадки, в которые входит сквозной шип сваи; площадь, через которую передается нагрузка, определяется той площадью, которою ложится обтесанная снизу насадка на сваю круглого поперечного сечения.

Ширина подтесок насадок изменяется обычно от 16 до 20 см в зависимости от диаметра свай; в пределах этой ширины находится работающая площадка, в состав которой мы включаем и площадь шипа, так как через него передается нагрузка от первого венца нарубки. Материал насадки и первого венца будет смятаться поперек волокон и допускаемое напряжение при этом равно $18,0 \text{ кг/см}^2$.

По этому напряжению и наступает предел загрузки свай, вычисленный для разных диаметров свай и разных ширин насадок в таблице 44.

Для увеличения этого весьма низкого предела можно увеличить площадь соприкосновения насадки со свайей путем прирубки зубьями с двух сторон коротышей, соединенных двумя болтами через сваю, как это показано на черт. 164. При указанных размерах площадь соприкосновения свай с насадкой увеличивается до 950 см^2 и допускаемые нагрузки по смятию насадки поперек волокон увеличиваются до $17,11 \text{ т}$, по скалыванию зубьев до $15,3 \text{ т}$ и до $20,2 \text{ т}$ по смятию торцов вруб (вдоль волокон).

Кроме того возможно некоторое увеличение напряжений по сравнению с весьма низкими допускаемыми.

Другой предел прочности свай наступает по смятию ее торца при допускаемых напряжениях на смятие торца $[p_c] = 56 \text{ кг/см}^2$, как это видно из третьей графы таблицы 44; этот предел в деревянных плотинах обычно не достигается.

Наконец, если свая одновременно и сжимается и изгибается, то предел для величины действующих сил, соответствующий суммарным напряжениям, наступает по допускаемым напряжениям на сжатие (форм. 6). Если свая находится в грунте и подвержена действию сжимающей силы, то ее продольный изгиб не принимается во внимание.

Таблица 44.

Диаметры свай в см	Площ. свай в см ²	Предельные усилия в т по смятию торца свай при $[p_c] = 56 \text{ кг/см}^2$	Сминаемые площади в см ² при ширине насадок в см			Предельные усилия в т по смятию насадок при $[p_c]_1 = 18 \text{ кг/см}^2$ при ширине насадок в см		
			16	18	20	16	18	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	314	17590	282	302	314	5,076	5,436	5,652
21	345	19320	315	325	341	5,670	6,050	6,138
22	379	21220	320	346	368	5,760	6,228	6,624
23	414	23180	336	366	389	6,048	6,588	7,002
24	452	25230	354	388	403	6,372	6,984	7,254
25	490	27310	364	402	436	6,552	7,236	8,848
26	530	29630	384	424	442	6,912	7,632	7,956
27	571	31980	411	453	491	7,398	8,154	8,838
28	615	34420	425	469	509	7,650	8,442	9,162
29	659	36910	447	493	535	8,046	8,874	9,630
30	706	39520	460	508	554	8,280	9,144	9,972
31	754	42400	462	514	564	8,424	9,252	10,152
32	804	45000	488	542	594	8,784	9,756	10,692

Изложенные выше расчеты относились к самому слабому сечению устоя; всякое другое сечение его, состоя из большого числа ящиков, будет шире по основанию и, значит, явится более устойчивым с более равномерным распределением сил по опорам. Очевидно, что упомянутая наиболее слабая часть устоя, являясь лишь незначительной частью длины его, не может работать независимо от соседних с ней более устойчивых частей и поэтому действительное состояние ее будет более благоприятным, чем получается по вышеизложенным расчетам.

§ 32. ПРИМЕР РАСЧЕТА РЯЖЕВОГО УСТОЯ НА СВАЙНОМ ОСНОВАНИИ.

1. Действующие силы.

Расчет произведен для поперечного сечения устоя в пределах водобоя согласно черт. 165. Напор над порогом $H = 4,0 \text{ м}$, возвышение верха устоя над подпорным горизонтом равно $0,9 \text{ м}$, расстояние по вертикали от низа устоя (от середины насадок) до порога $0,40 \text{ м}$ и общая высота устоя $H_1 = 0,9 + 4,0 + 0,40 = 5,30 \text{ м}$. Расчет производим для полосы в $2,0 \text{ пог. м}$ устоя.

Объемный вес дерева $\gamma_1 = 0,75 \text{ т}$.

" " загрузки $\gamma_2 = 1,75 \text{ т}$.

Расстояние между осями стен квадратных ящиков $c = 2,0 \text{ м}$.

Средняя толщина стены $b = 0,20$.

Средний вес ряжевого устоя γ_3 по форм. (213) $\gamma_3 = \frac{2ac\gamma_1 + (c-a)^2\gamma_2}{c^2} =$
 $= \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 2,0 \cdot 0,75 + (2,0 - 0,2)^2 \cdot 1,75}{2,0^2} = 1,57 \text{ т}.$

Определим вес 2 пог. м устоя. Вес первых двух ящиков высотой 5,3 м:
 $q_1 = 2 \times 4,0 \times 5,3 \times 1,57 = 66,5 \text{ т.}$

Вес третьего ящика высотой 3,8 м и вес земли выше этого ящика:
 $q_2 = 2 \cdot 2,0 \times 3,8 \times 1,57 + 2 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \cdot 1,75 = 23,85 + 10,50 = 34,35 \text{ т.}$

Общий вес устоя: $Q = q_1 + q_2 = 100,85 \text{ т.}$

Действующий вес устоя при коэффициенте передачи $K_1 = 0,41$ по таблице 40 для высоты устоя $H_1 = 5,3 \text{ м.}$

$$Q_1 = K_1 Q = 100,85 \cdot 0,41 = 41,3 \text{ т.}$$

Центр тяжести общего и действующего веса находится на расстоянии от крайнего ребра А под лицевой стеной:

$$x = \frac{q_1 x_1 + q_2 x_2}{Q} = \frac{66,5 \cdot 2,0 + 34,35 \times 5,0}{100,85} = \frac{304,8}{100,85} = 3,03 \text{ м.}$$

Со стороны берега на 2 пог. м устоя действует распор насыщенного водой грунта с $\gamma_b = 2,0 \text{ т}$ и $\varphi = 25^\circ$.

На грунте предполагаем временную нагрузку от толпы с интенсивностью 400 кг на 1 м². Тогда по форм. 228:

$$E = 2 \cdot \frac{1}{2} \mu_a H_1 (H_1 - 2h_o),$$

где μ_a по графику № 21 (черт. 102) равно 0,81 и $h_o = \frac{0,4}{2,0} = 0,2 \text{ м.}$

$$E = 0,81 \cdot 5,3 (5,3 + 2 \cdot 0,2) = 24,5 \text{ т.}$$

Расстояние точки приложения этой силы от низа устоя определяем по форм. (229):

$$r = \frac{H_1}{3} \cdot \frac{H_1 + 3h_o}{H_1 + 2h_o} = \frac{5,3}{3} \cdot \frac{5,3 + 3 \cdot 0,2}{5,3 + 2 \cdot 0,2} = 1,83 \text{ м.}$$

2. Проверка на скольжение по плоскости насадок.

Сдвигающая сила $E = 24,5 \text{ т.}$ Спротивляется сдвигу сила трения ряжевого каркаса по насадкам F_1 , вызываемая давлением действующего веса, и сила трения F_2 загрузки по грунту основания.

$$F_1 = Q_1 f_1 = 41,3 \cdot 0,4 = 16,50 \text{ т.}$$

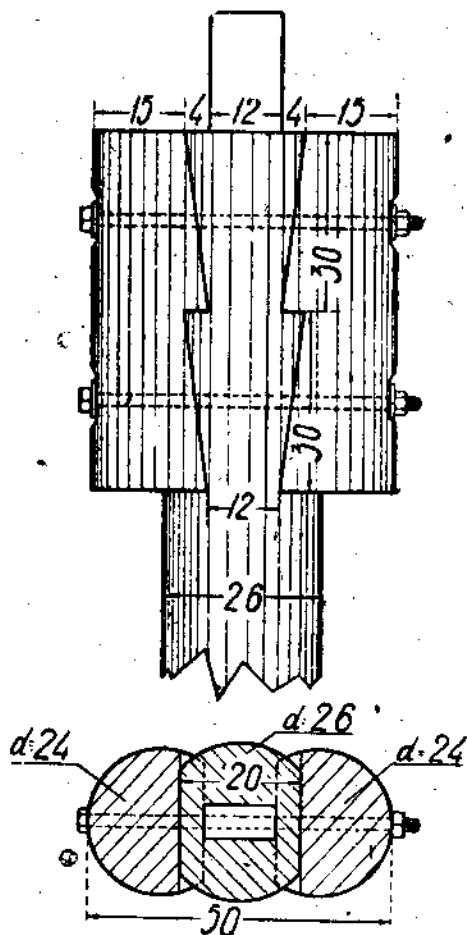
где $f_1 = 0,4$ коэффициент трения дерева по дереву.

$$F_2 = (Q - Q_1) f_2 = (100,85 - 41,3) \cdot 0,35 = 59,55 \cdot 0,35 = 20,85 \text{ т.}$$

где $f_2 = 0,35$ коэффициент трения загрузки по грунту основания. Спротивляющаяся сдвигу сила $F = F_1 + F_2 = 37,35 \text{ т.}$ Коэффициент запаса на скольжение

$$\eta_{ск} = \frac{F}{E} = \frac{37,35}{24,5} = 1,52 > 1,40.$$

Очевидно, что сдвигающая сила $E = 24,5$ частью воспримется силой трения F_2 , а остальная часть $E - F_2 = 24,5 - 20,85 = 3,65 \text{ т}$ передастся на насадки и будет уничтожаться примерно такой же силой, передаваемой на насадки в противоположную сторону от другого устоя, и в некоторой части восприниматься сваями под устоем.

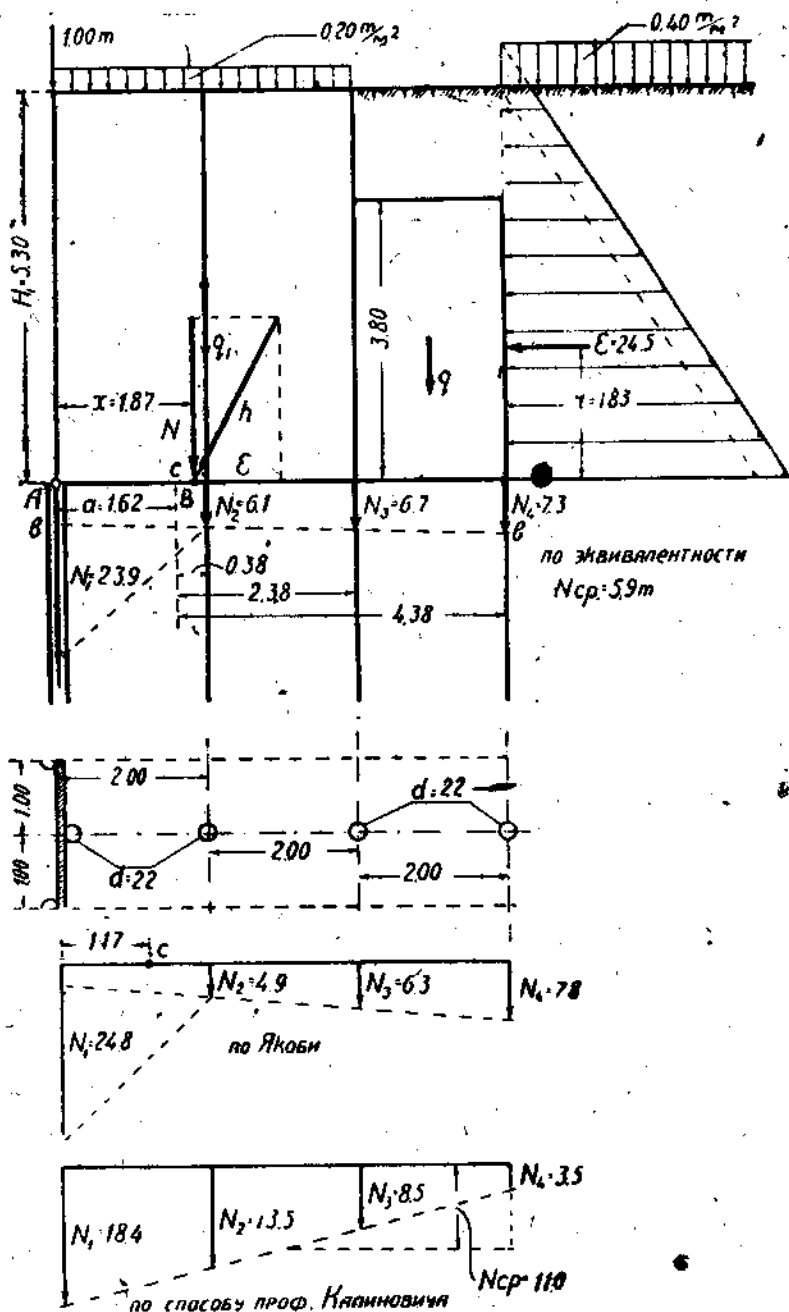


Черт. 164.

3. Проверка на опрокидывание вокруг ребра А.

Опрокидывающий момент

$$M_o = Er = 24,5 \times 1,83 = 44,8 \text{ т/м.}$$



Черт. 165.

Восстанавливающий момент будет складаться из момента от действующего веса (а не всего веса устоя), момента от веса моста, расположенного на первых двух ящиках с весом на 1 м^2 , равным $0,20 \text{ т}$, и момента от веса половины моста,

перекрывающего пролет, величиною около 1,0 м на каждые два пог. м устоя (один ящик); тогда

$$M_s = 41,3 \cdot 3,03 + 0,2 \cdot 2,0 \cdot 4,0 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 0 = 125,2 + 3,2 = 128,4 \text{ т/м.}$$

Коэффициент запаса на опрокидывание

$$\eta_o = \frac{M_s}{M_o} = \frac{128,4}{44,8} = 2,87 > 1,4.$$

4. Расчет свайного основания.

На свайное основание передается действующий вес устоя, вес моста, расположенного на устое, и половина веса моста, перекрывающего пролет (вес загрузки $Q - Q_1$ на свайное основание не передается); сумма этих вертикальных сил

$$N = 41,3 + 0,2 \cdot 2,0 \cdot 4,0 + 1,0 = 43,9 \text{ т.}$$

Расстояние от ребра А до точки пересечения равнодействующей двух сил: вертикальной силы N и горизонтальной силы E , определяем по формуле (253):

$$x = \frac{M_s - M_o}{N} = \frac{128,4 - 44,8}{43,9} = \frac{83,6}{43,9} = 1,87 \text{ м.}$$

Свайное основание состоит из шпунтовой дощатой (толщиной 10 см) линии с парными насадками по двум рядам маячных свай, забитых в шахматном порядке через 2,0 м в каждом ряду, и одиночных свай под каждым пересечением поперечных и продольных стен; диаметры круглых свай берем одинаковые и равные 22 см; глубина забивки всех круглых свай также одинакова, а шпунтовых свай на 20% меньше.

Для полосы в 2,0 пог. м такого основания определим эквивалентность его опор и расположение их центра тяжести по схеме на черт. 165.

а) Расчет по эквивалентности опор. Эквивалентности 2, 3 и 4 опор будут одинаковы и принимаются каждая за единицу; эквивалентность первой опоры равна эквивалентности шпунта по таблице 43 (2·2,58) с учетом его меньшей глубины (коэффициент 0,64), т. е. равна $2 \cdot 2,58 \cdot 0,64 = 3,30$ и плюс эквивалентности двух маячных свай $2 \times 0,55 = 1,10$.

$$\text{Итак, эквивалентности } \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = 1,0 \text{ и } \alpha_1 = 3,30 + 1,10 = 4,40$$

$$\Sigma \alpha = 7,40.$$

Расстояние центра тяжести эквивалентных опор от ребра А равно

$$a = \frac{\alpha_1 \cdot 0 + \alpha_2 \cdot 2,0 + \alpha_3 \cdot 4,0 + \alpha_4 \cdot 6,0}{\Sigma \alpha} = \frac{2 + 4 + 6}{7,40} = \frac{12,0}{7,40} = 1,62 \text{ м.}$$

Как видно, равнодействующая всех сил проходит почти через центр тяжести основания, а потому распределение нагрузок на каждую единицу эквивалентности будет почти одинаково; все же определим эти нагрузки по форм. (263), зная, что абсолютная величина эксцентриситета $e = 1,87 - 1,62 = 0,25$ м. Все расстояния опор от центра тяжести, направленные в сторону берега (на черт. 165 направо), в том числе и эксцентриситет, будут отрицательны.

$$N_1 = \alpha_1 \left[\frac{N}{\Sigma \alpha} + \frac{Ney_1}{\Sigma (\alpha y^2)} \right] = 4,40 \left[\frac{43,9}{7,40} + \frac{43,9(-0,25)}{\Sigma (\alpha y^2)} y_1 \right],$$

где y_1 — расстояние от центра тяжести до 1-ой опоры.

$$\Sigma (\alpha y^2) = (\alpha_1 y_1^2 + \alpha_2 y_2^2 + \alpha_3 y_3^2 + \alpha_4 y_4^2) = 4,40 \cdot 1,62^2 + 1 \cdot (-0,38)^2 + 1 \cdot (-2,38)^2 + 1 \cdot (-4,38)^2 = 11,55 + 0,14 + 5,66 + 19,20 = 36,45$$

$$N_1 = 4,40 (5,93 - 0,31 \cdot 1,62) = 4,40 (5,93 - 0,50) = 4,40 \cdot 5,43 = 23,89 \text{ т.}$$

$$N_2 = 1,0 [5,93 - 0,31(-0,38)] = 5,93 + 0,12 = 6,05 \text{ т.}$$

$$N_3 = 1,0 [5,93 - 0,31(-2,38)] = 5,93 + 0,74 = 6,67 \text{ т.}$$

$$N_4 = 1,0 [5,93 - 0,31(-4,38)] = 5,93 + 1,36 = 7,29 \text{ т.}$$

$$\text{Сумма нагрузок } N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 43,90 \text{ т} = N.$$

На эюре нагрузок прямая bb_1 выражает принятый выше прямолинейный закон изменения нагрузок по единицам эквивалентности; соответствующая эквивалентной единице нагрузка на опоре первой определится из той же формулы (263) при $\alpha_1 = 1$; как видно из приведенных выше подсчетов, эта единичная нагрузка равна 6,56 т (отрезок Ab) (черт. 165).

Глубина забивки свай определится по графику № 25 (прилож. 13). Нагрузка на сваю равна кругло 7,0 т, по таблице 40 приведенная нагрузка для $H_1 = 5,30$ м равна $h_0 = 1,20$ м, коэффициент, характеризующий грунт $\mu_p = 4,90$ по графику № 21 для $\gamma = 2,00$ т и $\phi = 25^\circ$; коэффициент трения свай по грунту $f = 0,40$ и $d = 0,22$ м.

Тогда по графику № 25 (прилож. 13) глубина погружения свай $h = 3,0$ м, считая от низа устоя, или на 3,40 м от порога.

Так как эти сваи могут быть нагружены и горизонтальной силой от распора грунта, то глубину их забивки следует несколько увеличить, например до 3,5 м, доведя ее, примерно, до глубины забивки свай под флютбетом; глубину забивки продольной шпунтовой линии принимаем до 3,0 м.

б) Расчет по способу Якоби. Для сравнения делаем подсчеты нагрузок на опоры по способу Якоби (форм. 262).

Площадь опор $\omega_1 = \omega_2 = \omega_3 = \omega_4 = 1$; площадь первой опоры, состоящей из шпунтовых свай толщиной 10 см и 2 маячных свай, по таблице эквивалентности 43 находим: $\omega_1 = 2 + 2 \times 2,63 = 7,26$.

$$\Sigma \omega = 10,26 \text{ единиц.}$$

Центр тяжести основания (черт. 165) расположен от ребра А на расстоянии

$$a = \frac{\omega_1 \cdot 0 + \omega_2 \cdot 2,0 + \omega_3 \cdot 4,0 + \omega_4 \cdot 6,0}{\Sigma \omega} = \frac{12,00}{10,26} = 1,17 \text{ м.}$$

Эксцентриситет $e = 1,87 - 1,17 = 0,70$; по правилу знаков величина $e = 0,70$ м. Тогда

$$N_1 = \omega_1 \left[\frac{N}{\Sigma \omega} + \frac{Ne}{\Sigma \omega y^2} y_1 \right]$$

$$\Sigma(\omega y^2) = 7,26 \cdot 1,17^2 + 1,0 \times 0,83^2 + 1,0 \times 2,83^2 + 1,0 \times 4,83^2 = 9,94 + 0,69 + 8,02 + 23,35 = 42,0.$$

$$N_1 = 7,26 \left[\frac{43,9}{10,26} + \frac{43,9 \cdot (-0,70)}{42,0} \cdot 1,17 \right] = 7,26 [4,28 - 0,73 \cdot 1,17] = 7,26 [4,28 - 0,855] = 7,26 \cdot 3,425 = 24,82 \text{ т.}$$

Если нагрузку N_1 на первую опору распределить по маячным сваям N_1' и шпунтовой линии N_1'' , то

$$N_1 = N_1' + N_1'' = (2 + 5,26) \cdot 3,425 = 6,87 + 17,95 = 24,82 \text{ т.}$$

$$N_2 = 1,0 [4,28 - 0,73(-0,83)] = 4,28 + 0,61 = 4,89 \text{ т.}$$

$$N_3 = 1,0 [4,28 - 0,73(-2,83)] = 4,28 + 2,06 = 6,34 \text{ т.}$$

$$N_4 = 1,0 [4,28 - 0,73(-4,83)] = 4,28 + 3,52 = 7,80 \text{ т.}$$

$$\text{Сумма } N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 43,85 \text{ т} \approx N.$$

Если учесть, что глубина забивки шпунтовых свай на 20% меньше, чем всех остальных, принимаемых за единицу, то нагрузки найдем по форм. (261).

Пусть ω_1' площадь маячных свай и ω_1'' площадь шпунтовых свай;

$$\begin{aligned} \Sigma \left(\frac{\omega}{h} \right) &= \left(\frac{\omega_1'}{1} + \frac{\omega_1''}{0,8} \right) + \frac{\omega_2}{1,0} + \frac{\omega_3}{1,0} + \frac{\omega_4}{1,0} = \\ &= 2,00 + \frac{5,26}{0,8} + 1 + 1 + 1 = 2,00 + 6,58 + 1 + 1 + 1 = 11,58 \text{ м.} \end{aligned}$$

Расстояние центра тяжести, приведенных к длине свай, опор основания, от ребра А:

$$c = \frac{\omega_2 \cdot 2,0 + \omega_3 \cdot 4,0 + \omega_4 \cdot 6,0}{\sum \left(\frac{\omega}{h}\right)} = \frac{1(2,0 + 4,0 + 6,0)}{11,58} = \frac{12,00}{11,58} = 1,04 \text{ м.}$$

$$\text{Эксцентриситет } e = 1,04 - 1,87 = -0,83 \text{ м.}$$

$$\sum \left(\frac{\omega}{h} y^2\right) = 8,58 \times 1,04^2 + 1,0(0,96^2 + 2,86^2 + 4,96^2) = 9,27 + 0,92 + 8,76 = 24,60 = 43,55 \text{ м.}$$

$$N_1 = \frac{\omega_1}{h_1} \left[\frac{N}{\sum \left(\frac{\omega}{h}\right)} + \frac{Ne}{\sum \left(\frac{\omega}{h} y^2\right)} \cdot y_1 \right] = \left(\frac{\omega_1'}{1,0} + \frac{\omega_1''}{0,8} \right) \left[\frac{43,9}{11,58} + \frac{43,9 \times (0,83)}{43,55} \cdot 1,04 \right] = 8,58 [3,79 - 0,836 \times 1,04] = 8,58 [3,79 - 0,87] = 8,58 \times 2,92 = 25,09 \text{ т.}$$

Подсчитывая нагрузку отдельно на маячные сваи N_1' и отдельно на шпунтовую линию N_1'' , получим, что

$$N_1 = N_1' + N_1'' = \left(\frac{\omega_1'}{1,0} + \frac{\omega_1''}{0,8} \right) \cdot 2,87 = (2 + 6,58) \cdot 2,92 = 5,84 + 19,25 = 25,09 \text{ т.}$$

$$N_2 = 1,00(3,79 + 0,836 \times 0,96) = 3,79 + 0,80 = 4,59 \text{ т.}$$

$$N_3 = 1,00(3,79 + 0,836 \times 2,96) = 3,79 + 2,48 = 6,27 \text{ т.}$$

$$N_4 = 1,00(3,79 + 0,836 \times 4,96) = 3,79 + 4,14 = 7,95 \text{ т.}$$

$$N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 43,90 \text{ т.}$$

Если нагрузку на первую опору N_1 подсчитать отдельно для шпунтовой линии и отдельно для маячных свай, то при одинаковой их длине (из предыдущего случая) получим, что на шпунт приходится 17,95 т, а на маячные сваи 6,87 т. При уменьшении погружения шпунта получится, что на шпунт приходится 19,25 т, а на маячные 5,84 т.

Из сравнения двух подсчетов, сделанных по способу Якоби, видно, что во втором случае, при меньшей глубине забивки шпунтовых свай величина нагрузки получается больше, чем для случая с более глубокой забивкой шпунта ($19,25 > 17,95$).

Такой результат является следствием предположения, что все сваи забиты настолько прочно, что не могут опускаться в грунте, и тогда только более короткая свая, вынужденная в общей системе укоротиться примерно на ту же величину, что и длинная свая на ее же месте, потребует по закону Гука приложения большей силы, чем длинная свая.

Подобное условие для расчета не вяжется с представлением работы свай в грунте, поддерживаемом преимущественно силами трения по ее боковой поверхности и способной давать некоторую осадку в грунте.

Поэтому лишь только в тех случаях, когда все сваи действительно надежно опираются на прочный грунт (например дошли до скалы), можно пренебречь сопротивлением боковой поверхности свай и рассчитывать основание по способу Якоби.

Если сваи также прочно забиты в грунт, но держатся преимущественно трением своей боковой поверхности, то лучше принимать при расчете все сваи одинаковой длины, т. е. пользоваться формулой (262).

Глубина забивки свай определяется аналогично предыдущему способу.

в) Расчет по способу проф. Б. Ю. Калиновича. Наконец сделаем подсчеты распределения нагрузок по опорам по способу проф. Б. Ю. Калиновича, пользуясь формулой (260) для четырех опор, т. е. при $n=4$ и $c=2,0$ м.

$$N_k = \frac{N}{4} + \frac{6Ne}{2} \cdot \frac{(4+1+2k)}{4(4^2-1)} = \frac{N}{4} + \frac{Ne}{20}(5-4k).$$

Центр тяжести четырех опор лежит посредине и тогда $e = 3,0 - 1,87 = 1,13$ м и будет со знаком плюс.

$$N_1 = \frac{43,9}{4} + \frac{43,9 \times 1,13}{20} \cdot (5 - 2 \cdot 1) = 10,98 + 2,48 \cdot 3 = 10,98 + 7,44 = 18,42 \text{ т.}$$

$$N_2 = 10,98 + 2,48(5 - 2 \times 2) = 10,98 + 2,48 = 13,46 \text{ т.}$$

$$N_3 = 10,98 + 2,48(5 - 2 \times 3) = 10,98 - 2,48 = 8,50 \text{ т.}$$

$$N_4 = 10,98 + 2,48(5 - 2 \times 4) = 10,98 - 2,48 \times 3 = 3,54 \text{ т.}$$

$$\text{Сумма } N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 43,92 \approx N.$$

Нагрузки на третью и четвертую опоры N_3 и N_4 получились меньше средней 10,98 т, а потому расчет этих свай надо произвести по величине средней нагрузки.

Глубина забивки свай определяется в зависимости от величины сил, и так как последние значительно отличаются друг от друга, то приходится выдерживать примерно одну и ту же глубину забивки и подбирать соответствующий диаметр свай; можно принимать различные диаметры и глубину погружения свай.

При этом способе не учитывается значительная мощность опоры под лицевой стеной и распределение нагрузок по опорам не зависит от их сопротивляемости.

Для сравнения величин нагрузок приводим ниже таблицу результатов подсчетов.

Таблица 45.

Наименование	По способу пр. Калиновича	По способу Якоби		По способу эквивалент.
		при равных h	при разных h	
Расст. ц. тяжести основания от ребра А	3,00	1,17	1,04	1,62
Эксцентриситет . . .	1,13	0,70	0,83	0,25
Нагрузка N_1	18,42	24,82	25,09	23,89
" N_2	13,46	4,89	4,59	6,05
" N_3	8,50	6,34	6,27	6,67
" N_4	3,50	7,80	7,95	7,29

Как видно из таблицы 45, величина нагрузок по способу эквивалентности на более ответственные первую и вторую опоры являются некоторыми средними.

Если все опоры совершенно одинаковы, то все три способа дают одни и те же величины нагрузок по опорам.

§ 33. РАСЧЕТ РЯЖЕВОГО ОСНОВАНИЯ ПОД УСТОЕМ.

1. Особенности расчета.

В тех случаях, когда грунт основания не допускает забивки свай, устой плотины располагаются на ряжевом основании.

Для этого в котловане глубиной обычно не меньше одного метра от верха флютбета нарубается ряжевое основание в тех же контурах, как и устой. Нижние венцы ряжевого основания располагаются непосредственно на грунте; причем начинать укладку бревен лучше с поперечных рядов, параллельных королевому простенку, так как желательнее более плотное примыкание к грунту именно этих поперечных рядов.

Ряжевое основание устраивается сплошным под всей плотиной, если по условиям производства работ не вызывается необходимость выполнения его отдельными частями.

Вертикальное давление устоя очевидно будет передаваться на грунт не только в пределах контура устоя, но и, благодаря некоторой жесткости ряжевого флютбета, еще на некоторую примыкающую к устью площадь со стороны отверстия; при определении напряжений на грунт во всяком случае следует считать, что соседний с устоем ящик ряжевого флютбета участвует в передаче давления на грунт.

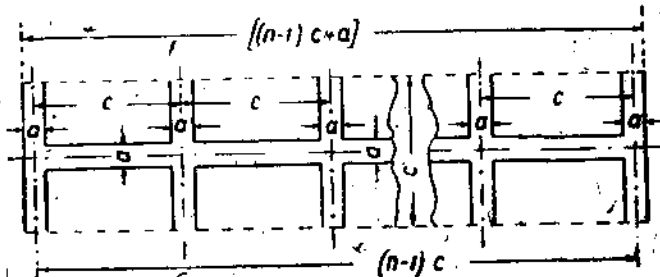
При расчете устоя шириною в три ящика (черт. 167) давление на грунт считаем передающимся на основание пятью продольными стенками.

Расчеты устоя на ряжевом основании аналогичны расчетам устоя на свайном основании, а именно требуется произвести:

1. Проверку устоя на скольжение по плоскости сопряжения с ряжевым флутбетом.
2. Проверку на опрокидывание вокруг нижнего крайнего ребра под лицевой стеной на флутбете.
3. Проверку на скольжение ряжевого устоя вместе с флутбетом по грунту основания, если возможен случай такого скольжения, например, при производстве работ.

В нормальных условиях работы сдвигу устоя по грунту основания кроме сил трения препятствует флутбет в пределах отверстия, который испытывает примерно такое же давление, но направленное в противоположную сторону от другого устоя; поэтому проверку на сдвиг производить не следует.

Несколько отличным является расчет ряжевого основания в отношении нагрузок на основание; по условиям прочности грунта основания, необходимо, чтобы давление на грунт было не больше допустимого. При действии распора грунта со стороны берега или дамбы, очевидно, наибольшее давление на грунт будет или под лицевой стеной или под соседней с ней продольной стеной флутбета, если принять, что давление на грунт передается еще и соседним с устоем ряжевым ящиком флутбета.



Черт. 166.

2. Проверка напряжений в основании.

Давление от устоя передается на грунт не равномерно; подсчитанный выше действующий вес устоя Q_1 , составляющий большую часть веса его, давит на грунт всем деревянным каркасом, т. е. продольными и поперечными стенами на незначительную площадь основания; а другая, меньшая часть загрузки Q_2 давит на всю остальную площадь основания, равную сумме внутренних площадок ящиков.

Для длины устоя, равной одной клетке, площадь, на которую передается давление Q_1 , изображена на черт. 166. В общем случае при n продольных стенках и $(n-1)$ промежутках, одинаковых по размерам ящиков и равной толщине стенок, эта площадь симметрична относительно оси, проходящей через середину основания и центр тяжести этой площади лежит посредине основания; поэтому момент сопротивления ее будет одинаков как для кромок с максимальными напряжениями, так и для кромок с минимальными; тогда напряжения

$$\sigma = \frac{Q_1}{\Omega} \pm \frac{Q_1 e}{W} \quad (264)$$

где σ — напряжения максимальные при знаке плюс и минимальные при знаке минус;

Q_1 — действующий вес устоя по формуле (218);

e — эксцентриситет по формуле (255);

Ω — площадь фигуры по черт. 166 и формуле (265);

W — момент сопротивления по формуле (268).

Площадь ряжевого каркаса для устоя с n продольными стенками и $(n-1)$ ящиками по ширине при обозначениях по черт. 166

$$\Omega = [c(n-1) + a]a + (c-a)an,$$

$$\Omega = a[c(2n-1) - a(n-1)]. \quad (265)$$

При $n=4$, т. е. для устоя из 3 ящиков

$$\Omega = a(7c - 3a),$$

а при ширине квадратных ящиков в 2,0 м и ширине нижних венцов 0,26 м

$$\Omega = 0,26(7 \cdot 2,0 - 3 \cdot 0,26) = 3,44 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления этого сечения определится через момент инерции I относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения. Расстояние от этой оси до наиболее удаленной точки сечения

$$l = \frac{c(n-1) + a}{2};$$

$$W = \frac{I}{l} = \frac{2I}{c(n-1) + a}. \quad (266)$$

Разбивая площадь на отдельные прямоугольники и суммируя их моменты инерции, напишем выражение для I , назвав через k какую-либо по порядку продольную стенку.

$$I = \frac{a[(n-1)c + a]^3}{12} + \sum_{k=1}^{n-1} \left\{ \frac{(c-a)a^3}{12} + (c-a)a \left[\frac{(n-1)c}{2} - (k-1)c \right]^2 \right\}.$$

Первый член этого выражения представляет момент инерции среднего прямоугольника шириною a и высотой $[(n-1)c + a]$ относительно оси, проходящей через его середину высоты (середину основания).

Второй член есть сумма моментов инерции прямоугольников шириною $(c-a)$ и высотой a относительно той же оси; после преобразования получаем:

$$I = \frac{a[(n-1)c + a]^3}{12} + \frac{n(c-a)a}{12} \{a^2 + c^2(n^2 - 1)\}. \quad (267)$$

Момент сопротивления (форм. 266)

$$W = \frac{a[(n-1)c + a]^2}{6} + \frac{n(c-a)a}{6[(n-1)c + a]} \{a^2 + c^2(n^2 - 1)\}. \quad (268)$$

При $n=4$

$$W = \frac{a(3c + a)^2}{6} + \frac{2(c-a)a}{3(3c + a)} (a^2 + 15c^2). \quad (269)$$

При $n=3$

$$W = \frac{a(2c + a)^2}{6} + \frac{(c-a)a}{2(2c + a)} (a^2 + 8c^2). \quad (270)$$

Определив значения Ω и W , зная по предыдущему Q_1 и e , определим $\sigma_{\max}$ и $\sigma_{\min}$. Напряжения изменяются от $\sigma_{\max}$ до $\sigma_{\min}$ по закону прямой линии как для жесткого массива и величина их для какой-либо промежуточной продольной стены может быть определена по эпюре графически или по формуле

$$\sigma_k = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{k-1}{n-1}, \quad (271)$$

где n — число продольных стенок в рассчитываемом основании,

k — порядковый номер продольной стенки, считая от флутбета.

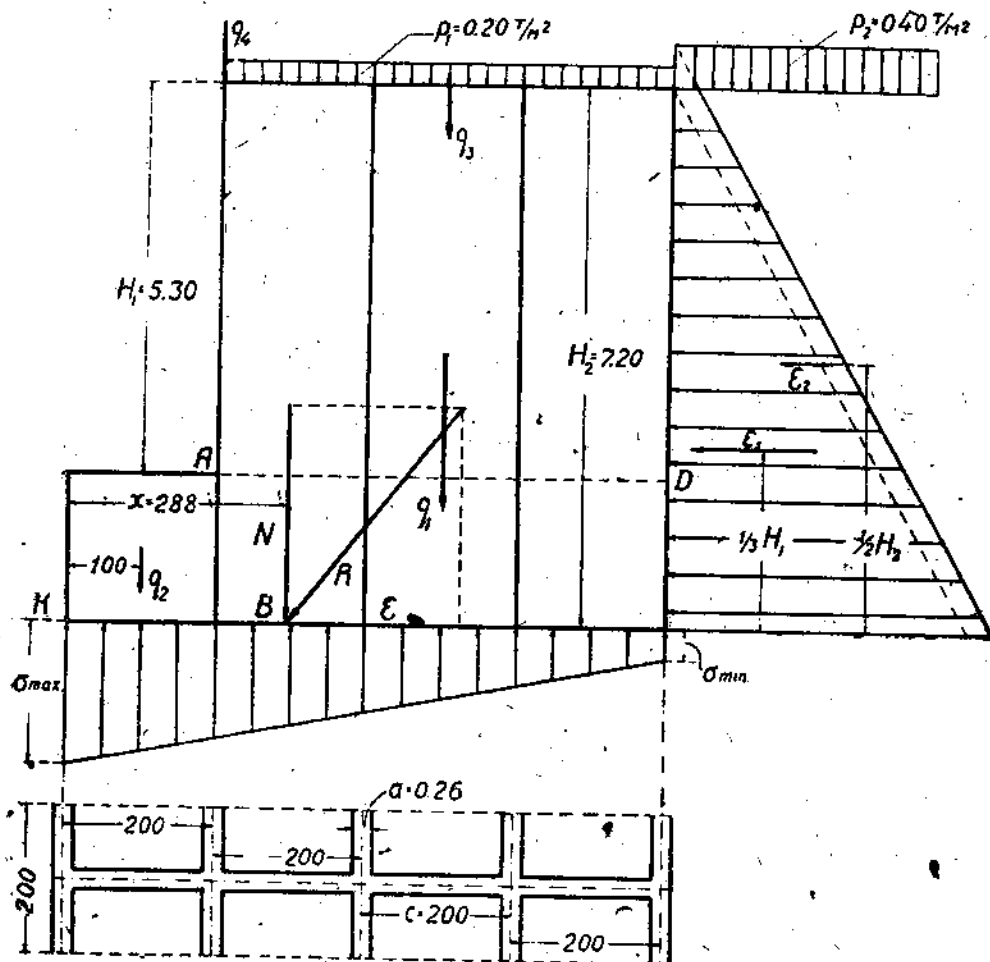
Если полученное напряжение окажется более допустимого, то может быть полезным все нижние венцы сделать из более толстого леса, увеличив тем самым Ω и W ; в частном случае возможно устройство под ряжем фундамента из каменно кладки или каменной отсыпи (напр. при постройке набережных), распределяющих давление на большую площадь (в каменной наброске под углом 45°).

Если увеличить площадь передачи давления только под частью продольных

стен, то общая площадь будет уже не симметрична; необходимо найти ее центр тяжести и в формулу (264) для определения $\sigma_{\max}$ под лицевой стеной подставить момент сопротивления $W_1 = \frac{I}{l_1}$, где l_1 есть расстояние от центра тяжести до наиболее удаленной точки лицевой стены или соседней с ней продольной стены флютбета; для $\sigma_{\min}$ соответствует $W_2 = \frac{I}{l_2}$, где l_2 расстояние от центра тяжести до наиболее удаленной точки задней стены устоя.

§ 34. ПРИМЕР РАСЧЕТА РЯЖЕВОГО УСТОЯ НА РЯЖЕВОМ ОСНОВАНИИ.

Ряжевой устой (черт. 167) нарубается на ряжем основании высотой 2,0 м. Высота устоя над верхним венцом флютбета равна 5,30 м; ширина устоя 6,0 м.



Черт. 167.

Полагаем, что давление от устоя передается на грунт основания кроме части флютбета под устоем еще одним ящиком шириною 2,0 м; таким образом ширина по низу ряжевого каркаса, передающего нагрузку на грунт основания, равна 8,0 м. Расчет производится для полосы в 2,0 погонных м.

Проверок устойчивости на скольжение устоя по плоскости АД и на опрокидывание вокруг ребра А не производим, так как они аналогичны проверкам для

устоя на свайном основании; данные для расчета также одинаковы с упомянутым расчетом устоя (см. § 32).

Подсчитаем напряжения на грунт основания, полагая, что действующий вес устоя передается деревянным каркасом устоя на площадь, им занимаемую согласно черт. 167. Распределение напряжений в основании считаем по прямолинейному закону.

Подсчитаем вертикальные силы и момент их относительно ребра K .

Средний объемный вес надфлютбетной части устоя $\gamma_1 = 1,57 \text{ т}$; объемный вес загрузки флютбетной части, взвешенной в воде, $\gamma_2 = 1,0 \text{ т}$ и дерева — $\gamma_3 = 0$.

Коэффициент передачи для ящиков высотой $7,3 \text{ м}$ принимаем (таблица 40) в среднем равным $K_1 = 0,45$ и для ящика высотой в $2,0 \text{ м}$ — $K_2 = 0,29$.

Действующий вес высокой части устоя

$$q_1 = [6,0 \times 2,0 \times 5,3 \times 1,57 + (2,0 - 0,2)^2 \times 3,0 \times 2,0 \times 1,0] 0,45 = \\ = [99,85 + 19,44] \times 0,45 = 53,68 \text{ т.}$$

Действующий вес низкой части

$$q_2 = (2,0 - 0,2)^2 \times 2,0 \times 1,0 \times 0,29 = 1,88 \text{ т.}$$

Вес моста в пределах устоя при весе его $p_1 = 0,20 \text{ т}$

$$q_3 = 0,20 \times 6,0 \times 2,0 = 2,40 \text{ т.}$$

Вес моста с половины пролета в $5,0 \text{ м}$

$$q_4 = 0,20 \times \frac{5}{2} \times 2,0 = 1,0 \text{ т.}$$

Равнодействующая всех вертикальных сил

$$N = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 53,68 + 1,88 + 2,40 + 1,0 = 58,96 \text{ т.}$$

Момент вертикальных сил относительно ребра K

$$M_0 = (q_1 + q_2) \times 5,0 + q_3 \times 1,0 + q_4 \times 2,0 = (53,68 + 1,88) \cdot 5 + 1,88 \times 1,0 + \\ + 1,0 \times 2,0 = 280,40 + 1,88 + 2,00 = 284,28 \text{ т.}$$

Горизонтальные силы.

Распор грунта при наличии приведенной нагрузки $h_0 = \frac{0,4}{2,0} = 0,2 \text{ м}$ от веса толпы $p_2 = 400 \text{ кг/м}^2$, при объемном весе грунта $2,0 \text{ т}$ и угле естественного откоса $\varphi = 25^\circ$ по формуле (228)

$$E_1 = \mu_a H_1^2 = 0,91 \times 7,3^2 = 43,27 \text{ т,}$$

$$E_2 = 2 \mu_a H_2 h_0 = 2 \times 0,91 \times 7,3 \times 0,2 = 2,37 \text{ т,}$$

где $\mu_a = 0,91$ по графику № 21 (черт. 103).

Момент горизонтальных сил относительно точки K

$$M_0 = E_1 \frac{H_1}{3} + E_2 \frac{H_2}{2} = 43,27 \times 2,43 + 2,37 \times 3,65 = 105,15 + 8,65 = 114,80 \text{ т/м.}$$

Расстояние x от ребра K до точки пересечения основания равнодействующей всех сил по форм. (253)

$$x = \frac{M_0 - M_0}{N} = \frac{284,28 - 114,80}{58,96} = \frac{169,48}{58,96} = 2,88 \text{ м.}$$

Центр тяжести симметричного основания лежит посередине.

Эксцентриситет $e = 4,0 - x = 4,0 - 2,88 = 1,12 \text{ м.}$

Площадь ряжевого каркаса при диаметре нижних венцов в 26 см по формуле (265) при $n = 5$

$$\Omega = a[c(2n - 1)] - a(n - 1) = 0,26 [2,0 \cdot 9 - 0,26 \cdot 4] = \\ = 0,26 \cdot 17,04 = 4,43 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления по формуле (268) при $n = 5$

$$W = \frac{a(4c+a)^2}{6} + \frac{5(c-a)a}{6(4c+a)}(a^2 + 24c^2). \quad (272)$$

$$W = \frac{0,26(4 \cdot 2,0 + 0,26)^2}{6} + \frac{5(2,0 - 0,26)0,26}{6(4 \cdot 2,0 + 0,26)}(0,26^2 + 24 \cdot 2^2) =$$

$$= \frac{0,26 \times 68,23}{6} + \frac{8,7 \times 0,26}{49,56} 96,07 = 2,95 + 4,38 = 7,33 \text{ м}^3.$$

Напряжения на грунт по кромкам основания определяются по формуле (27)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{N_e}{W} = \frac{58,96}{4,43} + \frac{58,96 \cdot 1,12}{73,3} = 13,3 + 9,0 =$$

$$= 22,3 \text{ т/м}^2 = 2,23 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = 13,3 - 9,0 = 4,3 \text{ т/м}^2 = 0,43 \text{ кг/см}^2.$$

Эпюра напряжений показана на черт. 167.

Допускаемые напряжения для грунтов, не позволяющих забивку свай, обычно больше полученного $\sigma_{\max}$.

§ 35. КОНСТРУКЦИЯ РЯЖЕВЫХ УСТОЕВ.

При расчете ряжевые устои принимаются конструкцией жесткой; в действительности такая конструкция может деформироваться, например, при неравномерной осадке опор. Богатая практика постройки ряжевых стенок установила, что вполне достаточная их жесткость обеспечивается при расстоянии между продольными и поперечными стенами примерно в 2,0 м; этого расстояния и надо придерживаться во всех случаях, когда особые требования не заставляют его изменить; однако не следует рубить стенки ближе чем 1,5 м и реже чем 2,5 м друг от друга (черт. 168).

Как показывают расчеты и подтверждает работа существующих сооружений, ширину по низу ряжевых стенок достаточно принимать равной их высоте; из экономии материалов и количества работы при ширине устоя в несколько ящиков целесообразно на полную высоту делать только один ящик, примыкающий к лицевой стенке, а следующие рубить несколько ниже (черт. 153). Величину каждой ступени достаточно принимать в 1,0 м, но не больше ширины ящика (около 2,0 м), а также не больше одной трети высоты устоя; высота заднего, самого низкого ящика не должна быть меньше полуторной ширины его; в противном случае может быть недостаточна его жесткость и прочность при передаче на стенку находящейся на этой части устоя земляной засыпки.

В некоторых случаях таких уступов стен не приходится делать, например, при расположении через плотину проезжего моста; в пределах понура не следует высоту внутренних ящиков делать ниже подпорого горизонта воды, до высоты которого обычно нарубается шпунтовый простенок над королем.

1. Стены.

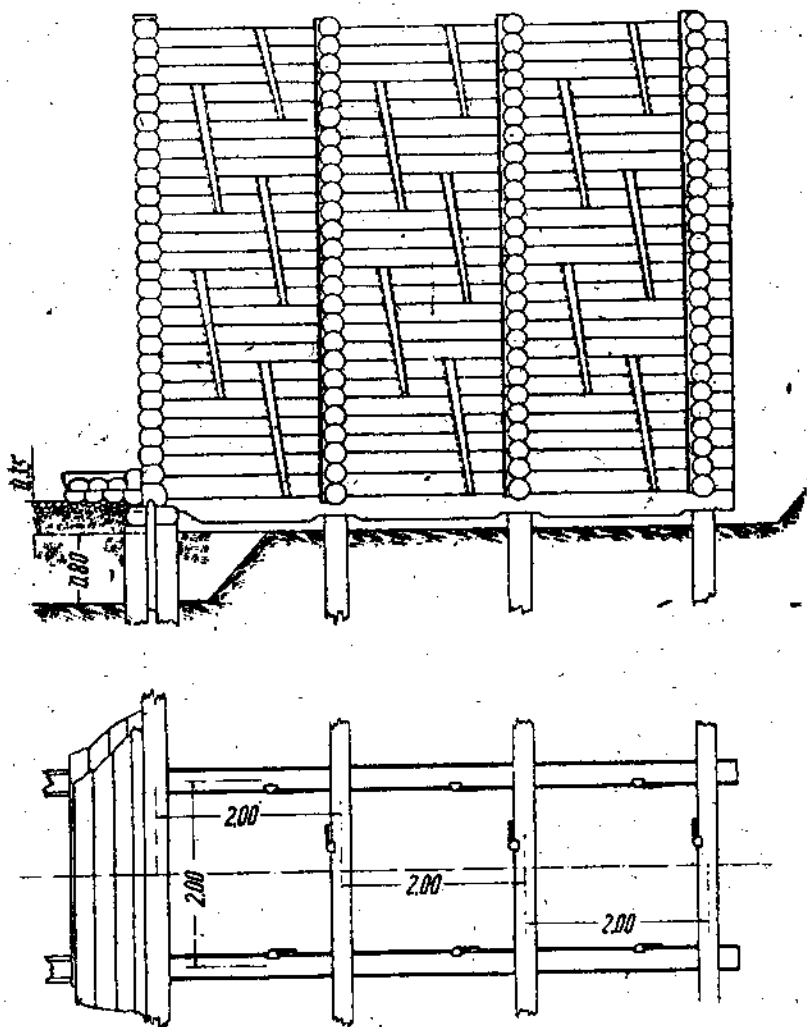
Рубка лицевых стен как продольных, так и поперечных производится из круглого леса диаметром 20—26 см.

В простых плотинах производится обычная припазовка венцов путем устройства выкружки (черт. 171); при этом верхний венец соприкасается с нижним только краями, которые легко сминаются. Это обстоятельство ведет к большой осадке стен и вследствие быстрого разрушения обмятых краев — к образованию путей фильтрации через появившиеся таким образом щели.

В плотинах ответственных подобным образом могут рубиться лишь внутренние стены; в лицевых же стенах припазовку одного венца к другому лучше всего производить в приплотку (под плоскость) (черт. 169) с образованием между венцами гладких горизонтальных постелей, при тщательной обтеске верхней и нижней граней,

с плотной пригонкой постелей друг к другу, которые для большей плотности еще остругиваются. При этом получается незначительная осадка стен. Ширина постели не должна быть меньше 16 см.

С наружной стороны лицевые стены не следует отесывать на плоскость, а оставлять бревна круглыми. Вместо того чтобы обтесывать бревно цилиндром, в целях экономии работы, надо ось бревна располагать не по оси стенки, а сдвигать комлем внутрь устоя таким образом, чтобы внешняя образующая конуса (каковым можно считать бревно) лежала параллельно оси стены. С минимальной



Черт. 168.

величиной обтески только одна наружная сторона бревна делается цилиндрической. Обтесанная на цилиндр эта сторона бревна остругивается. В простых плотинах остругивки можно и не делать.

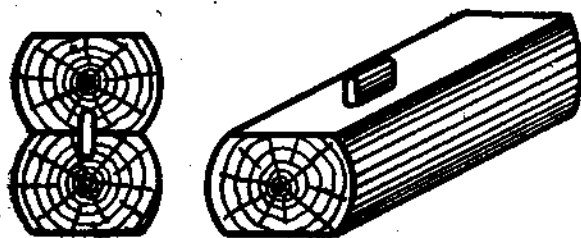
Стыки бревен располагаются в разбежку, таким образом, чтобы в одном ящике они были не чаще, чем через два венца на третий; соединение бревен в стыках производится шипом (черт. 170). В каждом ящике венцы между собою соединяются вставным шипом для предупреждения выпирания в сторону отдельных венцов; в стыках каждый конец бревна садится на вставной шип.

Высота венца получается обычно 20—22 см.

Внутренние стенки как продольные, так и поперечные, рубятся из бревен

диаметром 20—22 см или вовсе без припазовки или без тщательной припазовки друг к другу, лишь с подтеской комлей.

Пересечения внутренних стен между собою производятся простой врубкой в обло (в чашку) (черт. 171) с незначительной подтеской с боков в месте пересечения или даже вовсе без обтески; можно также при пересечении давать прямоугольную врубку с пропиливанием с боков (черт. 172).



Черт. 169.

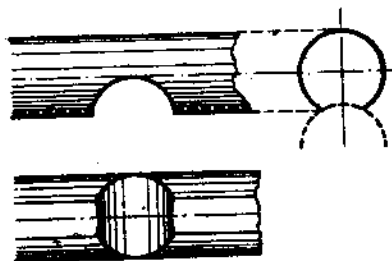
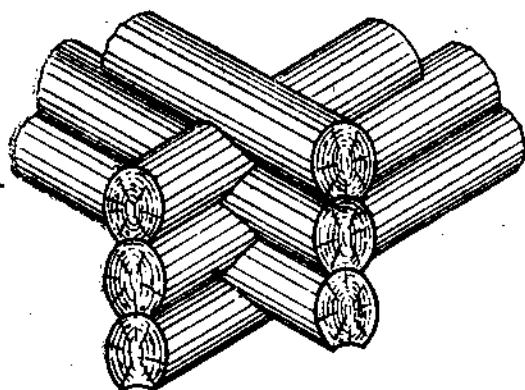


Черт. 170.

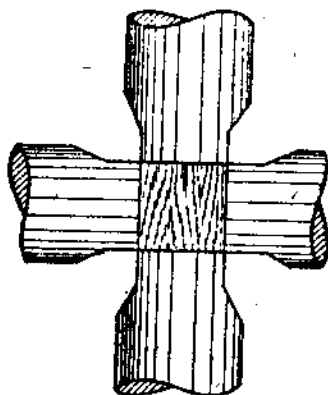
Внутренние стены с лицевыми соединяются лапой с подтеской в месте врубки лицевой стены (черт. 174) или без подтески с лица, а с выкружкой в торце бревна поперечной стены (черт. 173).

Верхняя и нижняя постель лапы делаются иногда горизонтальными, и в этих случаях лапа держит лицевую стену только боковыми гранями.

Пересечения внутренних стен с задними стенами устоя делаются простыми врубками с остатком, выступающим на два диаметра бревна, считая от оси задней стены, но не менее как на полтора диаметра; иногда для устранения прямого пути фильтрации воды вдоль задней продольной стенки, оставляют концы некоторых поперечных



Черт. 171.



Черт. 172.

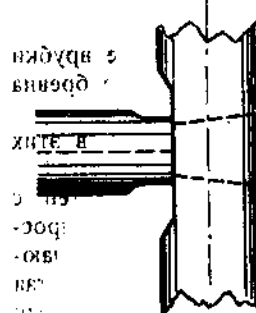
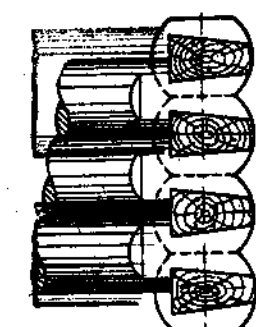
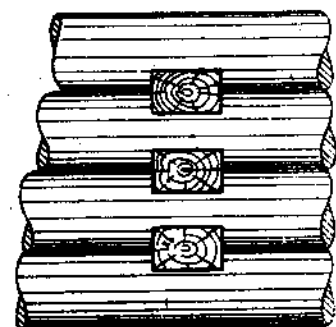
стенок на 1,0—1,5 м, запуская их в грунт берега или дамбы.

Для соединения венцов между собою в вертикальном направлении в каждый промежуток всех внутренних стен забивается по одному ряду шпонок; длина шпонки не больше 1,5 м, причем концы их заходят в два общих венца (черт. 168).

Шпонки вытесываются из пластин толщиной 9—11 см (или из накатника; для вытесывания шпонок следует использовать обрезки круглого леса). Размеры шпонки показаны на черт. 175, а их расположение на черт. 168; врубание паза для шпонки производится с незначительным углом к вертикали для более лучшего удержания шпонкой венцов от их вертикального перемещения, так как при этом шпонка будет еще работать на перекашивание.

В лицевые стены, во избежание их ослабления, шпонки не врубаются.

Высокие наружные стенки, во избежание их выпучивания, укрепляются установкой „сжимов“, состоящих из двух бревен или пластин, соединенных через стенку болтами, устанавливаемыми примерно через 1,0 м; в месте расположения сжимов стена подтесывается.



Черт. 173.

Отверстия для болтов в сжимах высверливаются продолговатой формы, чтобы в случае осадки стен болты имели возможность передвигаться в этих отверстиях; в противном случае верхние венцы будут болтами удерживаться и под ними образуется щель.

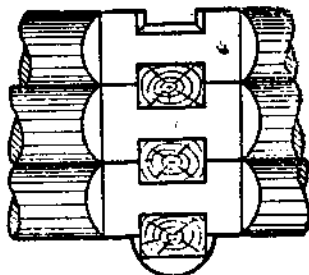
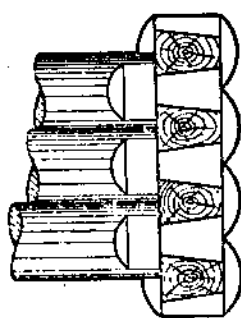
Величину осадки ряжевой стенки можно принять равной двум сантиметрам на один метр высоты ряжа; из этого расчета и надо оставлять зазор в отверстиях ниже болта, увеличивая его постепенно от нижних болтов к верхним; нижний болт крепится без зазора.

В ряжах с днищем, загружаемым камнем, сжимы ставятся и на внутренних стенах.

Углы наружных стен рубятся в лапу под прямым углом согласно черт. 176; для более надежного соединения устраивается внутренний шип, называемый запотемком (черт. 177).

В понуре при расширении отверстия нарубается лицевая стена под углом к оси плотины и в месте пересечения с лицевыми стенами приходится выполнять врубку лапой под тупым углом (черт. 178). Помимо трудности выполнения такая врубка является не прочной, легко расстраивается, скорей сгнивает и более водопроницаема, чем врубка под прямым углом.

Поэтому их следует избегать, и если нет особой нужды, то делать в понуре прямую стенку. Тупой угол пересечения надо располагать возможно дальше от королевой линии и, при наличии в понуре трех ящиков, тупое пересечение делать во втором от короля ящике; лишь при наличии только двух ящиков в понуре приходится его располагать в первом от короля ящике. Эта врубка лапой также делается с запотемком.



Черт. 174.

При рубке бычка кроме тупого угла пересечения приходится делать еще и врубку лапой под острым углом.

В скошенных частях лицевых стен расстояние между лапами должно быть не

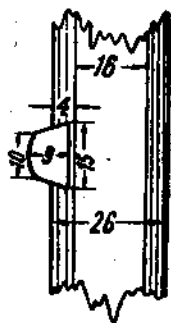
ближе 0,6 м от угла.

иногда и обшиваются вертикально досками.

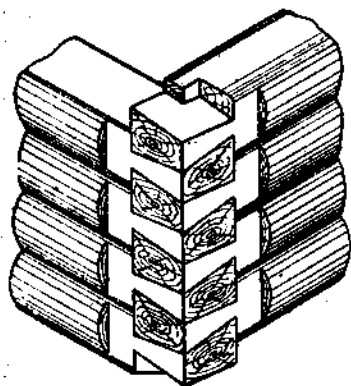
Под лицевую стенку в понуре, если она скошена, подводится под углом к продольному брусу толстый брусок понурных полов.

Поперечные стены устоя на короле и понуре располагаются на соответствующих шапочных брусках; последние делаются из меньшей толщины леса и менее высокие (примерно на 5 см ниже), чем в пределах отверстия; причем над королем под устоем шапка делается не из двух, а из одного бревна, и стык их согласно черт. 179 и 129 устраивается обычно в первом ящике от лицевой стены. Разная высота шапок и насадок выравнивается разной толщиной нескольких нижних венцов.

СК' ЛЬКО НАКЛОННО ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ НА ОБОИХ КОНЦАХ

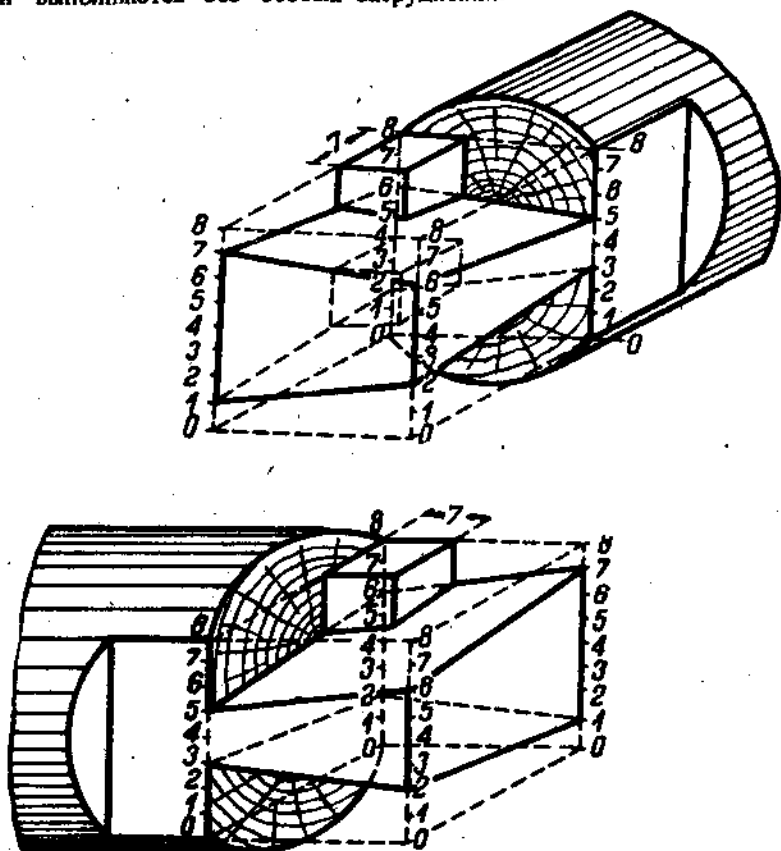


Черт. 175.



Черт. 176.

врубок под тупым углом в полдерева или же на одном тупом угле постели несколько принижать, а на другом — повышать; все эти манипуляции опытными плотниками выполняются без особых затруднений.

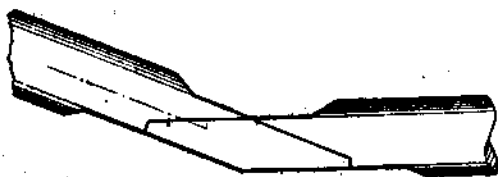
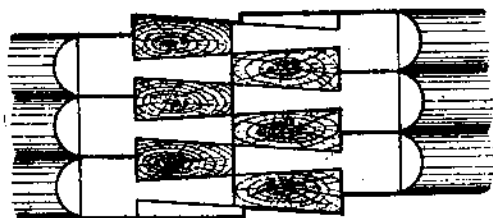


Черт. 177.

2. Шпунтовые простенки.

Устой, являясь частью плотины, поддерживающей напор, должны быть водонепроницаемы. Достигается это тщательной пригонкой постелей лицевых стен в понуре, аккуратным и точным исполнением врубок в этой стене; иногда даже эти стены делаются шпунтовыми.

Основной непроницаемой частью устоя является поперечная стенка над королевой шпунтовой линией. Эта стенка, называемая шпунтовым простенком, нарубается из шпунтовых брусьев с горизонтальным гребнем и соответствующим ему пазом в вышележащем венце. Шпунтованные брусья вытесываются из бревен диаметром 28 см с гребнем шириною 5 см и высотой 4—5 см и соответствующих размеров пазом с небольшим припуском. Нижний шпунтованный брус кладется на шапочный брус короля, в котором на верхней постели оставляется гребень; между венцами по осмолке прокладывается вой-



Черт. 178.

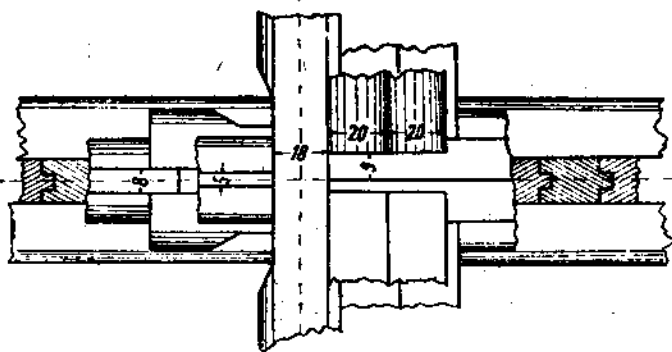
лок и каждый из брусьев прибивается железными ершенными болтами через 2,0 м один от другого; длина ершенного болта 50 см. Лучше, но дороже, крепить глущарями.

Шпунтовый простенок одним своим концом примыкает к лицевой стене и зарубается в нее ласточкиным хвостом (прилож. 33) или весьма тщательно исполненной лапой. Иногда все внутренние продольные стены не перерубают шпунтового простенка, а врубаются в него также ласточкиным хвостом (черт. 180). Выше подпорного горизонта воды шпунтового простенка не делают и на рубка стен производится обычным порядком.

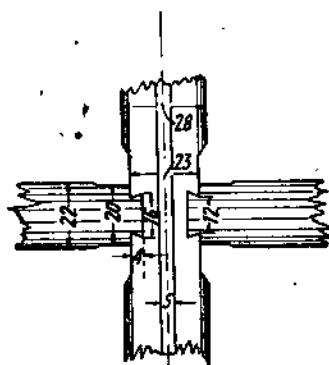
При указанном выполнении шпунтового простенка устой не получает прочности в продольном направлении, так как все внутренние продольные стены разбиваются, а цельность лицевой стены весьма сильно ослабляется тупым углом пересечения в понуре.

Для устранения указанного недостатка на черт. 181 изображена деталь пересечения продольной стенки со шпунтовым простенком. Бревна продольной стены зарубаются в полдерева прямоугольной врубкой.

Глубина врубки в шпунт, считая от верхней постели, 6 см; нижней своей частью продольное бревно охватывает плотно шпунт. Это сквозное пересечение



Черт. 179.



Черт. 180.

должно быть выполнено тщательно, продольное бревно нижней постелью во врубке кладется после осмолки на войлок, вертикальные швы конопатятся, а сверху по осмолке на войлоке кладется следующий шпунтованный брус; таким образом достигается непроницаемость в месте пересечения простенка (черт. 182).

Пересечение лицевой стены со шпунтовым простенком может быть выполнено одинаково с вышеописанным, причем концы простенка, обтесанные с боков, выступают за лицевую стену и служат опорой для коренной стойки; эти концы надо тщательно засмолить и обшить досками.

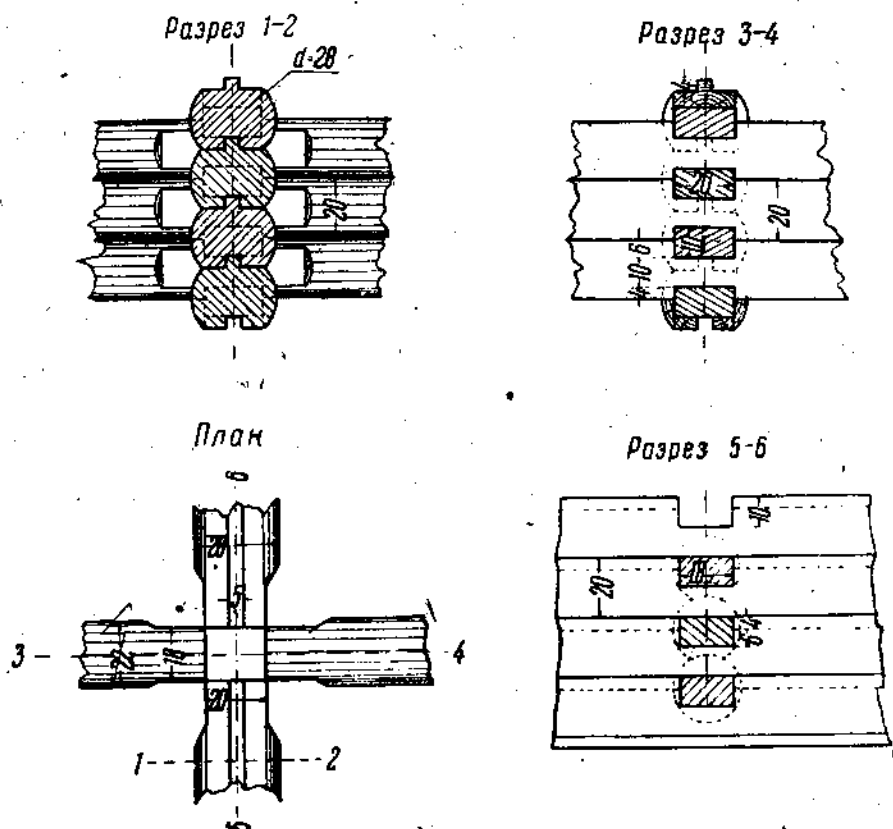
В целях экономии лесоматериалов шпунтовый простенок можно делать из 26 см бревен с притесанными под плоскость постелями как и лицевая стена, в которых шпунторезом выбираются пазы шириною 2,5 см и глубиною 2 см; после укладки какого-либо венца в паз постели вставляется по всей длине рейка сечением $2,5 \times 4$ см из сухого дерева, которая своей выступающей частью образует гребень; следующий венец кладется на предыдущий так, чтобы верх рейки вошел в паз бревна.

Разбухание рейки при смачивании уплотнит соединение и сделает его непроницаемым; это наиболее дешевая и рациональная непроницаемая стенка.

Делая нижний паз венца с некоторым припуском по сравнению с размерами гребня из рейки, произведя осмолку и прокладку войлока, получим такой же простенок, как и в первом случае, но из более тонкого леса и более дешевый.

Пересечение простенка с рейками продольными стенками производится анало-

гично первому случаю (черт. 183). После врубki сверху на простенок продольного бревна, последнее в месте пересечения стесывается заподлицо с верхней постелью



Черт. 181.

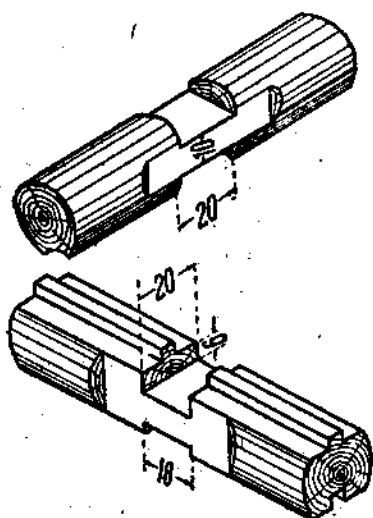
и на ширине продольного бревна выбирается паз, одинаковый с ранее выбранным пазом в бревне простенка; затем вставляется сплошная рейка по всей длине простенка (черт. 184).

В стыках рейки срезаются под острым углом и концы их плотно приставляются один к другому.

В плотинах, находящихся короткое время под напором, шпунтовых простенков можно не делать, ограничиваясь плотной притеской венцов под плоскостью; полезно со стороны напора проконопатить швы. Пересечения делаются по черт. 185.

Учитывая некоторую трудность надежного устройства пересечения со шпунтовым простенком, достаточно лишь несколько нижних венцов (три — четыре) пропустить через простенок, не разрезая их, а остальные можно зарубить ласточкиным хвостом. Тогда по низу и по верху (выше подпорного горизонта, где шпунтовый простенок кончается) устой будет иметь достаточные продольные крепления.

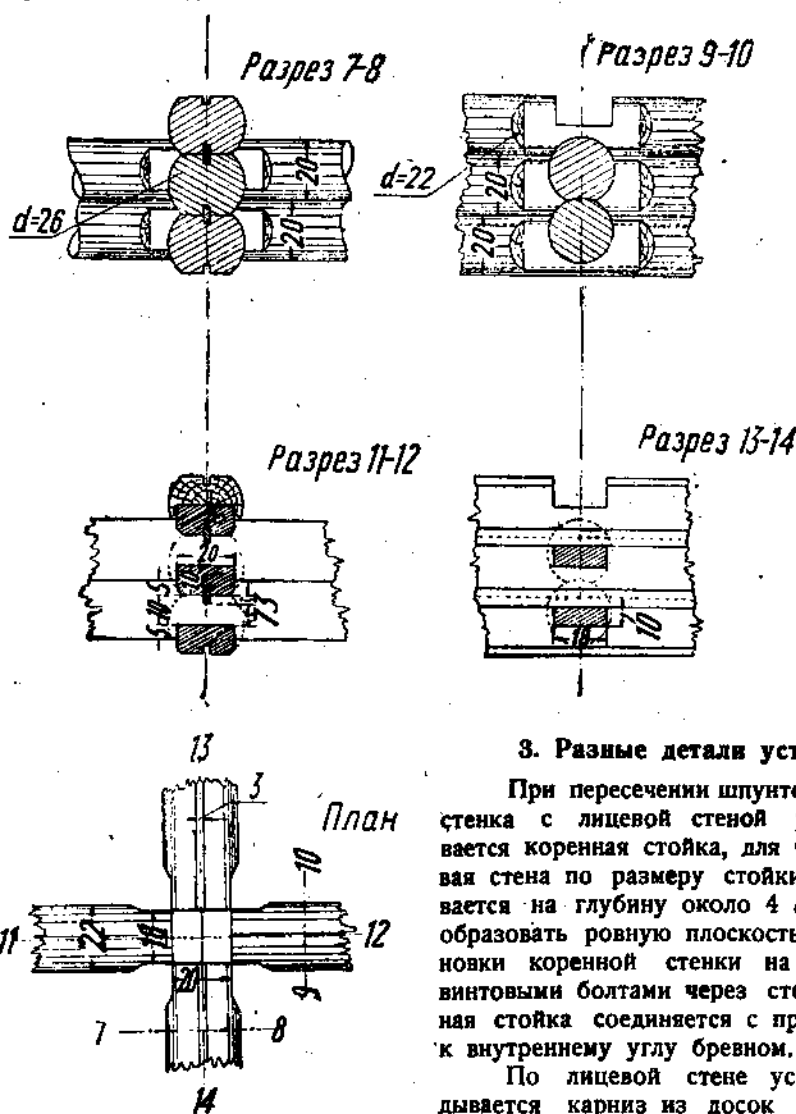
Следует обратить внимание, что при закрытом отверстии для прохода воды из верхнего бьефа в нижний имеется весьма короткий путь *авс* в обход коренной стойки (черт. 152) через примыкающие



Черт. 182.

к ней два ящика; причем имеющийся на этом пути шпунтовый простенок должен быть исполнен особенно тщательно.

При напорах свыше 3 метров надо внутренние углы шпунтового простенка с напорной стороны у лицевой и следующей за ней продольной стеной обшить на войлоке вертикальными досками.



Черт. 183.

3. Разные детали устоя.

При пересечении шпунтового простенка с лицевой стеной устанавливается коренная стойка, для чего лицевая стена по размеру стойки подтесывается на глубину около 4 см, чтобы образовать ровную плоскость для установки коренной стенки на войлоке; винтовыми болтами через стену коренная стойка соединяется с притесанным к внутреннему углу бревном.

По лицевой стене устоя укладывается карниз из досок или обтесанных брусьев, которые в то же время могут быть и верхним венцом.

Высота устоя над наивысшим горизонтом обычно принимается от 0,5 до 1,5 м; в особых случаях может быть и больше, например, при волнении в водохранилище.

В пределах водобоя, если нет надобности по плотине устраивать проезжего моста, высота нижних ящиков может быть снижена (прилож. 35 и 38); при этом возвышение их над наивысшим горизонтом воды в нижнем бьефе должно быть около 0,5 м.

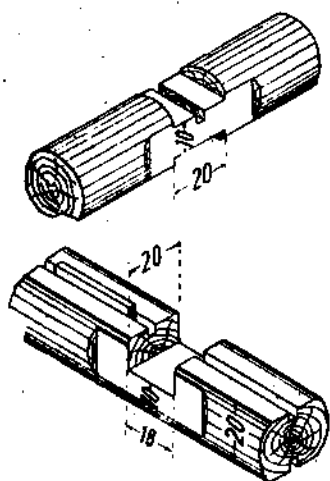
В случае, если лицевая стена может сильно пострадать от ударов льдин или сплавляемых бревен, ее следует обшить пластинами или досками по врубленным в лицевую стенку стойкам или досками между поперечными стенами; обшивка делается лишь на 0,5 м выше горизонта ледохода или сплава.

Обшивка способствует гниению, а потому к ее устройству следует прибегать лишь в случаях действительной потребности.

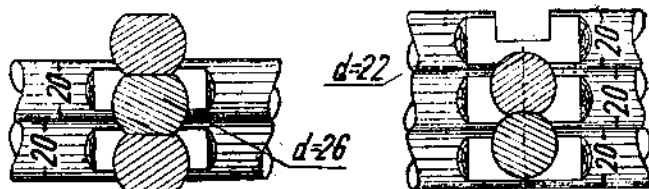
Материалом для обшивки устоя осмаливаются за два раза; особое внимание должно быть обращено на осмолку торцов.

Загрузка ряжевых ящиков производится песчано-глинистым грунтом, содержащим не более 30% глины; большее присутствие глины, способной пучиться при морозах, легко может вызвать расстройство врубок; если во внутренних ящиках устоя может быть допущено большее количество глины в загрузке, то это ни в коем случае не может быть допущено при загрузке всех ящиков, примыкающих к лицевым стенам устоя, промерзание которых всегда происходит.

Также песчано-глинистым грунтом следует загружать всю не занятую ряжевым устоем часть котлована, так называемые пазухи.

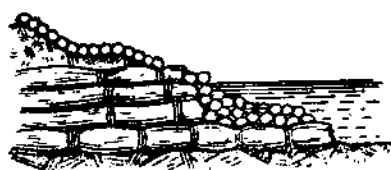
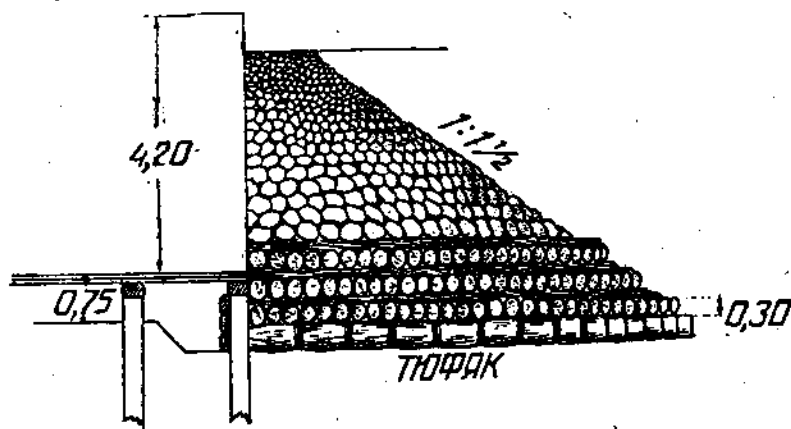


Черт. 184.



Черт. 185.

Загрузка ящиков легкими растительными грунтами, например торфом, допустима лишь в том случае, когда это подтверждается расчетами, указывающими на достаточную устойчивость ряжевого устоя.

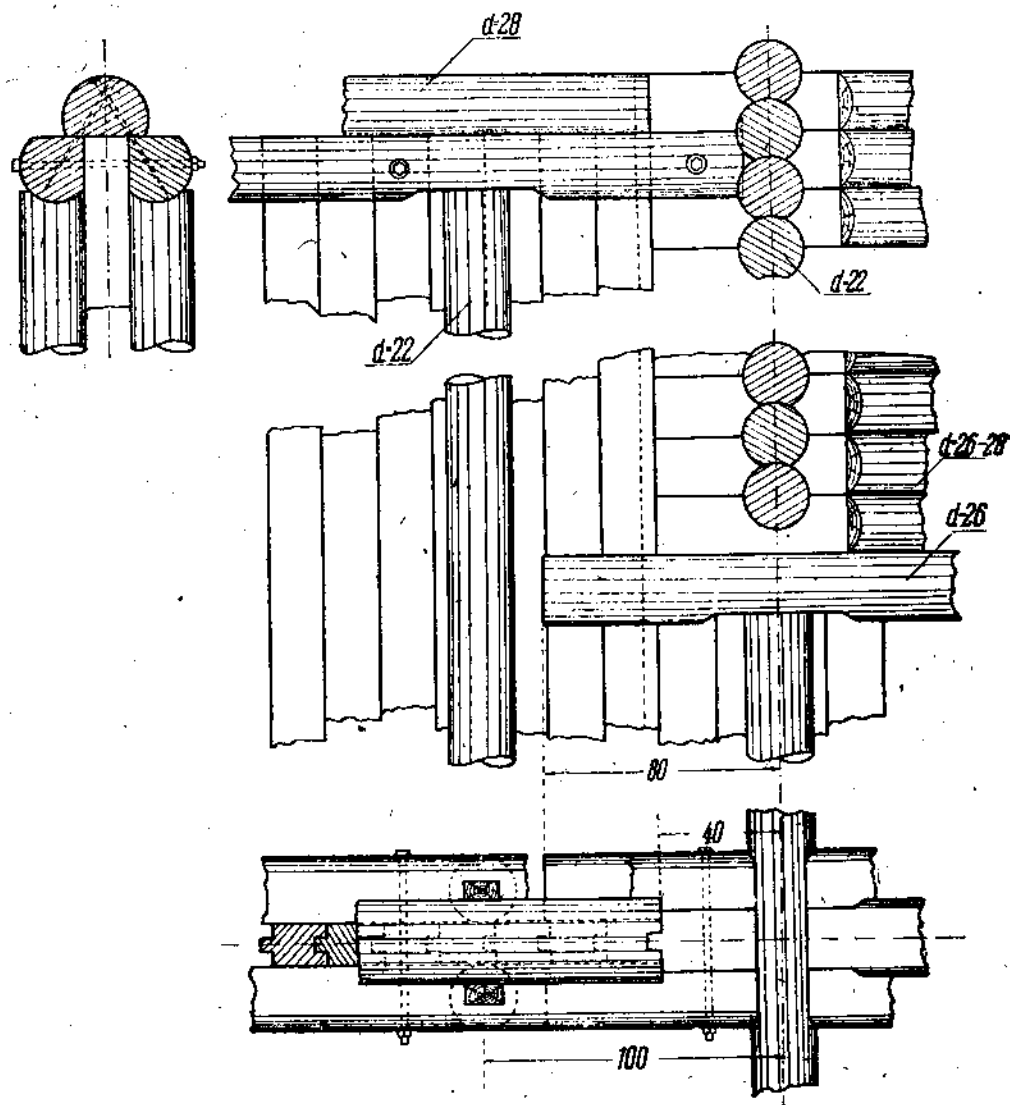


Черт. 186.

Передняя стенка устоя обсыпается грунтом в виде усеченного конуса с площадкой на верху около 1,0 м (не меньше 0,5 м). Откосы принимаются в зависимости от рода грунта и чаще всего 1:1,5 для глинистых грунтов и 1:2 для

песчаных; поверхность откосов замащивается двойной мостовой (на мху или мостовкой в плетневых клетках. При наличии большого количества камня откос грунта поддерживается призмами из каменной отсыпи, на которой верхний слой камней укладывается на мху; при этом может быть принят даже одиночный откос.

Необходимо, чтобы ряжевый устой простирался в берег или дамбу дальше верхней площадки конуса не менее как на 1,0 м.



Черт. 187.

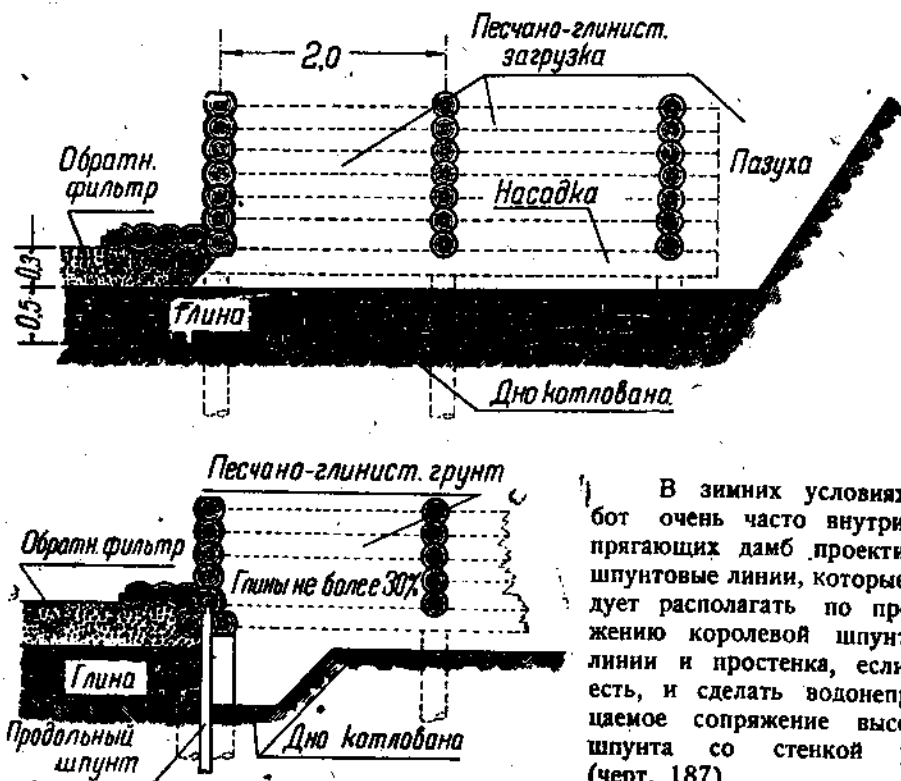
Нижняя стенка устоя может так же обсыпаться конусом, как и передняя, но размеры камней здесь должны быть больше, так как и скорости течения на сливе больше чем перед понуrom.

Иногда нижний конус делается из фашинной кладки (черт. 186); последняя возвышается несколько выше (около 0,30 м) горизонта воды в нижнем бьефе. Если дно реки укрепляется фашинным тюфяком, то последний должен быть подведен и под конус из фашины. Низ фашинного конуса укрепляется наброской камня, а остальная часть его загружается грунтом с мостовкой откосов.

В тех случаях, когда сопрягающая земляная дамба не широкая и нижний откос

ее не выходит значительно за пределы водобоя, нижнего конуса можно и не делать. Чтобы не было размыва дна ниже устоя, вследствие имеющихся тут водоворотов, необходимо дно укрепить каменной наброской.

При сопряжении устоя с крутым берегом при хорошем грунте можно котлован для устоя откапывать не на полную глубину, исходя из уровня насадок, а сделать котлован и ряжевую набровку уступами, поднимая на одну или несколько ступеней насадки шпунтовых линий; в результате потребуются менее значительная выемка и меньший объем работ по устою. Следует обратить внимание на водонепроницаемость сопряжений повышенной части шпунтовой линии с глубокой частью ряжевого устоя.



Черт. 188.

В зимних условиях работ очень часто внутри сопрягающих дамб проектируют шпунтовые линии, которые следует располагать по продолжению королевой шпунтовой линии и простенка, если он есть, и сделать водонепроницаемое сопряжение высокого шпунта со стенкой устоя (черт. 187).

Глиняную подушку необходимо запускать не менее как на один ящик под устой.

В понуре глиняная подушка также устраивается по крайней мере под крайними ящиками (черт. 188).

В плотинах с большим напором, а особенно, если они расположены на слабых грунтах, под лицевой стеной в водобое устраивается еще продольный дощатый шпунт. Назначение его удерживать загрузку в ящиках и не давать ей проваливаться в образовавшиеся под флутбетом вымоины, а также служить опорой для устоя. В этом случае глиняную подушку под устой можно не запускать.

В приложении 33 показана подобная конструкция устоя. Как видно, насадки для направляющих продольной шпунтовой линии располагаются несколько выше (на 7 см) насадок королевой линии и врубаются в последние.

В месте соединения продольной шпунтовой линии и королевой низовая насадка, разрезается и тут забивается фасонная свая с боковым пазом, входящая в королевую шпунтовую линию. Однако при забивке фасонная свая может сместиться и нужного соединения шпунтовых линий не получится.

Иногда возможно вовсе обойтись без фасонных свай и продольный шпунтовый ряд при забивке плотно прижать к королевому.

Шапочный брус продольного шпунтового ряда является в то же время продольным брусом, пересекающим королевую и понурную шапки.

В пределах понура вовсе не следует устраивать продольных шпунтов; не принося пользы, они создают удобный путь фильтрации под сооружением.

В случае обильных грунтовых вод, выходящих в берегах и вызывающих большее давление насыщенного водою грунта на устой, нужно устроить простейший дренаж вдоль задней стенки.

Для этого можно в пределах низовой части водобоя на дне пазух (черт. 188) положить слой (высотой около 0,5 м) камней и вывести его в нижний бьеф. Между камнями и загрузкой следует насыпать слой гальки, чтобы не было резкого перехода от камней к мелкому материалу загрузки.

В целях экономии лесоматериалов следует все продольные внутренние стены устоев, кроме соседней с лицевой стеной, рубить через одно бревно; очевидно между венцами таким образом срубленных стен будут промежутки, заполненные грунтом.

§ 36. СТОЕЧНО-ОБШИВНЫЕ УСТОИ.

1. Общие замечания.

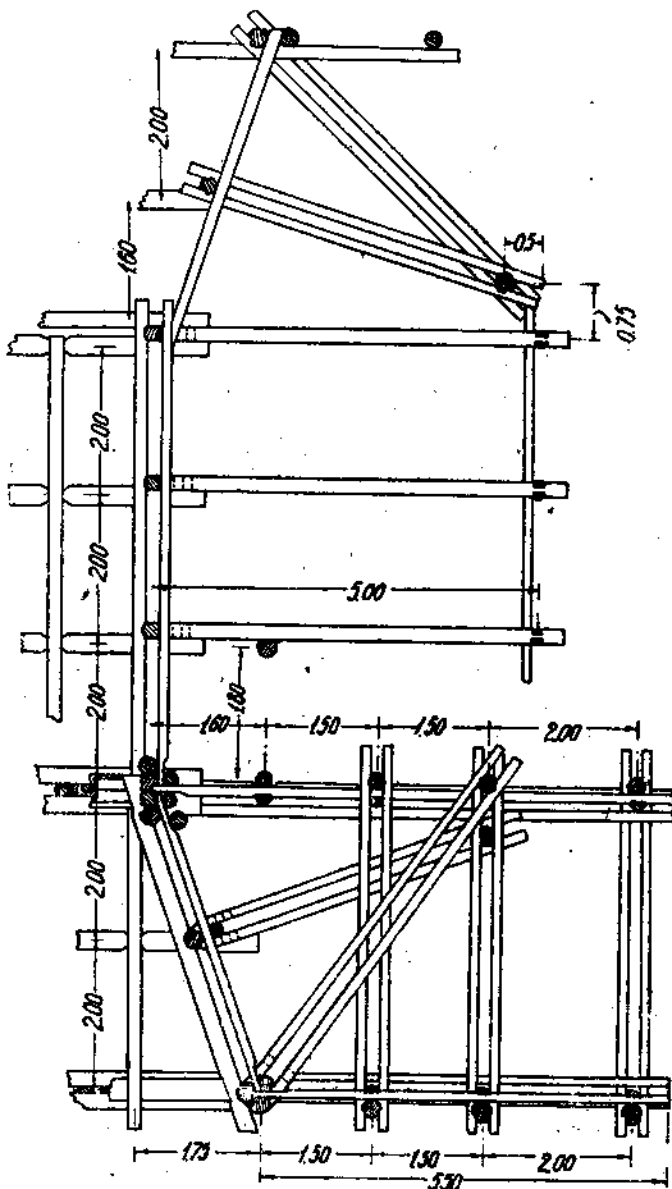
В целях экономии лесоматериалов вместо ряжевых устоев делаются стоечно-обшивные, состоящие из вертикальных свай или стоек, поддерживающих стенки из досок или пластин. На черт. 189 и в приложении 40 и 41 показаны устои стоечно-обшивной конструкции.

В пределах понура делается уширение входа, путем устройства скошенных стенок с уклоном к продольной оси отверстия около одной трети.

Передняя поперечная стенка должна настолько заглубиться в дамбу или берег, чтобы конец ее заходил дальше верха конуса не меньше как на один метр.

До конца этой стенки продолжается и понурный шпунтовый ряд, если он вообще устраивается; заход последнего в дамбу или берег должен быть во всяком случае не меньше чем на величину удвоенной длины шпунтовых свай.

В пределах сливной части также устраивается расширение; вертикальная скошенная стенка поддерживает откос дамбы и, постепенно уменьшаясь по высоте,



Черт. 189.

поворачивается и заходит в дамбу или берег. Последний участок этой стенки должен быть примерно на 0,5 м выше горизонта воды в нижнем бьефе.

Устройство частей устоя в разных местах не одинаково, как это видно из описания конструкции и расчетов, излагаемых ниже.

Сваи, поддерживающие стенки, забиваются в грунт, который и является нижней опорой для свай. В некоторых случаях нижние концы свай или стоек опираются на элементы флутбета. Верхний конец их удерживается анкерной тягой, являющейся второй опорой для свай или стоек.

Стенка устоя подвергается действию распора земли. Если горизонт воды верхнего бьефа поднят, то на стенки в понуре будет действовать с наружной стороны гидростатическое давление воды, а со стороны берега или дамбы распор грунта, насыщенного водой; при спущенном горизонте воды в течение некоторого промежутка времени стенка окажется подвергнутой одностороннему давлению распора грунта, насыщенного водой, величина которого будет уменьшаться одновременно с уменьшением насыщенности водою загрузки устоя.

При расчете стенки понура мы будем принимать величину распора влажного грунта, которая будет больше величины давления на понурную стенку при поднятом горизонте воды; в указанный выше промежуток времени сразу после спуска воды в элементах устоя временно могут быть несколько большие напряжения.

Подобные условия мы принимаем и для расчета стенки в водобое.

Следует иметь в виду нижеследующие обстоятельства, которые создают некоторый запас прочности стенок устоя и тем самым делают излишним расчет стенок на самый худой кратковременный случай их работы при одностороннем давлении насыщенного водою грунта:

1) Наличие многочисленных, часто расположенных и в частности пересекающихся в плане анкерных тяг, уменьшает величину активного давления грунта, так как в этом случае часть верхнего слоя загрузки устоя, расположенного выше анкерных тяг, будет поддерживаться последними.

2) Продольные балки служебного и проезжего мостов являются некоторого рода распорками и поддерживают верхние концы свай в водобое.

3) Наличие дренажа над глиняной подушкой в водобое будет обеспечивать отвод профильтровавших через стенку над королем и грунтовых вод и поэтому загрузка устоя в водобое не может быть насыщенной водой на примыкающем в стенке участке.

Ниже приводятся разные случаи расчета свай и стоек с некоторыми упрощениями.

2. Расчет и конструкция стенки.

Стенку устоя, сделанную из пластин или досок, рассчитываем как разрезную на опорах балку.

Обозначим: b — расстояние между осями свай,

c — ширина доски,

h — высота слоя грунта над серединой доски.

Тогда распор грунта на 1 пог. м доски.

$$E = \mu_0 h \cdot c. \quad (273)$$

Наибольший изгибающий момент по середине

$$M_{\max} = \frac{Eb^2}{8} = \frac{\mu_0 h \cdot cb^2}{8} \text{ т/м} \quad (274)$$

Пусть $h = 4,0 \text{ м}$,

$\varphi = 35^\circ$,

$\gamma = 1,75^\circ \text{ т}$,

$b = 1,5 \text{ м}$,

$c = 0,2 \text{ м}$.

По графику № 21 (черт. 102) $\mu_0 = 0,47$

$$M_{\max} = \frac{0,47 \cdot 4 \cdot 0,15^2 \cdot 0,2}{8} = 0,1056 \text{ т/м} = 10560 \text{ кг/см.}$$

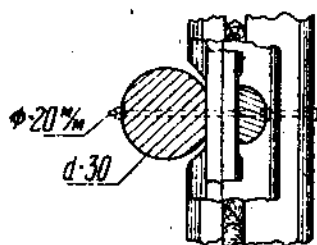
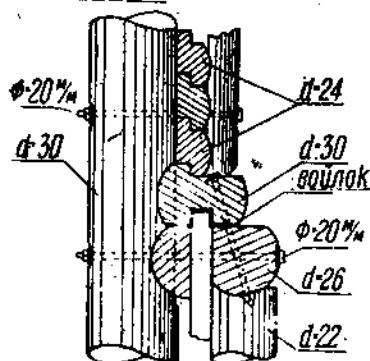
Необходимый момент сопротивления

$$W = \frac{M_{\max}}{[\sigma_n]} = \frac{10560}{66} = 160 \text{ см}^3$$

и соответствующая ему толщина доски δ определится из равенства: $W = \frac{c \delta^3}{6}$

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{6W}{c}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 160}{20}} = \sqrt[3]{48} \approx 7 \text{ см.}$$

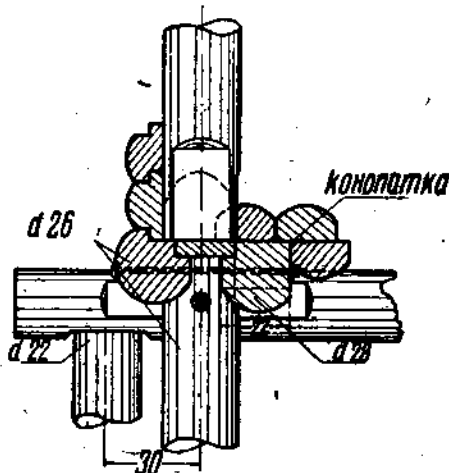
Разрез по передней
стенке устоя



Черт. 190.

При наличии шпунтовых досок заводского производства стенку надо делать из досок; шпунтовое соединение досок необходимо для удержания грунта от высыпания, а в понуре кроме того еще для обеспечения водонепроницаемости стенки.

Стенки понура нужно конопатить со стороны загрузки.



Черт. 191.

Для устоя высотой 4,0 м стенки приняты с запасом из пластин $\frac{d}{2} = 12 \text{ см}$ с подтескою их на опорах до 10 см. Пластины соединяются между собою в четверть высотой 4 см и шириною 4—5 см и прибиваются ершенными гвоздями к свае. Устройство передней стенки устоя в понуре показано на черт. 190; пластины пиленой стороной прижимаются к свае с помощью вертикальной стойки и болтов. В целях более удобного производства работ пластины укладываются вынутой четвертью на пиленой стороне книзу, как это видно на черт. 190.

Нижняя пластина соединяется с шапочным брусом понурной шпунтовой линии.

Стенка в водобое устраивается аналогично только что описанной (черт. 191). Нижняя пластина пригоняется к брусу, положенному по насадкам рядом с продольным брусом; оба бруса охватывают сваи и соединяются между собою болтами возле свай; продольный брус кроме того врубается в насадку на глубину 6 см.

Аналогично устраивается стенка, расположенная над королевым шпунтом (черт. 192).

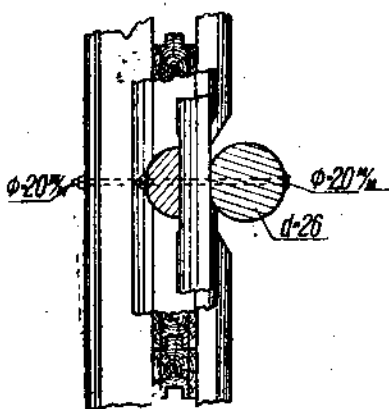
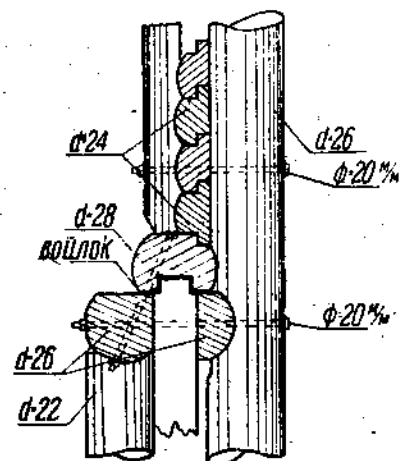
Несколько отличается от предыдущих устройство стенки в скошенной грани в понуре (в пределах понурного пола).

Располагать эту стенку позади свай нецелесообразно потому, что тогда сваи будут проходить через понурный, непроницаемый пол, и сделать действительно плот-

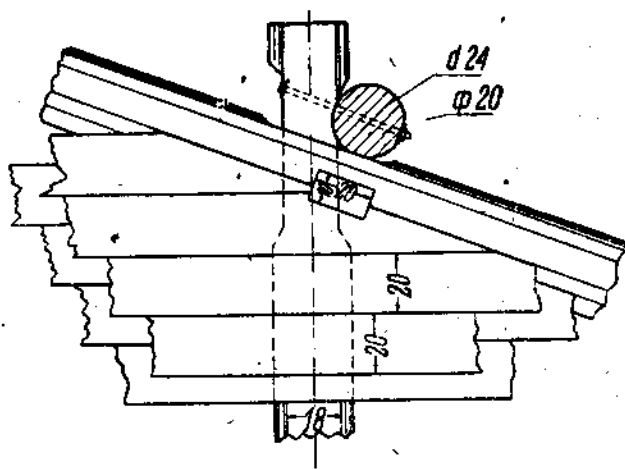
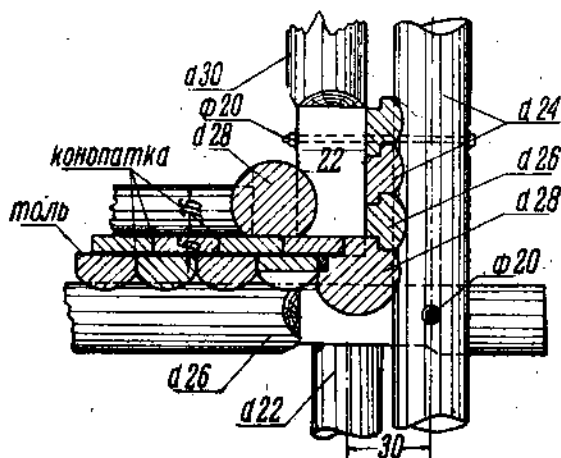
ное примыкание полов к сваям без специальных сложных устройств невозможно. Поэтому стенка вынесена на переднюю сторону свай, к которым пластины выпуклой стороной притесываются и прибиваются (черт. 193).

С наружной стороны стенки против каждой сваи устанавливаются стойки, верхний конец которых захватывается анкером, а нижний упирается в специальный брус и кроме того шипом заходит в компактный брус. Стойки и сваи между собою через стенку стягиваются болтами.

Разрез по королевой
стенке устоя



Черт. 192.



Черт. 193.

Если же стоечно-обшивная плотина не имеет понурного шпунтового ряда, то заботиться о водонепроницаемости понурного пола не придется; в этом случае скошенная стенка в понуре устраивается так же, как и в водобое.

§ 37. РАСЧЕТ СВАЙ, ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ ПЕРЕДНЮЮ СТЕНКУ УСТОЯ В ПОНУРЕ.

1. Глубина забивки свай.

Поперечная (передняя) стенка понура (черт. 190) обычно располагается на понурном шапочном бруске и поддерживается сваями, забитыми в грунт непосредственно у шпунтовой линии.

На сваю (черт. 194) передается давление грунта с участка стенки шириною b , равной расстоянию между осями свай. Сопротивляется этой силе наверху анкерная тяга, являющаяся верхней опорой сваи с реакцией R_A , и внизу отпор грунта W , действующий только на ширину сваи d . Со стороны устоя в нижний конец сваи давления грунта не будет, так как непосредственно возле сваи расположена шпунтовая линия. Такой случай мы и рассматриваем. При отсутствии шпунтовой линии добавится со стороны устоя активное давление грунта на сваю, которое по своей величине мало изменит условия расчета; поэтому и для такого случая можно пользоваться нижеприведенными формулами и графиками. На глубине h величина отпора равна $\mu_p \cdot h \cdot d$ и при круглой свае (по § 22, п. 1) в среднем $\frac{2}{3} \mu_p h d$; распределение отпора считаем по равнобедренному треугольнику с центром тяжести на глубине $\frac{h}{2}$ как для свай с заделанным верхним концом (§ 22, п. 2).

Обозначим:

- S — высота стенки;
- c — погружение анкерной опоры от поверхности земли;
- h_0 — временная приведенная нагрузка;
- h — глубина погружения сваи;
- R_A — верхняя реакция (усилие в анкерной тяге);
- E_1 — распор грунта на стенку выше опоры A ;
- E_2 — распор грунта на участке стойки AB ;
- W_p — отпор грунта.

Напишем уравнение равновесия: сумма моментов всех сил относительно точки A равна нулю

$$W_p \left(S - c + \frac{h}{2} \right) + E_1 \cdot (\text{плечо}) - E_2 \cdot (\text{плечо}) = 0.$$

Вычисляем:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu_p h d \cdot h = \frac{1}{6} \mu_p h^2 d;$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \mu_a b c^2 + \mu_a b c h_0 = \frac{1}{2} \mu_a b c (c + 2h_0);$$

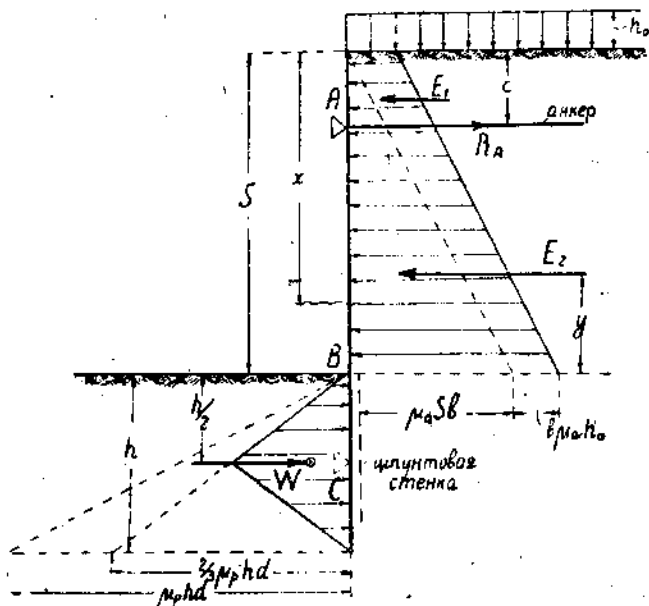
$$E_2 = \frac{1}{2} \mu_a b (S - c)^2 + \mu_a b (c + h_0) (S - c) = \frac{1}{2} \mu_a b (S - c) [(S - c) + 2(c + h_0)].$$

Подставляя найденные величины W_p , E_1 и E_2 в уравнение равновесия, получим:

$$\mu_p h^2 d \left(\frac{h}{2} + S - c \right) = \mu_a b [(S - c)^2 (2S + c + 3h_0) - c^2 \cdot (c + 3h_0)]. \quad (275)$$

Обычно на понурной части плотины временной нагрузки не бывает и значит $h_0 = 0$; тогда уравнение (275) примет вид

$$\mu_p h^2 d \left(\frac{h}{2} + S - c \right) = \mu_a b [(S - c)^2 (2S + c) - c^3]. \quad (276)$$



Черт. 194.

Для определения глубины погружения свай h по уравнению (276) построен график № 26 (прилож. 14).

Пример. Пусть $S = 3,8$ м;
 $c = 0,7$ м;
 $\gamma = 1,75$ т;
 $\varphi = 35^\circ$;
 $b = 1,0$ м;
 $d = 0,3$ м.

По графику № 21 (черт. 102) находим $\mu_a = 0,47$ и $\mu_p = 5,0$.

Вычислив $\frac{\mu_a}{\mu_p} = 0,094$, $\frac{d}{b} = 0,3$ и $S - c = 3,1$ м по графику № 26 (прил. 14), определяем $h = 2,4$ м.

2. Реакция на верхней анкерной опоре свай.

Середину глубины погружения свай C принимаем за фиктивную опору нижнего конца свай (черт. 194) и относительно ее напишем выражение для суммы моментов всех действующих сил на сваю:

$$R_A \left\{ S - c + \frac{h}{2} \right\} - \frac{1}{2} \mu_a S b^2 \left\{ \frac{S}{3} + \frac{h}{2} \right\} - \mu_a b h_o S \left\{ \frac{S}{2} + \frac{h}{2} \right\} = 0.$$

Откуда

$$R_A = \frac{\mu_a b S^2}{2 \left\{ S - c + \frac{h}{2} \right\}} \left[\frac{S}{3} + h_o + h \left\{ \frac{h_o}{5} + \frac{1}{2} \right\} \right]. \quad (277)$$

Обозначим

$$S - c + \frac{h}{2} = T. \quad (278)$$

$$\frac{S}{3} + h_o + h \left\{ \frac{h_o}{5} + \frac{1}{2} \right\} = K. \quad (279)$$

Тогда

$$R_A = \frac{\mu_a b S^2 \cdot K}{2T}. \quad (280)$$

Для определения реакции R_A построен график № 27 (прил. 15).

При тех же данных, что в предыдущем примере, и при $h_o = 0$ находим:

$$T = S - c + \frac{h}{2} = 3,1 + 1,2 = 4,3 \text{ м.}$$

$$K = \frac{S}{3} + \frac{h}{2} = 1,27 + 1,2 = 2,47 \text{ м.}$$

Для $S = 3,8$, $\mu_a = 0,47$, $b = 1,0$ м, $K = 2,47$ и $T = 4,3$ по графику № 27 (прилож. 15) находим $R_A = 1,95$ т.

Если на нижний конец балки (на фиктивной опоре C) действует момент M_B , то реакция на верхней опоре изменится и будет равна

$$R_A' = R_A - \frac{M_B}{s - c + \frac{h}{2}}. \quad (281)$$

3. Прочность свай.

Свая рассматривается как балка на двух опорах A и C , нагруженная на участке от верха и до поверхности грунта основания нагрузкой, распределенной по трапеции (черт. 194). При наличии консоли наибольший изгибающий момент может быть или на опоре A (если верхняя опора низко опущена, величина c боль-

шая), или на участке загрузки AB ; ожидать наибольшего момента на участке BC не приходится в виду малой его длины по сравнению с длиной AB .

Момент на опоре A

$$M_A = -E_1 (\text{плечо}) = \frac{1}{2} \mu_a b c^2 \cdot \frac{c}{3} + \mu_a b c h_o \frac{c}{2};$$

$$M_A = -\frac{1}{6} \mu_a b c^2 (c \times 3h_o). \quad (282)$$

Изгибающий момент на участке AB в сечении на расстоянии от поверхности засыпки x

$$M_x = R_A (x - c) - E_x (\text{плечо});$$

$$M_x = R_A (x - c) - \frac{1}{6} \mu_a b x^2 (x + 3h_o); \quad (283)$$

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - \frac{1}{2} \mu_a b x^2 - \mu_a b h_o x = 0.$$

Откуда

$$x = \sqrt{h_o^2 + \frac{2R_A}{\mu_a b}} - h_o. \quad (284)$$

Тогда:

$$M_{\max} = R_A \left[\frac{2}{3} \sqrt{h_o^2 + \frac{2R_A}{\mu_a b}} - c \right] + \left[\frac{1}{3} \mu_a b h_o^2 \sqrt{h_o^2 + \frac{2R_A}{\mu_a b}} - \frac{1}{3} \mu_a b h_o^3 - R_A h_o \right]. \quad (285);$$

Как выше указывалось, на понуре нагрузка отсутствует и значит $R^p = 0$; тогда формулы (282), (284) и (285) примут более простой вид

$$M_A = -\frac{1}{6} \mu_a b c^3 \quad (286)$$

$$M_{\max} = R_A \left[\frac{2}{3} \sqrt{\frac{2R_A}{\mu_a b}} - c \right] \quad (287)$$

$$x_1 = \sqrt{\frac{2R_A}{\mu_a b}} \quad (288)$$

Для вычисления $M_{\max}$ по формуле (287) и расстояния x по формуле (288) построен график № 28 (приложение 16).

По вышеприведенным данным и по найденной реакции $R_A = 1,95 \text{ т}$ вычисляем $\frac{R_A^p}{b} = \frac{1,95}{1,0} = 1,95 \text{ т}$ и на графике № 28 по $\frac{R_A}{b} = 1,95 \text{ т}$ и $\mu_a = 0,47$ находим $x_1 = 2,85 \text{ м}$ и дальше по $c = 0,7 \text{ м}$ и $R_A = 1,95 \text{ т}$ определяем $M_{\max} = 2,38 \text{ т/м}$.

Для проверки вычисляем момент на опоре A :

$$M_A = -\frac{1}{6} 0,47 \cdot 1 \cdot 0,7^3 = -0,027 \text{ т/м}.$$

Как видно, момент на опоре во много раз меньше $M_{\max}$ на участке AB ; отсюда следует, что анкерную опору надо располагать ниже и на такой высоте, чтобы упомянутые моменты были примерно равны.

При устройстве стенки в понуре необходимо, чтобы анкерные тяги располагались не ниже горизонта воды, так как в противном случае вода сможет свободно протекать за стенку устоя в щели вокруг анкерных тяг, проходящих сквозь стенку.

По найденному выше $M_{\max}$ и при $[n_a] = 66 \text{ кг/см}^2$ необходимый $W = \frac{238\,000}{66} = 3610 \text{ см}^2$, которым обладает слегка подтесанное (на ширину $\frac{1}{3} d$) с одной стороны бревно $d = 33,5 \text{ см}$. Если высота стенки $3,8 \text{ м}$ и глубина забивки $h =$

$= 2,40$ м, то длина бревна равна 6,2 м. При забивке свай вершиной вниз утолщение бревна в сечении с $M_{\max}$, то есть на 3,35 м, от низа, будет во всяком случае не меньше как на 1,5 см, считая сбег по 0,5 см на 1 пог. м; поэтому диаметр бревна в вершине может быть равным 32 см.

Следует иметь в виду, что в наихудших условиях для работы находится первая от угла свая (прилож. 40); вторая и следующие сваи уже значительно засыпаются грунтом, входя в откос дамбы или берега, и свободная высота их становится меньше.

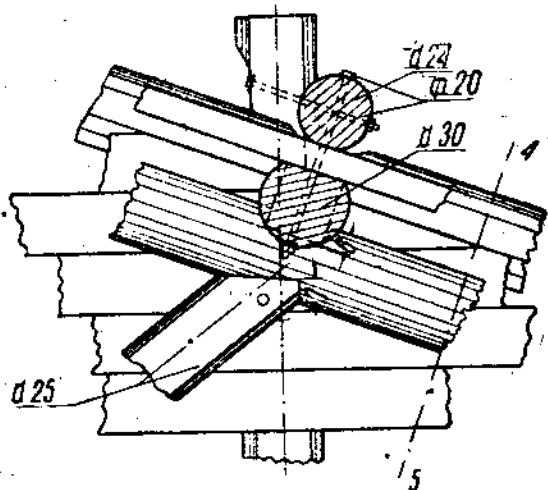
Анкерная тяга, состоящая из двух пластин, одним концом врубается в рассчитываемую свая и другим в свая, поддерживающую стенку над кородем. Расчет анкерной тяги изложен ниже.

§ 38. РАСЧЕТ СТОЕК, ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СКОШЕННУЮ СТЕНКУ В ПОНУРЕ.

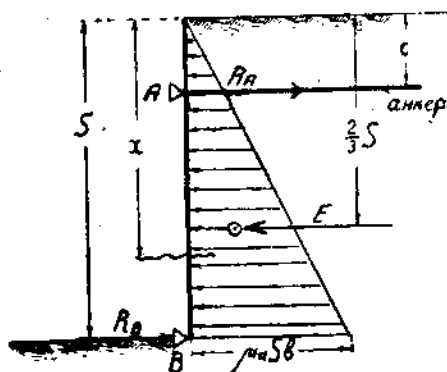
1. Стойка.

В пределах понурного пола стенка поддерживается стойками. Верхний конец последних захватывается анкерной тягой (черт. 209), а нижний упирается в специальный брус, укрепленный на полу (черт. 193 и 195).

Расчет этой стойки производится совершенно аналогично с расчетом свай, приведенном в § 37; нижняя опора стойки будет расположена на уровне верха понурного



Черт. 195.



Черт. 196.

пола (точка B на черт. 196). Загружение стойки принимаем по треугольнику, без временной нагрузки.

При обозначениях по § 37, пользуясь формулами (278, 279 и 280), в которых глубина погружения свай в грунте $h=0$ и нагрузка $h_0=0$, получаем:

$$R_A = \frac{h_A \cdot b \cdot S^2 \cdot K}{2T}, \quad (289)$$

где

$$T = S - c, \quad (290)$$

$$K = \frac{S}{3}. \quad (291)$$

Для определения M_A , $M_{\max}$ и x , будут справедливы формулы (286, 287 и 288).

Вычисление R_A и $M_{\max}$ надо производить по графикам № 27 и № 28 (прилож. 15 и 16).

Общее давление грунта на стойку будет равно

$$E = \frac{1}{2} \mu_s S^2 b. \quad (292)$$

$$R_B = E - R_A. \quad (29a)$$

Ввиду того что давление засыпки воспринимается преимущественно стойкой, свая предназначается, главным образом, для придания цельности конструкции и принимается небольших размеров $d = 20 - 24$ см.

Во всех формулах при расчете стойки необходимо за величину b принять расстояние между серединами соседних со свай промежутков, уменьшенное на диаметр свай, так как давление грунта с этой ширины воспринимается свай и на стенку не передается.

Пример. Грунтовые условия те же, что в примере § 37.

$$b = 1,50 \text{ м},$$

$$d = 0,22 \text{ м},$$

$$S = 3,96 = 3,80 + 0,16.$$

Вычисляем:

$$T = S - c = 3,26 \text{ м},$$

$$K = \frac{5}{3} = 1,32 \text{ м}.$$

По графику № 27 для ширины $b - d = 1,50 - 0,22 = 1,28$ м находим $R_A = 1,90$ т.

Вычисляем $\frac{R_A}{b - d} = \frac{1,90}{1,28} = 1,48$ т по графику № 28 (прилож. 16) $M_{\max} = 1,85$ т/м.

При $[n_s] = 66$ кг/см² $W = \frac{185\,000}{66} = 2800$ см³.

При обтеске с одной стороны на ширину $\frac{d}{2}$ необходимо делать стойку из бревна $d = 31,5$ см (таблица 13).

Полное давление земли на стойку (292)

$$E = \frac{1}{2} 0,47 \cdot 3,96^2 \cdot 1,28 = 4,72 \text{ т}.$$

Нижняя реакция $R_B = 4,72 - 1,90 = 2,82$ т.

2. Нижняя опора стоек.

Нижние концы стоек опираются на специальный брус, положенный на понурном полу и врубленный концами в прижимные брусья на понурной и королевой шпунтовых линиях (черт. 189).

Определив нижние реакции стоек по формуле 293, необходимо рассчитать брус как балку на двух опорах.

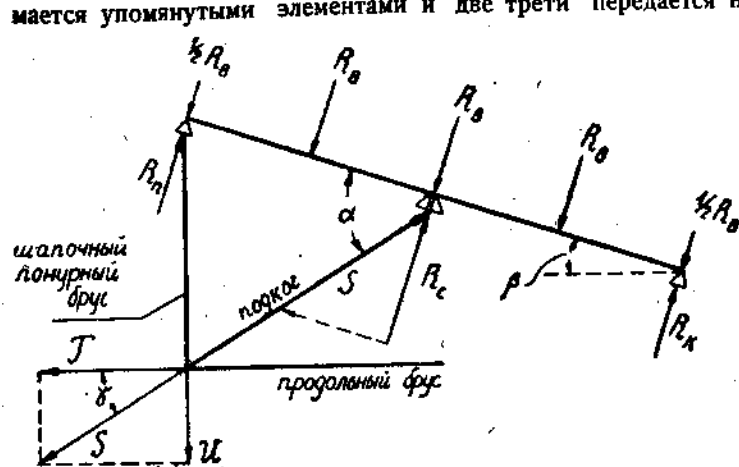
При большой длине бруса и больших нижних реакциях устраивают еще промежуточную опору (прилож. 40) в виде подкоса, один конец которого врубается в брус (черт. 195), а другой (черт. 199) — в ближайший к устью особой конструкции продольный брус и шапку понурного шпунтового ряда. Расчет бруса производим как разрезанной на опорах балки по схеме на черт. 197.

Нижний конец стойки (черт. 193) большим шипом 10×20 см и высотой 6 см, равной толщине верхнего понурного пола, ставится на комплакий брус (черт. 193) и болтом через стенку соединяется со свай. Один болт $d = 20$ мм, а в ослабленном нарезкою сечении $d_o = 16,5$ мм и $\omega^o = 2,14$ см², при $[n_+] = 1100$ кг/см² может выдержать силу $P = \omega^o \cdot [n_+] = 2350$ кг.

По снятию дерева под шайбой $D = 60$ мм, и полезной площадью $\Omega^o = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 28 - 3 = 25$ см² и при $[n_c]_{\perp ш} = 27$ кг/см² предельное усилие на один болт равно $P = \Omega_c [n_c]_{\perp ш} = 25 \times 27 = 675$ кг.

Таким образом найденная выше нижняя реакция $R_B = 2,82 \text{ т}$ частью передается шипом на пол и нижними двумя болтами, поставленными через один метр, — на сваю, а ее нижним концом на грунт основания и через болт (черт. 193 и 195) на насадку.

Во всяком случае можно считать, что одна треть нижней реакции воспринимается упомянутыми элементами и две трети передается на рассчитываемый брус.



Черт. 197.

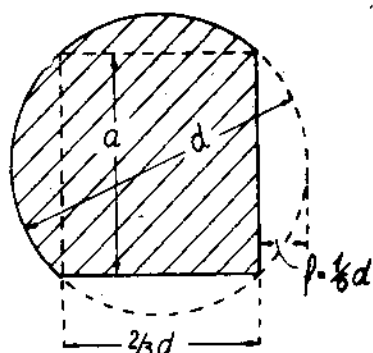
ко. снизу на ширину $\frac{2}{3} d$. В местах, где опирается обтесанный прямоугольником, нижний конец стойки, в брус делается вырубка на глубину одной шестой диаметра бруса (черт. 198).

Если $M_{\max}$ будет в промежутке между стойками, то сопротивляться изгибу будет бревно круглого сечения, обтесанное с одной стороны, параллельной действию силы, на ширину $\frac{2}{3} d$.

Если $M_{\max}$ под стойкой, то рабочее сечение бруса будет круг, срезанный по двум взаимно перпендикулярным сторонам; для упрощения можно принять поперечное сечение за прямоугольник со сторонами $\frac{2}{3} d$ и a по таблице 46.

Таблица 46.

№ по пор.	$d \text{ см}$	Ширина стоек снизу $\frac{2}{3} d$	Глубина врубки стойки $\frac{1}{6} d$	Высота бруса $a \text{ см}$
1	24	16	4,0	18
2	27	18	4,5	20
3	30	20	5,0	22,3
4	33	22	5,5	25



Черт. 198.

По схеме на черт. 197 опорные реакции бруса на понурной и королевой шапках равны $R_A = R_K = \frac{2}{3} R_B$.

Реакция на средней опоре $R_C = \frac{2}{3} \cdot 2 R_B$ вызовет сжатие подкоса силой

$$S = \frac{R_C}{\sin \alpha}$$

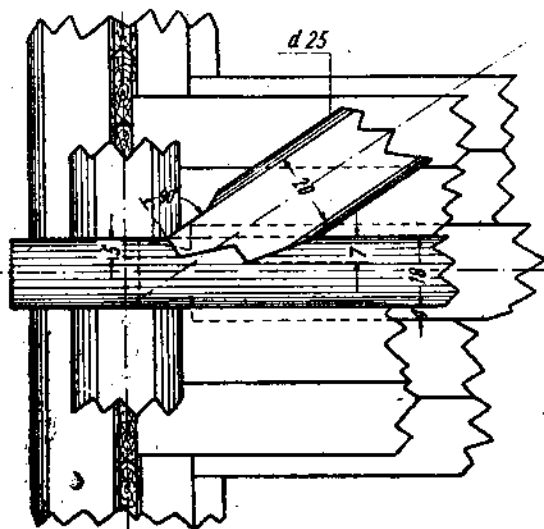
Расчет подкоса и врубок производится уже известным способом (§ 14). Усилие в подкосе, наклоненном под углом γ к продольному брусу, разложится по двум направлениям (черт. 197): вдоль продольного бруса будет действовать сила $T = S \cdot \cos \gamma$ и вдоль шапочного понурного бруса — $U = S \cdot \sin \gamma$, очевидно угол $\alpha = \gamma + \beta$.

Бревно, из которого делается подкос, обтесывается с двух сторон с таким расчетом, чтобы подкос не возвышался над порогом; поэтому толщина подкоса делается 12—16 см.

Конец подкоса врубается (черт. 199) двойным зубом в продольный брус на глубину 5—7 сантиметров.

Конец подкоса, врубаемый в брус, можно зажать распоркой (черт. 200), прибиваемой через пол к насадкам.

Выше упоминалось, что один конец бруса, поддерживающего стойки, врубается в прижимный брус на короле (черт. 215 и 217), а другой — в шапочный брус на понурной



Черт. 199.

выпунтовой линии (черт. 213 и 214); глубина врубки равна половине толщины брусьев (6—8 см). Этими врубками передаются опорные реакции R_n и R_k .

§ 39. РАСЧЕТ СВАЙ, ПОДДЕРЖИВАЮЩИХ СТЕНКУ УСТОЯ В ВОДОБОЕ.

1. Сваи цельные.

Сваи в водобое кроме того, что забиваются в грунт, еще опираются на продольные брусья (прилож. 40). На черт. 201 показана деталь закрепления свай

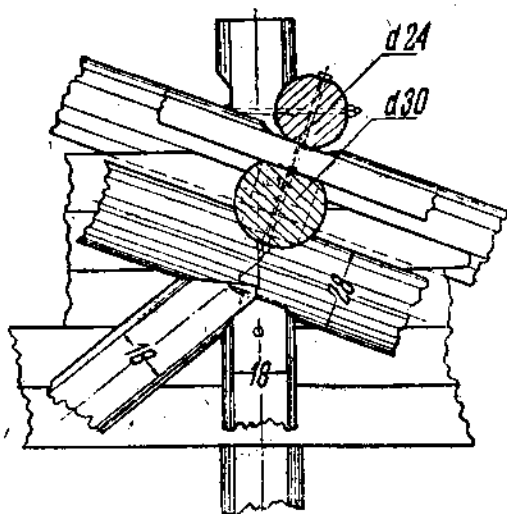
между брусьями, из которых наружный является продольным брусом, врубаемым в насадку на глубину около 6 см (черт. 202) и передающим на последнюю давление стенки по площади примерно равной $6 \times 22 = 132 \text{ см}^2$; соответствующая ей предельная сила по смятию поперек волокон равна $132 \times 18 = 2380 \text{ кг}$, считая продольные брусья всегда находящимися под водой и полагая $[n_{\perp}]_1 = 18 \text{ кг/см}^2$.

Другой брус охватывает сваю с задней стороны и сбаливается с первым возле сваи, чтобы не ослаблять последнюю.

На этом брус располагается стенка. Для поддержания конца насадки забивается крайняя одиночная свая флютбета с задней стороны

стенки. Кроме того свая соединяется с насадкой болтом, проходящим по нейтральной оси поперечного сечения сваи и потому не вызывающим заметного ослабления сваи.

Таким образом сваи в водобое можно рассматривать как балки на двух опорах и рассчитывать их одинаково с стойками в понуре.



Черт. 200.

Нижний, забитый в грунт, конец сваи (черт. 203) будет препятствовать повороту сечения на нижней опоре; вызванный этим обстоятельством момент на опоре B несколько уменьшит изгибающий момент в пролете AB .

Стенка в водобое может быть водопроницаемой и потому анкерные тяги, происходящие через стенку, следует понизить, чтобы изгибающий момент на опоре A (форм. 286) был несколько меньше или одинаков с максимальным моментом на участке AB (форм. 287).

Глубина забивки сваи определяется по вертикальной нагрузке или же принимается по соображениям с глубиной забивки других свай.

Определив по графику № 27 верхнюю реакцию R_A и по графику № 28 величину $M_{\max}$, вычисляют суммарные напряжения от момента и вертикальной нагрузки и по ним подбирают размеры сваи.

Сваи в водобое поддерживаются подкосами (прилож. 41), верхний конец которых врубается в сваю возле анкерного закрепления, а нижний в продольные брусья (черт. 204).

2. Сваи наросшие.

а) Способ расчета. При отсутствии длинных свай и в целях упрощения работ по свайной бойке сваи можно сращивать, как показано на черт. 205.

Длина сrostка делается $2d$ и ширина двух горизонтальных площадок по $\frac{1}{5}d$ каждая. Подобное соединение свай целесообразно при одновременной работе свай на изгиб и на вертикальную нагрузку.

Верхний конец сваи будет иметь две опоры: верхнюю анкерную с реакцией R_A (форм. 289) и нижнюю (на середине сrostка) R_c по формуле (293).

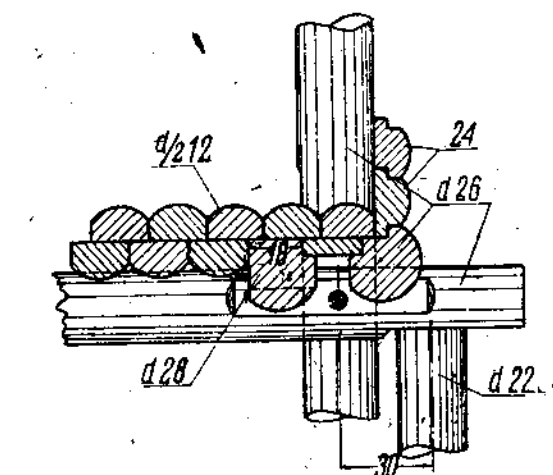
Нижняя часть сваи (черт. 206) под влиянием силы R_c и давления грунта на конец CB будет стремиться повернуться вокруг опоры B и вызовет реакцию грунта W . За опору B следует принять верх насадок (черт. 205).

На глубине h средняя величина отпора грунта, действующая на сваю, равна $\frac{2}{3}\mu_0(S_0 + h)d$, где S_0 — приведенная высота загрузки устоя к грунту основания.

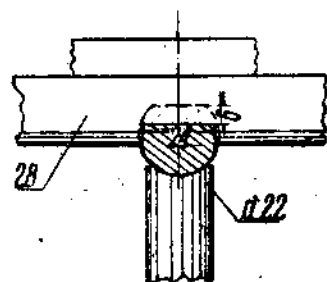
Подобно сваям с заделанным верхним концом (§ 22) и потому, что в точке B , не испытывающей перемещения, не будет и отпора, полагаем эпюру отпора грунта по треугольнику с максимальной ординатой на половине глубины погружения сваи h .

На консоль CB нижней части сваи действуют две силы:

1) сила R_c , определяемая по форм. (293).



Черт. 201.



Черт. 202.

2) распор грунта

$$E_2 = \frac{\mu_a S b + \mu_a (S - e) b}{2} e = \frac{1}{2} \mu_a b (2S - e) e. \quad (294)$$

Момент этих двух сил относительно опоры B

$$M = R_c \cdot e + E_2 \frac{e}{2}. \quad (295)$$

В виду небольшой величины e точку приложения силы E можно считать расположенной посредине; в противном случае она определяется как центр тяжести трапеции.

Тогда равенство нулю суммы момента всех сил, действующих на нижнюю часть свая, представится в следующем виде:

$$M - W \frac{h}{2} = 0,$$

где

$$W = \frac{1}{3} \mu_0 \left(S_0 + \frac{h}{2} \right) h \cdot d.$$

Тогда

$$\frac{M}{d} = \frac{1}{3} \mu_0 h \left(S_0 + \frac{h}{2} \right), \quad (296)$$

где S_0 — приведенная высота загрузки устоя, равная $\frac{S_{Y1}}{\gamma_2}$;

γ_1 — объемный вес грунта засыпки;
 γ_2 — " " " основания.

Для определения h по форм. (296) построен график № 29 (прилож. 17).

Прочность свай проверяется по изгибающему моменту на опоре B, определяемому по формуле (295).

б) Пример расчета наросшей свай в водобое.

Дано: $S = 3,5$;

$c = 1,2$;

$e = 0,5$ м;

$b = 1,5$ м;

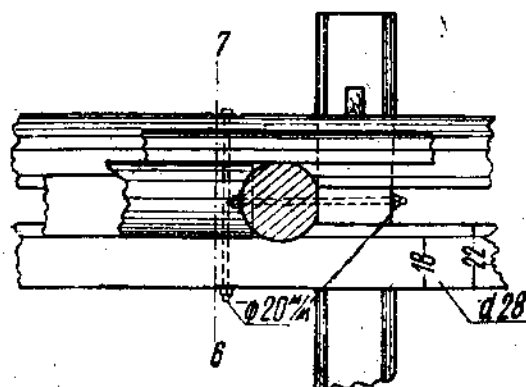
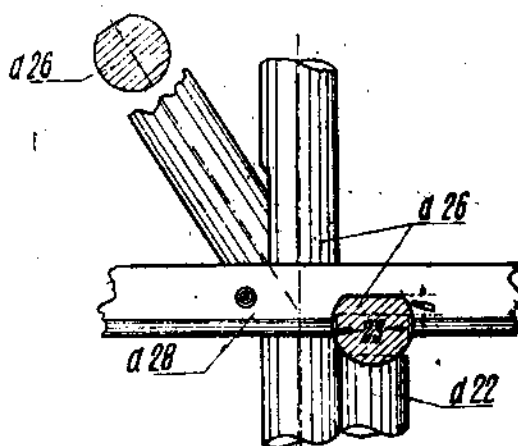
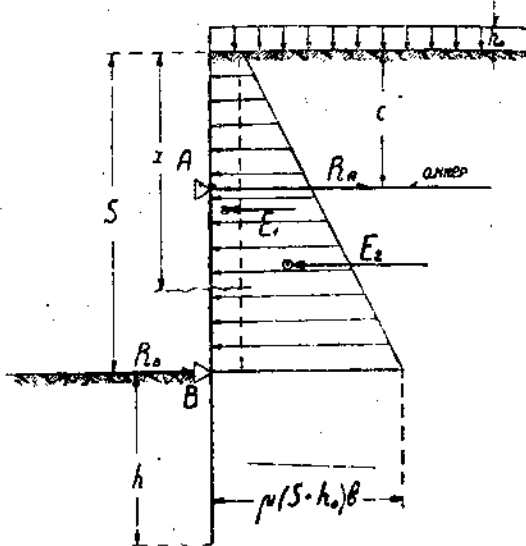
$\gamma_1 = 1,8$ т и $\varphi = 30^\circ$ для засыпки;

$\gamma_2 = 2,0$ т и $\varphi = 25^\circ$ для грунта основания.

По графику № 21 (черт. 102) определяем $\mu_a = 0,6$ для засыпки $\mu_0 = 5,2$ для грунта основания.

Рассчитываем верхнюю часть свай, поддерживающую стенку высотой $(S - e) = 3,0$.

По графику № 27 (приложение 15) по $(S - e) = 3,0$ м, $\mu_a = 0,6$, $b = 1,5$ м,



Черт. 204.

$K = \frac{S-e}{3} = 1,0$ и $N = (S-e) - e = 1,8$ м находим $R_A = 2,2$ т/м; по формуле (292) величина полного давления $E_1 = 4,05$ т.
Нижняя реакция $R_C = E_1 - R_A = 1,75$ т.

По графику № 28 (приложение 16) по $\frac{R_A}{b} = 1,47$ т, $\mu_a = 0,6$ находим $x_1 = 2,22$.

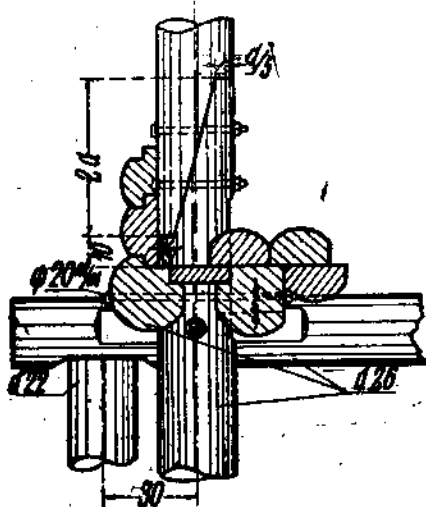
По формуле 287 $M_{\max} = 2,2 \left[\frac{2}{3} \cdot 2,22 - 1,2 \right] = 2,2 \times 0,28 = 0,606$ т/м.

Необходимые $W = \frac{61600}{6,6} = 935$ см³ и $d = 22$ см (таблица 13).

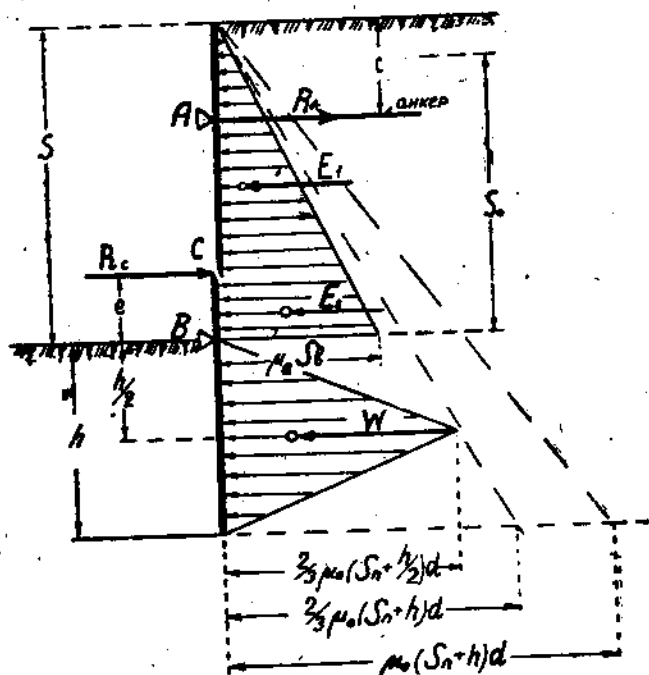
Момент на верхней опоре А по формуле (286).

$$M_A = \frac{1}{6} \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2^2 = 0,259$$
 т/м.

Для нижней части момент на опоре В по формуле (295)



Черт. 205.



Черт. 206.

$$M = 1,85 \times 0,5 + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 2 \cdot 3,5 - 0,5 = 0,5 \cdot \frac{0,5}{2} = 0,925 + 0,365 = 1,29$$
 т/м.

Необходимый $W = \frac{M}{[n_u]} = \frac{129000}{66} = 1955$ см³; принимаем с некоторым запасом $d = 28$ см, учитывая наличие вертикальной нагрузки на сваю, равной 2,0 т.

В виду того что почти вся свая находится в грунте, коэффициент уменьшения напряжений ϕ на продольный изгиб можно не вводить; тогда суммарные напряжения (форм. 6):

$$n = \frac{N}{\omega} + \frac{M [n_u]}{W [n_u]},$$

где $N = 2000$ кг
 $\omega = 45,8$ см²
 $W = 2106$ см³ } по таблице 12 при стеске $\frac{d}{3}$;

$$\left\{ \begin{array}{l} n_{\text{н}} \\ n_{\text{к}} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ кг/см}^2 \\ 66 \text{ кг/см}^2 \end{array} \right\} \text{ по таблице 1;}$$

$$n = \frac{2000}{45,8} + \frac{129\,000 \cdot 60}{2106 \cdot 66} = 4,4 + 54,3 = 58,7 \text{ кг/см}^2.$$

В виду того что полученные напряжения близки к предельным на сжатие 60 кг/см², принятые размеры нижней части свай достаточны.

§ 40. РАСЧЕТ АНКЕРНЫХ СВАЙ И ТЯГ.

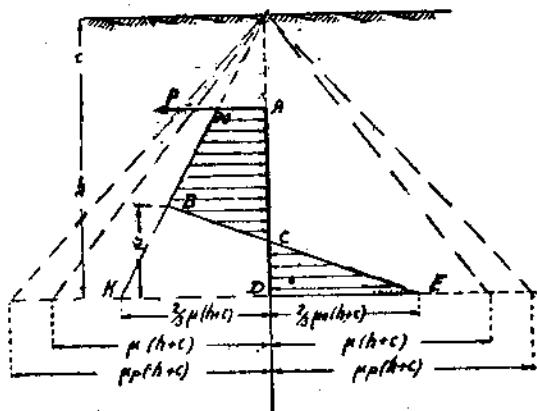
1. Анкерные сваи.

Верхний конец свай и стоек удерживается анкерными тягами, которые передают приходящее на них усилие, равное верхней реакции R_A , на специальные сваи, забитые в грунт (прилож. 40).

Таким образом анкерная свая (длиною h) в общем случае будет подвергаться действию горизонтальной силы P , приложенной на ее верхнем конце A на некоторой глубине от поверхности земли c .

Эпюра напряжений будет аналогична эпюре для свай флютбета (§ 22) и показана на черт. 207.

Для случая предельных напряжений на конце свай D и равных $\frac{2}{3} \mu_0 (h+c)$ напишем уравнения равновесия, определяя величину отпора грунта как разность трапеции $AMKD$ и треугольника KBE .



Черт. 207.

Тогда сумма проекций всех сил на горизонтальную ось

$$P - \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \mu_0 d [c + (h+c)] h + \frac{1}{2} z \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \mu_0 (h+c) d = 0$$

и сумма моментов всех сил относительно точки D

$$Ph = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{3} \mu_0 d h^2 d - \frac{2}{3} \mu_0 chd + \frac{1}{2} z \cdot 2 \cdot \frac{2}{3} \mu_0 (h+c) d \frac{z}{3} = 0.$$

Определяя z из первого уравнения и подставляя во второе, получим

$$P = \frac{1}{3} \mu_0 h d [\sqrt{Sh^2 + 8hc + 3c^2} - (2h+c)] \quad (297)$$

Для решения этого уравнения построен график 30 (приложение 18).

Пример. Зная $P = 2,2 \text{ т}$, задаваясь $d = 0,24 \text{ м}$, вычисляем $\frac{P}{d} = 9,17 \text{ т}$; по данным $\mu_0 = 4,90$ и $c = 1,2$ на графике № 30 находим $h = 3,05 \text{ м}$.

Анкерные сваи должны быть удалены от стенки на такое расстояние, чтобы плоскость скольжения BE призмы отпора (черт. 208), проведенная под углом $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ к вертикали, выклинилась ближе к свае, чем стенка. Эта плоскость должна быть проведена от точки B , имеющей наибольшую ординату напряжений со стороны стенки.

Таким образом минимальное расстояние L удаления анкерной сваи от стенки из треугольника BEF равно

$$L_{\min} = (c + h - z) \operatorname{tg} \alpha. \quad (298)$$

Величина z определится из уравнения равновесия

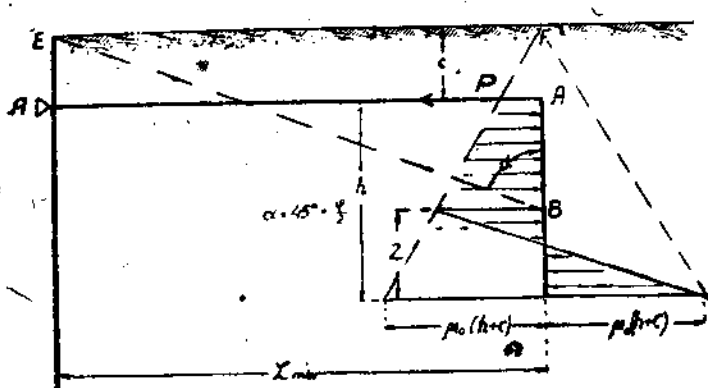
$$P - \frac{1}{2} \mu_0 d [c + (h + c)] h + \frac{1}{2} = z \cdot 2 \mu_0 (h + c) d.$$

Откуда

$$z = \frac{h(2c + h) - \frac{2P}{d\mu_0}}{2(h + c)} \quad (299)$$

Тогда

$$L_{\min} = \frac{\frac{2P}{d\mu_0} + c^2 + (h + c)^2}{2(h + c)} \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (300)$$



Черт. 208.

Для определения L по формуле (300) построен график № 31 (приложение 19).

Для данных того же примера и задаваясь $d = 0,24$ м, вычисляем $\frac{P}{d} = 9,17$ т, а затем для $\mu_0 = 4,9$, $c = 1,20$ м, $h + c = 3,05 + 1,2 = 4,25$ м и $\varphi = 30^\circ$ по графику № 31 находим $L_{\min} = 4,7$ м.

2. Анкерные тяги.

Анкерные тяги делаются двойные из пластин (черт. 209) или досок и одиночные из бревен (черт. 210).

В тех случаях, когда концы анкерных тяг могут быть выпущены, как например в передней стенке понура и у всех анкерных свай, то лучше всего делать соединение со сваями по черт. 211. Для этого необходимо на обтесанном с двух сторон участке свай выбрать две четверти, в которые войдут соответствующие выступы досок или пластин,

При глубине врубки 4 см и ширине доски или подтесанной пластины в 20 см допускаемое усилие по смятию площадок свай поперек волокон равно

$$2 \times \omega [n_{c\perp}]_2 = 2 \times 4 \times 20 \times 21 = 3360 \text{ кг.}$$

Как видно, указанное соединение может выдержать весьма большую силу, является достаточно простым и требует всего лишь одного болта, назначение которого, главным образом, обеспечивать работу врубок.

В виду того что допускаемое напряжение на скалывание $[t] = 7 \text{ кг/см}^2$ в три раза меньше упомянутого выше смятия второго рода поперек волокон, то необходимо, чтобы выступающие концы тяг были не меньше трехкратной глубины врубки.

Если анкерная свая может быть без вреда для ее работы значительно ослаблена врубкой, то соединение можно сделать по черт. 210 с прирубкой анкера сбоку, или (прилож. 40) насаживая анкер на сваю сверху; первое соединение требует одного короткого болта $d = 16$ мм, а второе может работать и без болта, но труднее исполняется.

Проверка прочности соединений делается по смятию площадок как и в предыдущем соединении; проверка на растяжение ослабленного сечения обычно дает значительно больший запас.

По продольным лицевым стенкам водобоя и по скошенной стенке понура выступающие концы анкерных тиг мешают пропуску воды и могут обломаться при проходе через плотину льда и плавающих предметов. Поэтому закрепление свай и стоек надо делать с помощью железных хомутов при двойных тягах (черт. 209) в понуре или одиночных в водобое (черт. 210).

При диаметре болтов 20—16 мм принимаем ширину железных хомутов в 60 мм, равной тройному диаметру.

При допускаемом напряжении на смятие свай поперек волокон под хомутом $[n_{\perp}]_{\text{св}} = 27 \text{ кг/см}^2$, считая площадь смятия длиной, равной трети окружности поперечного сечения свай $d = 26 \text{ см}$, предельное усилие равно

$$P_2 = \omega [n_{\perp}]_{\text{св}} = \frac{\pi d}{3} \cdot 6 \cdot 27 = 27,3 \cdot 6 \cdot 27 = 163 \cdot 27 = 4410 \text{ кг.}$$

В ослабленном болтовой дырой сечении хомут из полосового железа толщиной 6 мм может выдержать усилие в анкерной тяге, равное

$$P_1 = 2 \cdot \omega_n [n] = 2(6-2) \cdot 0,6 \cdot 1400 = 6720 \text{ кг.}$$

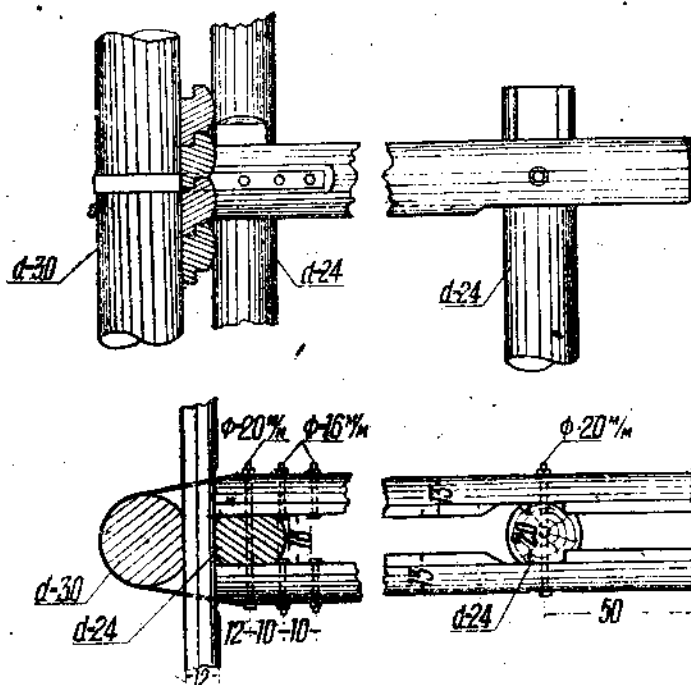
При одиночной тяге все болты работают как двухсрезные соединения нагельного типа (черт. 210) и при двойной тяге, поддерживающей скошенную стенку в понуре, — только один первый болт, а остальные как односрезные соединения (черт. 209).

Расчет соединений производится по формулам (7) и (8) и таблице 3, принимая допускаемые напряжения:

$$[n] = 1400 \text{ кг/см}^2 \text{ для железа,}$$

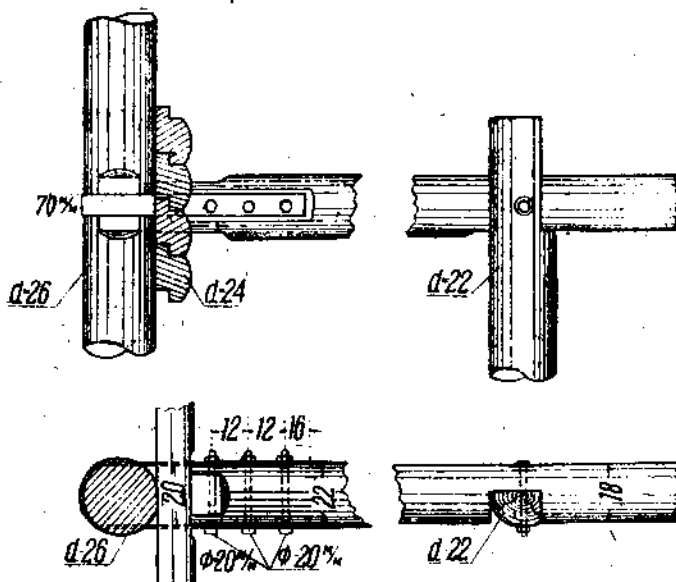
$$[n_c]_{\text{св}} = 48 \text{ кг/см}^2 \text{ для дерева вдоль волокон.}$$

Сопряжение двойной анкерной тяги со свай



Черт. 209.

Сопряжение одиночной анкерной тяги со свай



Черт. 210.

Допускаемое усилие на один срез соединения по черт. 210 для болта $d = 20$ мм.

$$P'_n = 0,5 \cdot 2^2 \sqrt{1400 \cdot 48} = 520 \text{ кг.}$$

$$P''_n = 0,5 \cdot 18 \cdot 2 \cdot 48 = 864 \text{ кг.}$$

То же для болта $d = 16$ мм

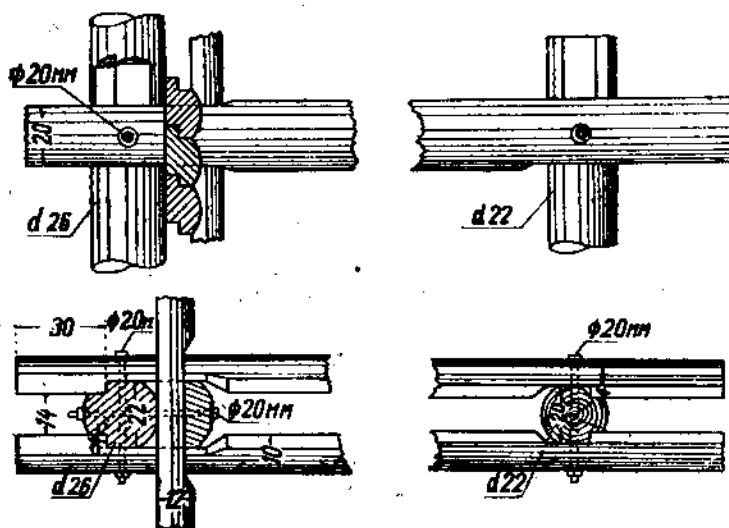
$$P'_n = 333 \text{ кг.}$$

$$P''_n = 691 \text{ кг.}$$

Таким образом наименьшее из допустимых усилий на один болт при двухсрезной работе получится по первой формуле и равно

$$\text{Для болта } d = 20 \text{ мм} — 1040 \text{ кг.}$$

$$\text{„ „ } d = 16 \text{ мм} — 666 \text{ кг.}$$



Черт. 211.

Аналогичные усилия на один болт $d = 20$ мм при односрезной работе (второй и третий болты на черт. 209) по формулам (10) и (11) равны

$$P'_n = 520 \text{ кг.}$$

$$P''_n = 0,4 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 48 = 461 \text{ кг.}$$

То же для болта $d = 16$ мм

$$P'_n = 333 \text{ кг.}$$

$$P''_n = 396 \text{ кг.}$$

Итак на один болт при односрезной работе в соединении по черт. 209 допустимые усилия 461 кг при $d = 20$ мм и 333 кг при $d = 16$ мм.

Расстояние между болтами должно быть не менее $5d$, а в нашем случае не менее 10 см.

Например соединение по черт. 210 при $d = 16$ мм может выдержать $666 \times 3 = 1998$ кг, а соединение по черт. 209, при первом болте $d = 20$ мм и остальных $d = 16$ мм выдерживает $1040 + 4 \times 333 = 2372$ кг.

§ 41. КОНСТРУКЦИЯ НЕКОТОРЫХ ДЕТАЛЕЙ УСТОЯ.

Передняя стенка устоя в понуре поддерживается сваями, верхние концы которых на уровне подпорного горизонта воды закрепляются двойными анкерными тягами (черт. 211 и прилож. 40).

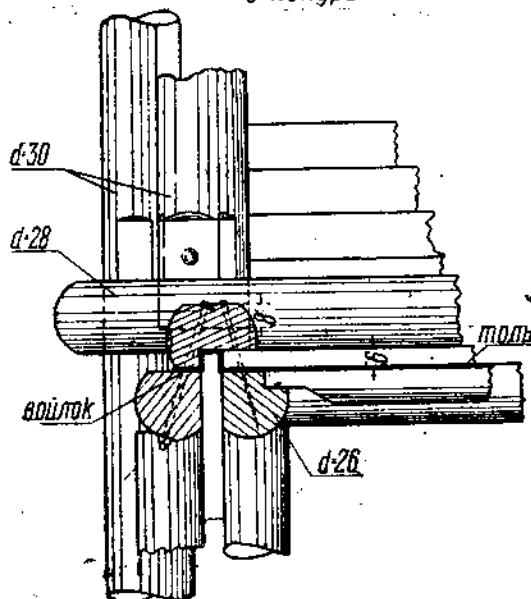
Анкерное крепление поперного угла

Technical drawing of a mechanical assembly showing a cross-section of a shaft and a housing. The shaft has a diameter of 20 mm and a length of 12-12.5 mm. The housing has a diameter of 22 mm and a length of 12-12.5 mm. The assembly is shown in a perspective view with dimensions and labels.

Черт. 212.

Эти анкерные тяги лучше располагать несколько выше тяг, поддерживающих переднюю стенку, с небольшим уклоном. Расстояние анкерных свай от стенки определяется по графику № 31.

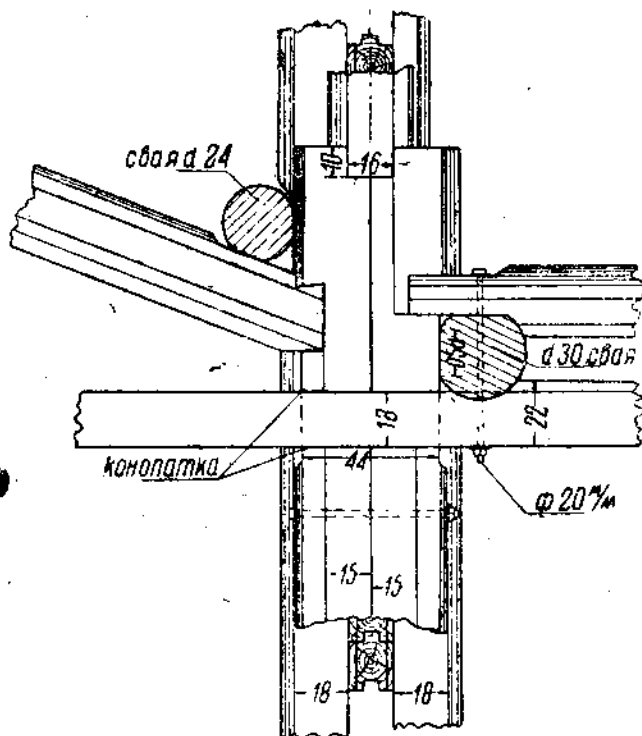
Сопряжение стенок устоя
в понуре



Черт. 213.

При сборке переднего узла необходимо сперва собирать переднюю стенку, предварительно не-
сколькo стесав забитую сваю, а

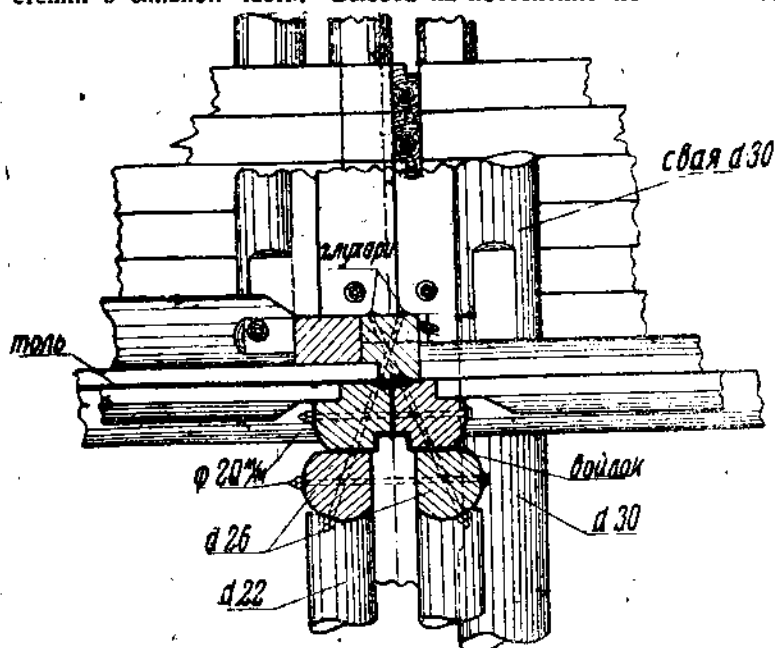
Сваи в водобое захватываются хомутами ниже понурных, так как здесь опасаться фильтрации воды через стенку не приходится.



Черт. 216.

Кроме того эти сваи подпираются еще подкосами (черт. 204 и прилож. 41).

Для защиты от размыва низовых откосов примыкающих дамб устраиваются скошенные стенки в сливной части. Высота их постепенно понижается до отметки



Черт. 217.

на 0,5 м выше горизонта воды в нижнем бьефе; с этой же высоты стенка поворачивается и заходит в откос.

Если стенка на сливе делается ниже горизонта воды, то соответствующая часть откоса дамбы должна быть укреплена.

Загрузку стоечно-обшивных устоев надо делать песчаным или песчано-глинистым грунтом с очень малым содержанием глины во избежание пучения последней при морозах.

Как видно, конструкция стоечно-обшивных устоев довольно сложна в исполнении и требует много металлических соединений.

К числу положительных сторон по сравнению с ряжевými плотинами следует отнести несколько меньший расход лесоматериалов и меньший объем земляных работ по выемке котлована под устой и по его загрузке. Наиболее глубокая выемка нужна только по шпунтовым линиям; на остальной площади понура все же приходится делать довольно глубокую выемку для возможности удобно работать с конпром.

В случае постройки одношпунтовой стоечно-обшивной плотины можно вовсе не делать передней и скошенной стенок понура, ограничиваясь надежным укреплением конуса земляной дамбы, подходящего близко к отверстию.

Если же эти стенки устраиваются, то скошенную понурную стенку надо устраивать так же, как и водобойную, расположив сваи там, где в двухшпунтовой плотине находятся стойки.

Кроме того для двухшпунтовой стоечно-обшивной плотины возможно в понуре сделать непроницаемый пол на всей длине шпунтовых линий и расположить на нем конуса дамб, как это делается в контрофорсных плотинах. При этом отпадает необходимость в устройстве передних и скошенных стенок в понуре, но королевая стенка должна быть поддержана с верховой стороны стойками, верхние концы которых захватываются анкерными тягами, а нижние врубаются в верхние бревна двойных (по вертикали) продольных брусев.

Эти брусья располагаются под каждой стойкой и врубаются в королевую и понурную шапки и насадки в понуре.

Если высота устоев делается около 3 м, как в плотине с напором $H=2,0$ м на короле, то устройство стенок несколько упрощается (приложения 43 и 44).

При высоте стенок более 4 м давление земли настолько возрастает, что приходится сваи закреплять двумя ярусами анкерных тяг. Получается при этом очень сложная нерациональная конструкция, и потому стоечно-обшивные устои высотой более 4 м следует делать лишь в исключительных случаях.

ГЛАВА СЕДЬМАЯ.

КОНТРОФОРСЫ и БЫЧКИ.

§ 42. РАСЧЕТ КОНТРОФОРСОВ.

Контрофорсы устанавливаются в каком-либо месте отверстия для разделения его на более мелкие части; иногда контрофорсом отделяют от всего отверстия около устоя или бычка некоторое узкое отверстие, предназначенное для какой-либо цели, например для пропуска через него сплава. Кроме того в контрофорсных плотинах такие опоры ставятся вместо устоев по краям отверстия для поддержания непроницаемой деревянной стенки.

Контрофорс, состоящий из ряда стоек с подкосами, рассчитывается излагаемым ниже упрощенным способом, аналогично расчету стойки с подкосом.

Со стороны верхнего бьефа на контрофорс действуют (черт. 218) давление воды непосредственно на ширину самого контрофорса δ и давление воды с половин двух соседних пролетов между стойками b_1 и b_2 , если контрофорс промежуточный или давление от половины пролета между контрофорсом и первой стойкой в отверстии с одной стороны, и от половины расстояния до соседнего контрофорса с другой стороны, если рассчитываемый контрофорс ограничивает отверстие.

Величину давления воды считаем в предположении опорожненного нижнего бьефа и при высоте горизонта воды в верхнем бьефе на нормальном расчетном уровне. Величину напора H_1 считаем до нижней точки опоры стоек, за которую принимаем середину высоты прижимного бруса, т. е. примерно на 6—10 см ниже верха порога плотины.

Тогда давление воды на контрофорс

$$P' = \frac{1}{2} H_1^2 B \quad (301)$$

δ — толщина контрофорса;

b_1 — отверстие в свету между стойкой и контрофорсом с одной стороны;

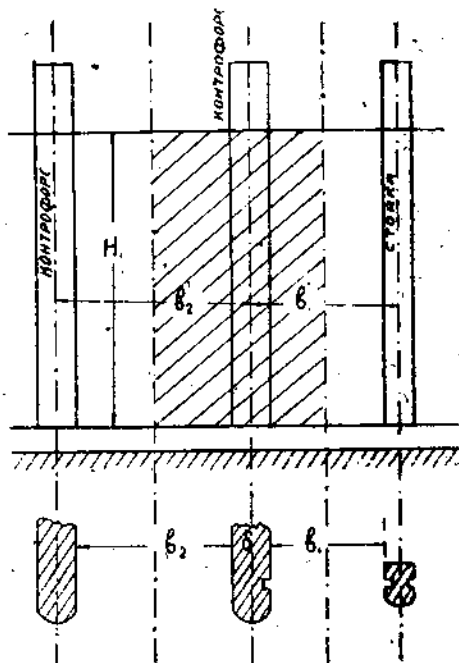
b_2 — то же с другой стороны;

b'_2 — расстояние между осями соседних контрофорсов;

H_1 — напор над нижней опорой стоек (срединой прижимного бруса).

$$B = \delta + \frac{1}{2} (b_1 + b_2) \quad \text{для промежуточного контрофорса,}$$

$$B = \frac{1}{2} (\delta + b_1 + b'_2) \quad \text{для берегового контрофорса.}$$



Черт. 218.

Сила S_1 , сжимающая нижний подкос, обычно бывает наибольшим из всех усилий в подкосах и равна

$$S_1 = \frac{R_2}{\cos \alpha_1}$$

$$S_2 = \frac{R_1 + 0,5 R_m}{\cos \alpha_2}$$

$$S_3 = \frac{0,5 R_m}{\cos \alpha_3}$$

Аналогично

Усилия подкосов в нижних узлах можно разложить также на вертикальные и горизонтальные составляющие, из которых первые будут равны соответствующим вырывающим силам в стойках и вызовут вертикальную нагрузку свай основания плотины, а вторые горизонтальным силам, действующим на контрофорс, и будут стремиться сдвинуть флютбет плотины.

Расчет врубок подкосов производится аналогично с расчетом стоек с подкосами.

Обратимся к распределению горизонтальных сил R_3 , R_2 , $R_1 + 0,5 R_m$ и $0,5 R_m$, сумма которых равняется полной горизонтальной силе, действующей на контрофорс.

Сдвигающая сила приложена в разных местах к упорному брусу (точки А, F, G и К на черт. 219), через который передается на продольный брус, идущий через все основание плотины и распределяющий эту сдвигающую силу на отдельные элементы основания.

Сопротивляются этой сдвигающей силе одиночные сваи флютбета плотины и шпунтовые линии. Величины сопротивления и расчет их рассмотрены в § 22 и представлены отрезками на черт. 219.

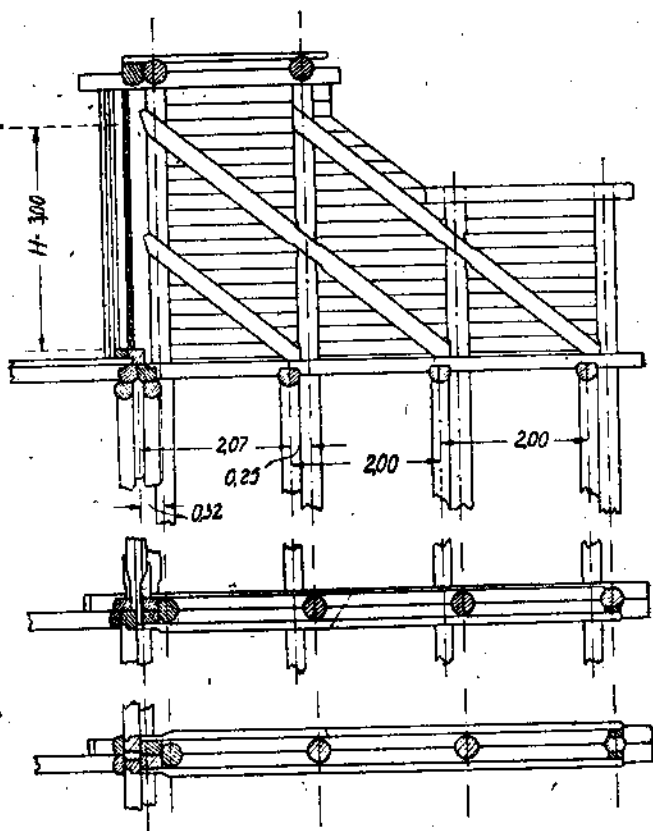
Сумма сил сопротивления свай и шпунтовых рядов очевидно равна сумме сдвигающей горизонтальной силе P .

Расстояние между одиночными промежуточными контрофорсами обычно делается до 5,0 м; при более мощной конструкции до 7,0 м. Однако возможно принимать и большие расстояния между контрофорсами; при этом надо сделать необходимый расчет и учесть условия работы плотины при паводках и ледоходе.

§ 43. КОНСТРУКЦИЯ КОНТРОФОРСОВ И РАСЧЕТ ДЕТАЛЕЙ.

Контрофорсы можно разделить на две группы:

- 1) контрофорсы свайные, в которых вертикальными элементами являются сваи, сплошные на всю их длину или наросшие;
- 2) контрофорсы стоечные, состоящие из стоек и подкосов, расположенных на флютбете.



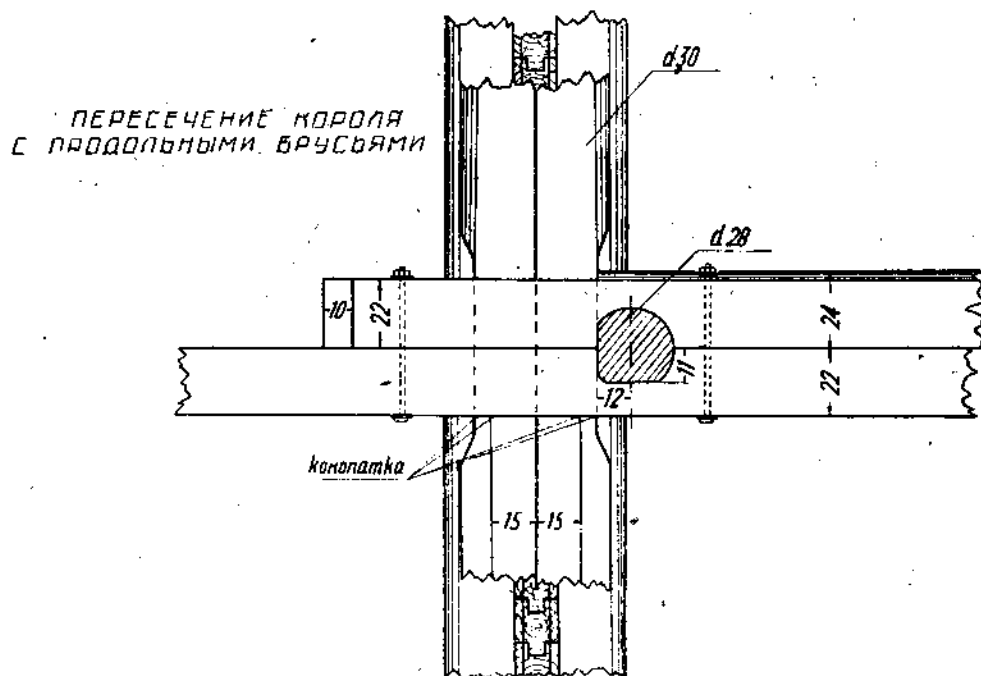
Черт. 220.

1. Контрофорсы] свайные.

На черт. 220 и в приложениях 20 и 21 показан контрофорс, состоящий из одного ряда свай, забитых в грунт и поддерживаемых подкосами в двух местах, как это следует делать в плотинах с напором $H=3,0$ м. Эти высокие сплошные сваи забиваются с низовой стороны насадок, положенных по коротким сваям. Продольные ряды высоких и низких свай не совпадают, а сдвигаются по крайней мере на величину их диаметра, чтобы заставить обе сваи работать в грунте на горизонтальную силу (приложение 22).

Ряд высоких свай обжимается с боков двумя продольными брусками, врубленными, как обычно, в насадки.

Один продольный брус проходит по всей длине плотины, а другой только в пределах водобоя и на короле (черт. 221), выступая от оси короля примерно на 0,7 м.



Черт. 221.

Продольные бруска соединяются со сваями (а не с насадками) скобами.

В месте соединения свая или сохраняет круглое сечение (черт. 222), или незначительно подтесывается, для образования площадок шириною до одной трети диаметра, имея в виду более плотные соединения свай с продольными брусками. Через эту врубку горизонтальная сила от подкоса передается на продольный брус. Сколько-нибудь значительных ослаблений поперечного сечения свай делать нельзя, так как в этом месте действует наибольший изгибающий момент.

Передняя свая берегового контрофорса поддерживает непроницаемую стенку и должна возможно ближе подходить к королевому шпунту, над которым располагается упомянутая стенка. Для этой цели насадка подрубается до толщины 12—15 см (прилож. 23).

В береговом контрофорсе примыкание непроницаемой двойной стенки из пластин к шапочному брусу показано в приложении 23. Для образования ровной постели для стенки, к сваям слегка притесываются стойки, на переднюю грань которых и набирается первый низовой ряд пластин заподлицо с передней гранью прижимного бруса (черт. 224).

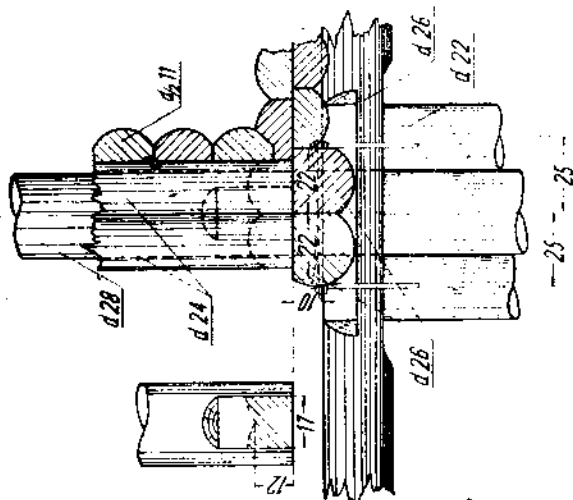
Второй ряд пластин кладется, начиная от верха понурного пола, в разбежку с первым рядом и с прокладкой между ними толя, асфальтированного полотна или войлока и конопаткою швов.

Концы пластин первого ряда, подтесанные до толщины в 7 см, выпускаются заподлицо с обшивкой контрофорса, а второго ряда — примерно до оси сваи.

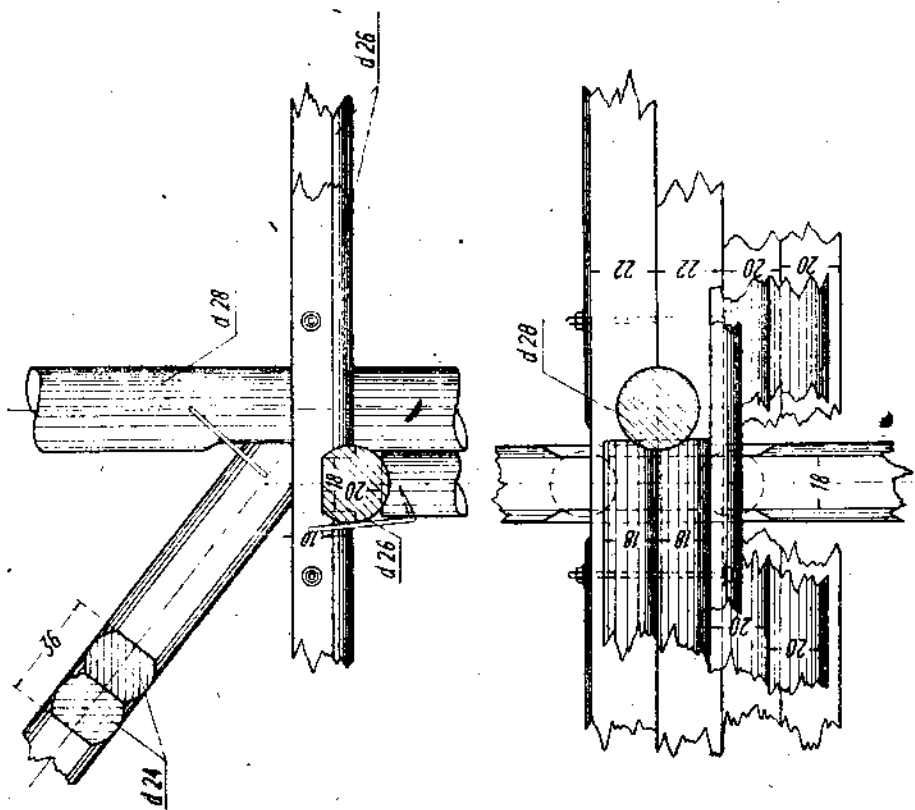
Коренная стойка на войлоке прижимает второй ряд пластин и опирается на концы первого. Через метр по высоте эта стойка болтами крепится со свай, опирается внизу на прижимный брус, а на верху прирубается к насадке и с ней сбаличивается (черт. 78).

Концы двух рядов пластин сжимаются у коренной стойки парным сжимом.

Высокие сваи подпираются парными подкосами из бревен



Черт. 222.



$d = 20—24$ см, охватывающих сваи с обеих сторон. Верхние концы подкосов врубаются в сваи простым зубом на глубину около 7 см и в то же время охватывают ее с боков (черт. 224 и 223); у крайних передних свай контрофорса подкосы кроме того врубаются еще в стойку на глубину около 5 см.

Место врубки подкоса от верха сваи или стойки должно быть удалено на возможно малое расстояние, но достаточное, чтобы не происходило скалывания конца стойки или сваи вдоль волокон.

Нижние концы подкосов упираются в продольный брус и в сваю, которая незначительно подтесывается (черт. 222). Вертикальная составляющая T усилие в подкосе S передается весьма большой площадкой, не требующей проверки, а горизонтальная составляющая двумя подкосами передается на сваю площадкой шириной около 16—18 см и средней высотой около 12 см, вызывая в свае смятие поперек волокон; проверку этой площадки надо сделать. Указанных выше размеров площадка $\omega = 16 \times 12 = 172 \text{ см}^2$ может выдержать горизонтальную силу

$$R = [n_{\perp}]_1 \times \omega = 18 \times 172 = 3100 \text{ кг} = 3,1 \text{ т.}$$

В случае недостаточности размеров этой площадки, она может быть увеличена путем некоторого поднятия нижнего конца подкоса.

Верхние концы подкосов соединяются через сваю болтом, а нижние — скобой. При пересечении парным подкосом сваи, последняя незначительно подрубается (черт. 225).

Обшивка крайнего берегового контрофорса делается из пластин с одной стороны, а промежуточно с обеих сторон, как показано на черт. 226.

Пластины прибиваются к подкосам, к передней стенке и к задней свае (черт. 220) через подкладку.

Для промежуточного контрофорса передний узел несколько меняется, как это можно заметить, сравнивая чертежи 224 и 223.

При устройстве на контрофорсе только служебного мостика на двух

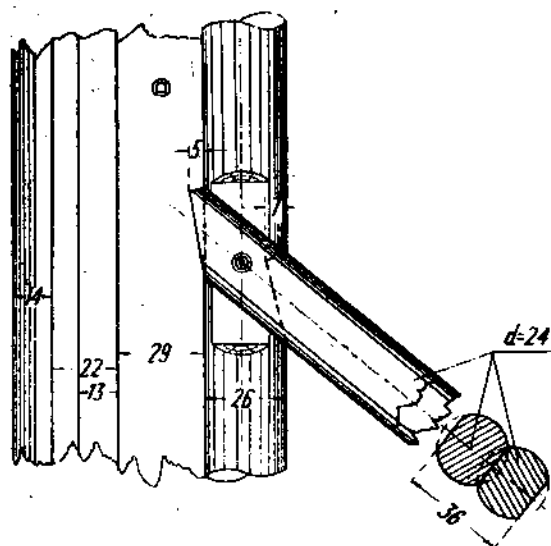
первых высоких сваях, все другие сваи (черт. 220) делаются более низкими, возвышаясь примерно на 0,5 м над горизонтом воды нижнего бьефа.

Высокие сваи должны быть проверены на прочность.

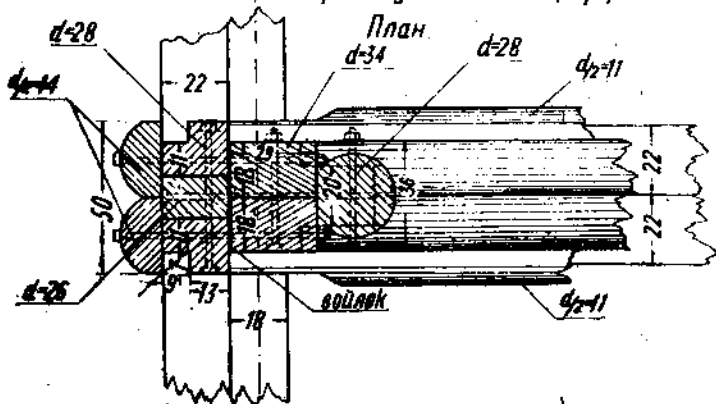
Из § 22 известно, каким образом распределяется между отдельными сваями горизонтальная сила, и в частности известна величина сил, воспринимаемых высокими сваями, рассматриваемыми как заделанные верхним концом в ферму на середине высоты упорного бруса.

Наибольший изгибающий момент будет в месте заделки и определяется по формуле (201).

Кроме того на высокие сваи передается еще вертикальной нагрузкой Q от веса моста и толпы, которая будет увеличивать напряжение на сжатие от изгиба.



Узел коренной стойки промежуточного контрофорса



Черт. 223.

Тогда суммарные сжимающие напряжения в сечении сваи на высоте оси продольного бруса определяются по формуле 6 (§ 3 п. 1° в).

$$n = \frac{Q}{\omega_{расч} \varphi} + \frac{M}{W_{нет}} \cdot \frac{[n]}{[n_n]}$$

где $\omega_{расч}$ — равна полному сечению круглого бревна, так как ослабление сваи меньше 25% площади;

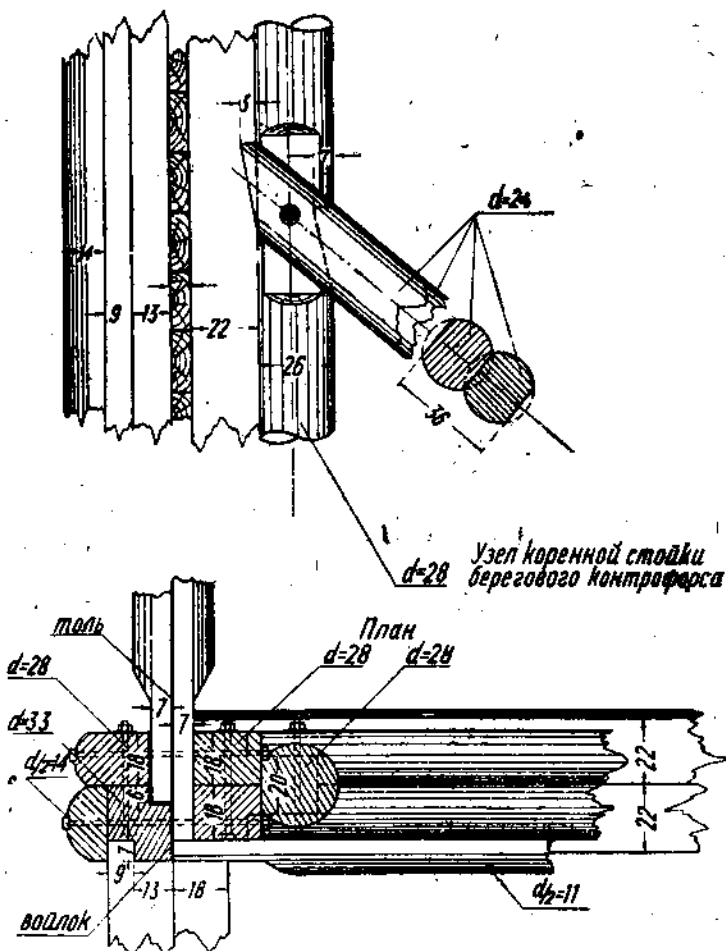
φ — коэффициент уменьшения площади при продольном изгибе для свободной длины сваи между продольным брусом и верхней насадкой, определяемый по шкале № 1 (черт. 4).

Если через плотину делается проезжий мост, то надо подсчитать всю вертикальную нагрузку, в том числе и временную от грузовиков, как это изложено в § 18.

Проверка прочности подкосов производится аналогично расчетам стойки с подкосом.

Если плотина с напором около 2,0 м (приложения 25, 26, 27), то высокие сваи достаточно поддержать одним подкосом, врубая верхний конец в сваю, а нижний упирая в продольный брус и соседнюю сваю, как и в предыдущем случае. При этом подкос делается из одного бревна $d=20-26$ см.

Более высокие контрофорсы для $H=3,0$ м могут быть сделаны с разрезными подкосами (черт. 227, прилож. 23 и 24). Для этого с обеих сторон сваи на высоте поло-



Черт. 224.

вины напора размещается, охватывая сваи, пара горизонтальных схваток из бревен $d=22-24$ см; схватки притесываются плотно между собой и сбаливаются.

В переднем узле (прил. 24) схватки косой врубкой с болтом захватывают стойку, расположенную перед сваями.

В местах пересечений с другими высокими сваями схватки прирубаются к свае, в которой делаются незначительные вырубki, обращающие круглое сечение в прямоугольное.

Подкосы упираются своими концами в сваю и в схватки.

В таких узлах, очевидно, усилие верхней части подкоса передается на нижнюю часть. Оси частей подкоса должны быть на одной прямой.

Если контрофорс обшивается пластинами с одной стороны, то, чтобы подкосы

не вываливались, на концах их со стороны обшивки остаются выступы (приложение 23), входящие в гнезда в свае.

Передний узел примыкания непроницаемой стенки к береговому контрофорсу показан в прилож. 23, а для промежуточного контрофорса — в прилож. 24.

Если усилие, приходящееся на контрофорс, очень велико, то нужно забить два ряда высоких свай; высокие и низкие сваи флют-бета нужно расположить таким образом, чтобы по направлению действия горизонтальной силы одна свая не располагалась против другой.

2. Контрофорсы стоечные.

В описанном выше свайном контрофорсе забивка высоких свай довольно затруднительна; это неудобство можно избежать, устраивая стоечные контрофорсы.

На черт. 228 показан контрофорс для напора $H=2,0$ м с одиночными стойками и подкосами, несущий на себе служебный и проезжий мосты.

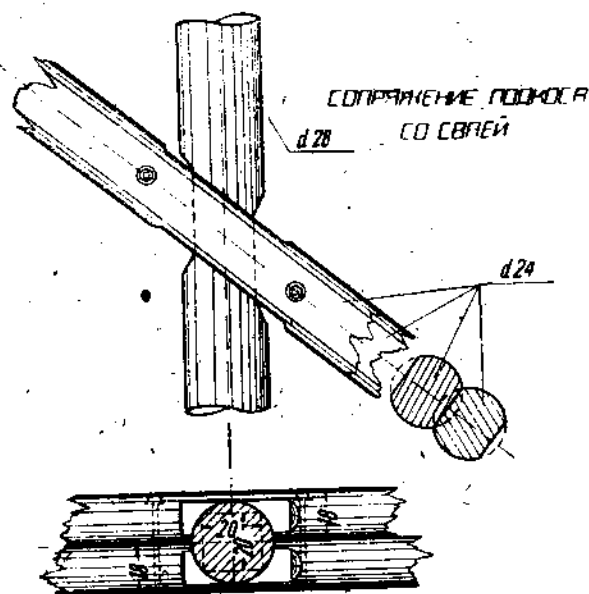
Передняя стойка контрофорса укрепляется так же как подможная стойка (§14); ее нижний клинообразный конец (черт. 229) зажимается между прижимным и коротким упорным брусом, соединенным с продольным несколькими косыми зубьями. Кроме того стойка закрепляется еще угольником.

Все другие стойки устанавливаются на насадки (черт. 230); нижний конец их также клинообразной формы, высотой 13 см, зажимается между двумя продольными брусками, которые с обеих сторон стойки стягиваются болтами.

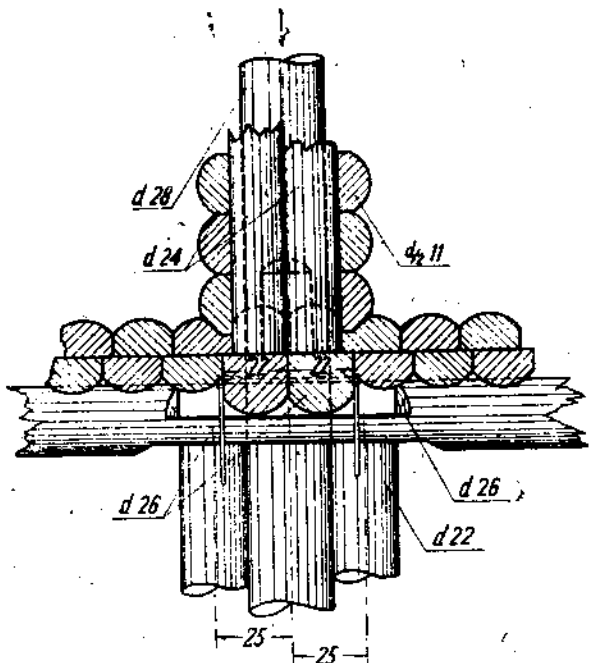
Вертикальная нагрузка передается стойкой на насадку из площади $18 \times 22 = 396 \text{ см}^2$, и на продольные бруска, а через них и на насадки, по площади $2 \times 5 \times 20 = 200 \text{ см}^2$; если врубки сделаны тщательно, то всю суммарную площадь можно считать работающей; в противном случае только одну первую.

В пределах водобоя продольный брус двойной и в понуре одиночный (черт. 228).

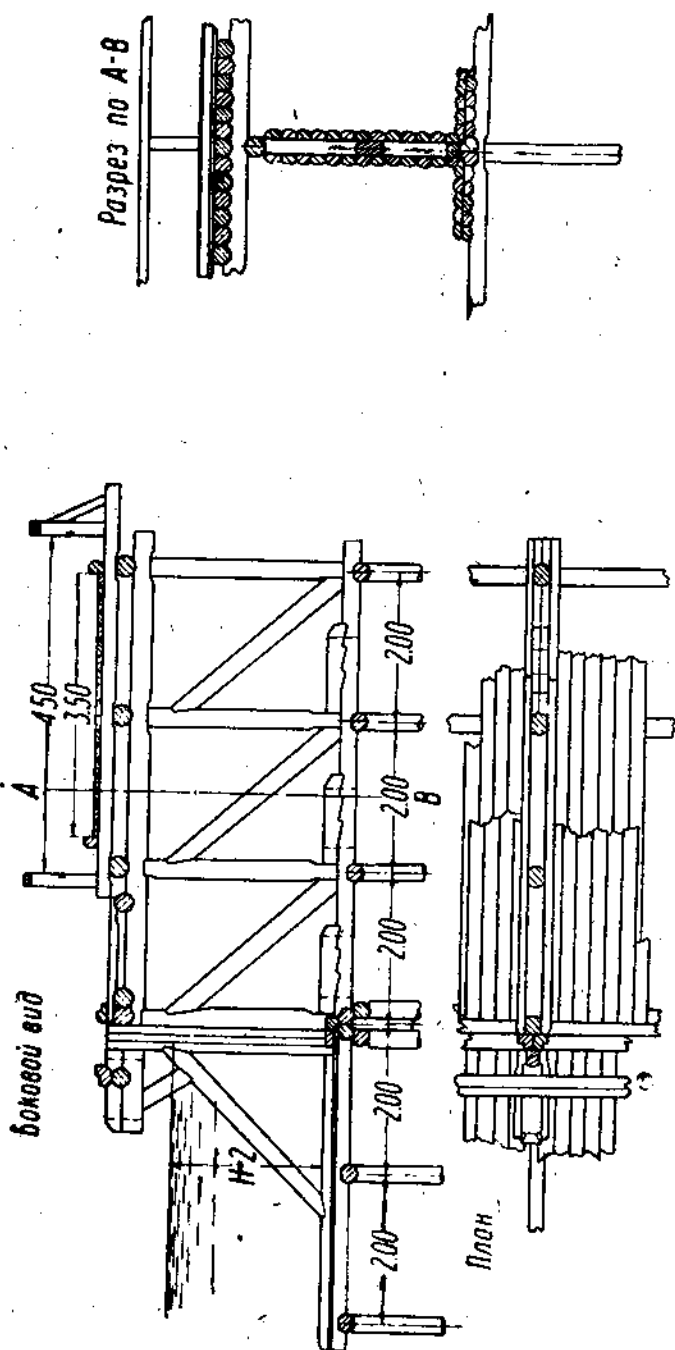
Передний узел стоечного контрофорса несколько отличается от такого же узла свайного контрофорса, так как в нем отсутствует высокая свая, а потому и король пересекается только одним продольным брусом.



Черт. 225



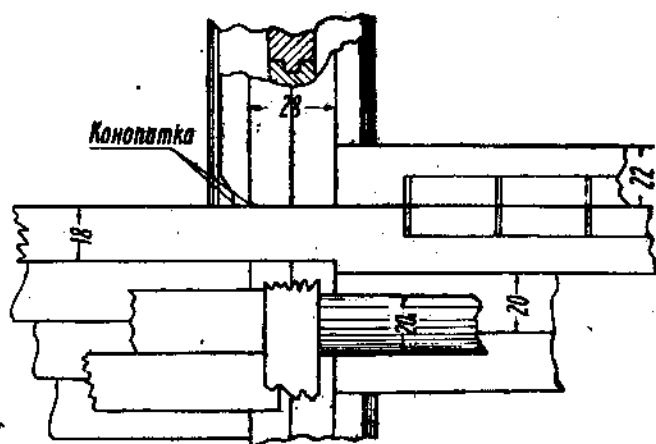
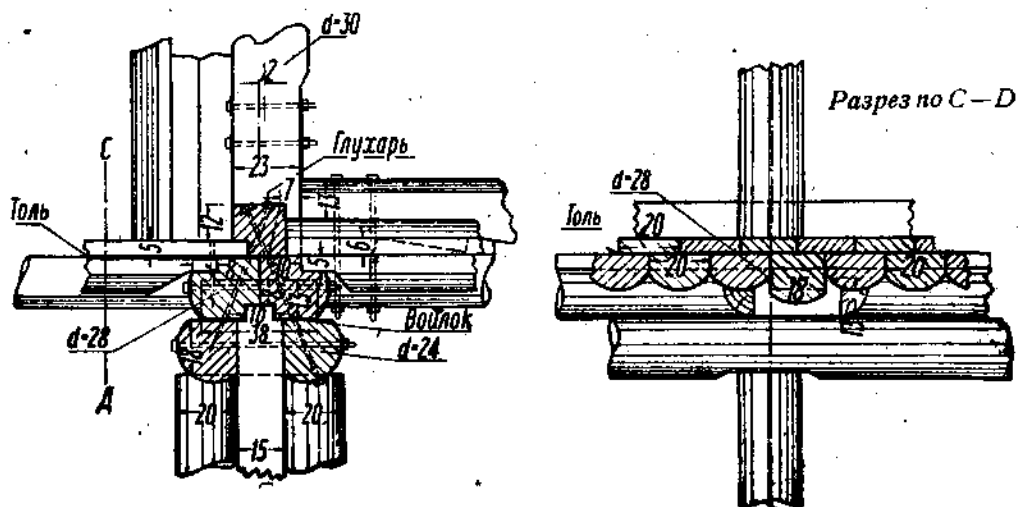
Черт. 226.



Черт. 228.

Последняя пара стоек (черт. 238) врубается в упорные брусья и от соскакивания в стороны удерживается обшивкой и болтами.

Нижние концы второй, третьей и четвертой стоек затесываются клинообразно. По второй и четвертой стойкам кладется средняя насадка, а по первой, третьей



Черт. 229.

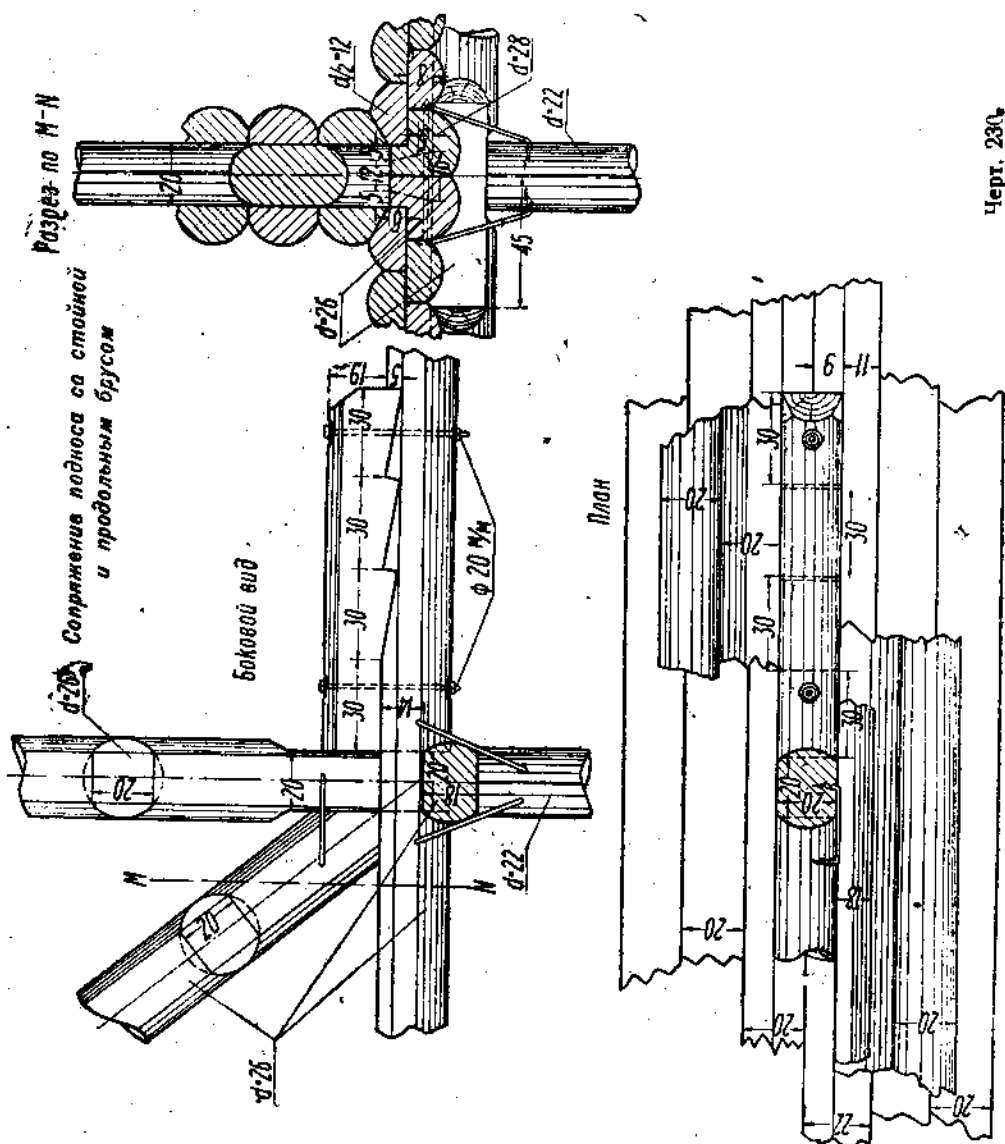
Как видно, в пределах волобои делается продольный брус из четырех бревен $d = 26$ см. из которых через король и в понуре пропускаются только два (черт. 234).

Наличие на верху трех насадок создает благоприятные условия для расположения прогонов, и если потребуется, то и для устройства стыков.

Ширина контрофорса 70 см.

Сборка такого усиленного контрофорса производится указанным ниже порядком. Сперва устанавливается на первой и третьей насадках от короля (черт. 231) средний ряд стоек, нижние клинообразные концы которых зажимаются между двумя средними продольными брусьями (черт. 237); сверху на стойки надевается насадка и ставится между стойками подкос.

Затем устанавливаются на короле и на второй насадке два крайние ряда стоек; их нижние концы зажимаются крайними продольными брусьями и с низовой стороны подпираются упорными брусьями.



Черт. 230

Крайние стойки над четвертой насадкой врубаются в упорный брус (черт. 238).

По верху стоек надеваются насадки и устанавливаются подкосы.

Попутно со сборкой ставятся железные крепления.

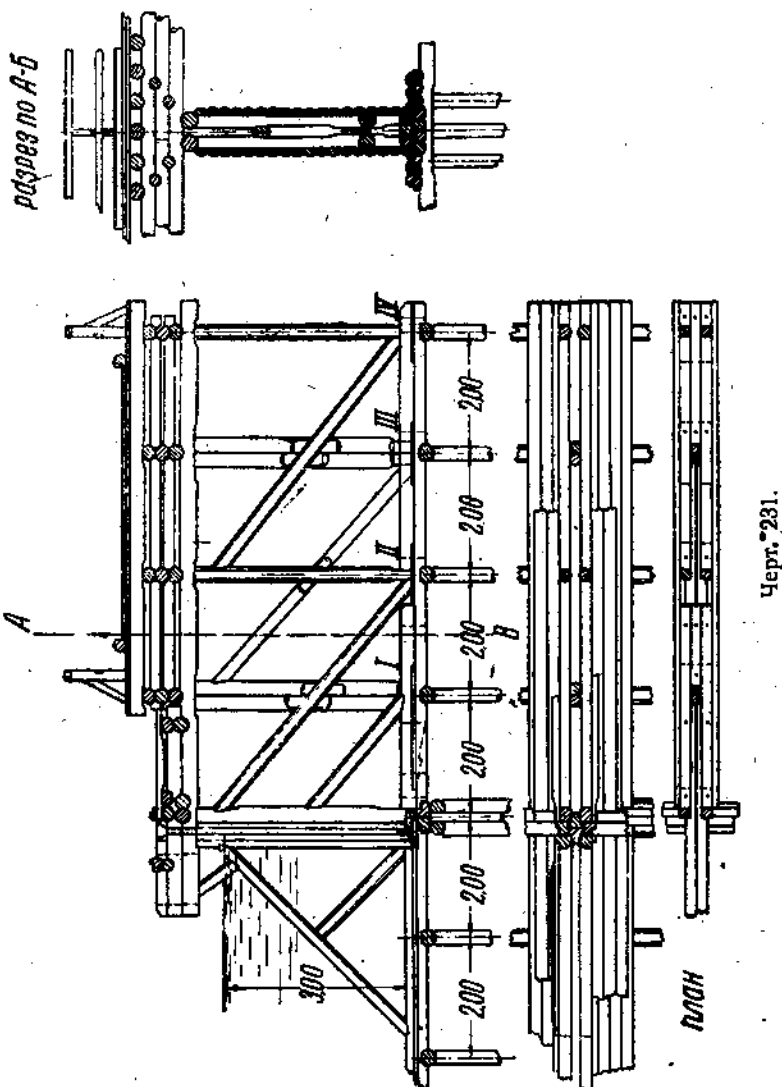
Все элементы контрофорса должны быть надлежащим образом обтесаны перед сборкой.

3. Детали контрофоров.

а) Обшивка. Расчет двойной обшивки из пластин производится как балки на двух опорах при равномерно распределенной нагрузке от воды.

При напоре H см давление на 1 см^2 обшивки

$$q = 0,001 \cdot H \text{ кг.}$$

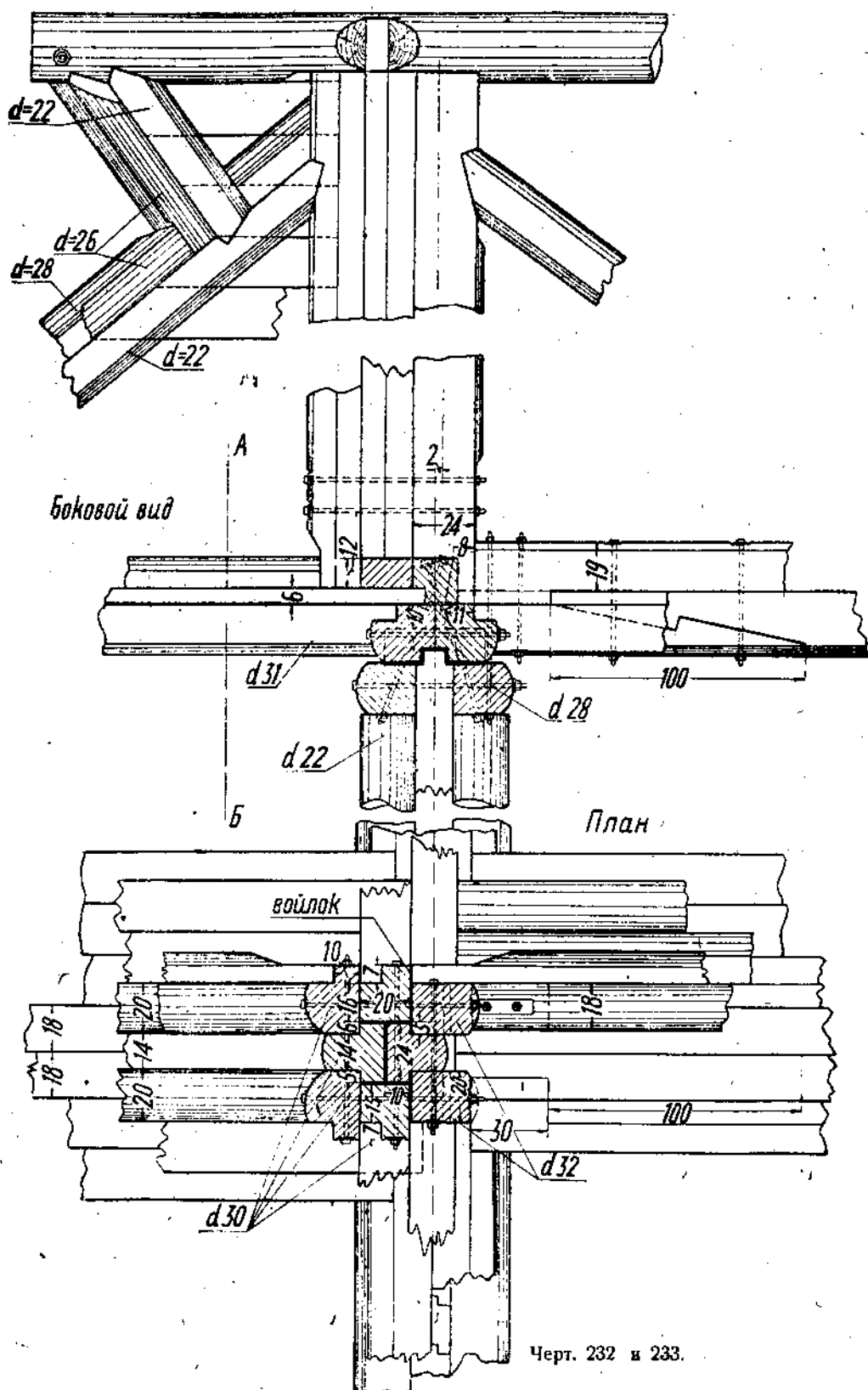


Если же расстояние между контрофорсами l см и ширина пластины равна диаметру соответствующего бревна d см, то наибольший изгибающий момент

$$M_{max} = \frac{0,001 \cdot H \cdot d l^2}{8}.$$

Так как стенка двойная, то на ширине d будут изгибаться две пластины, каждая с моментом сопротивления $W \text{ см}^3$

$$M_{max} = 2W[n_a].$$



Черт. 232 и 233.

Тогда

$$W = \frac{0,001 \cdot H \cdot d^2}{16 [n_u]}, \quad (304)$$

где H , d и l выражены в см, $[n_u]$ — в кг/см² и W — в см³ для одной пластины.

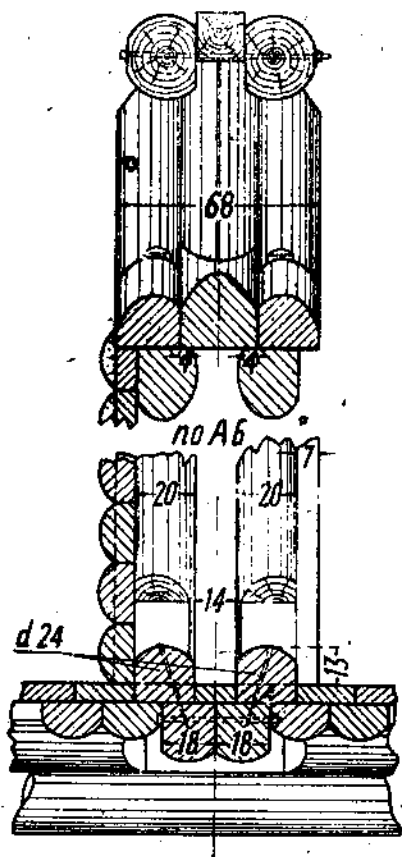
Если $H = 300$ см, $l = 200$ см и $[n_u] = 66$ кг/см², то

$$W = 11,4 d. \quad (305)$$

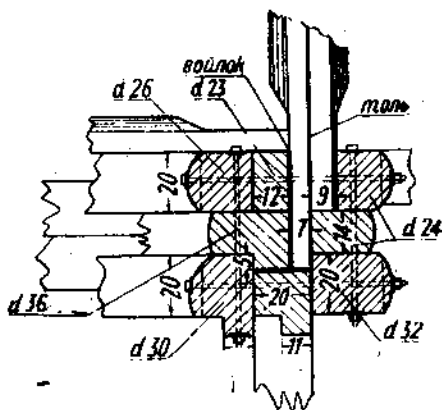
Пользуясь таблицей 133, легко подобрать необходимый диаметр пластины.

Равенству (305) удовлетворяет $d = 22$ см, так как для пластины $d = 22$ см по таблице 13 находим $W = 254$ см³, а из равенства (305) $W = 11,4 \cdot 22 = 251$ см³.

Для других напоров при $[n_u] = 66$ кг/см² размеры пластин двойной обшивки приведены в таблице 47.



Черт. 231.



Черт. 235.

Таблица 47.

Диаметры пластин в см для двойной стенки.

Напор H м	Расстояние между опорами l м		
	2,0	2,5	3,0
1,0	14	16	20
2,0	18	22	27
3,0	22	27	33
4,0	25	32	38

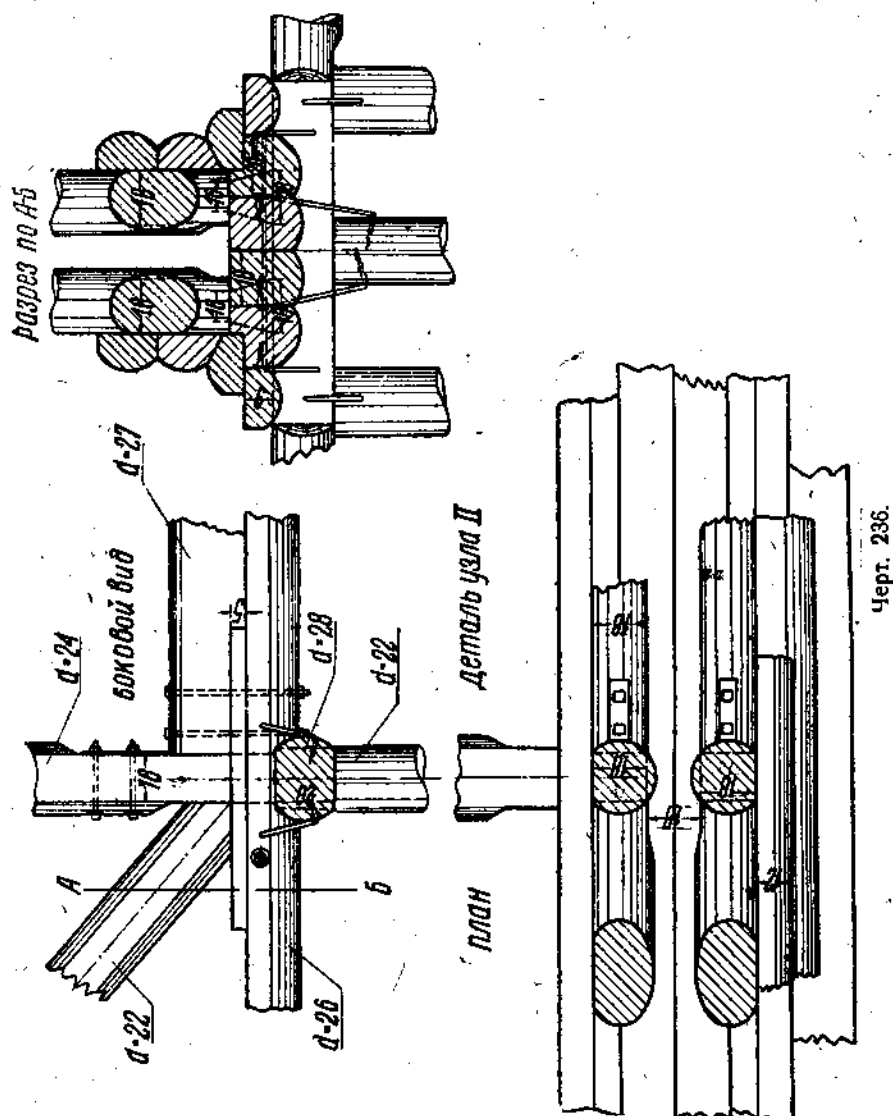
Как видно из таблицы 47, при больших расстояниях между контрофорсами требуется очень толстый и дорогой лес; в таких случаях лучше двойную стенку из пластин заменять шпунтованной, бревенчатой.

Для расчета бревенчатой стенки справедлива формула (304), если вместо двух моментов сопротивления пластин подставить один для круглого бревна; тогда

$$W = \frac{0,001 H \cdot d \cdot l^2}{8 [n_u]}, \quad (306)$$

где H, d, l выражены в см, $[n_u]$ — кг/см² и W — в см³ для одного бревна.

При $H = 3,00$ м, $l = 3,00$ м и $[n_u] = 66$ кг/см² $W = 51,2 d$.

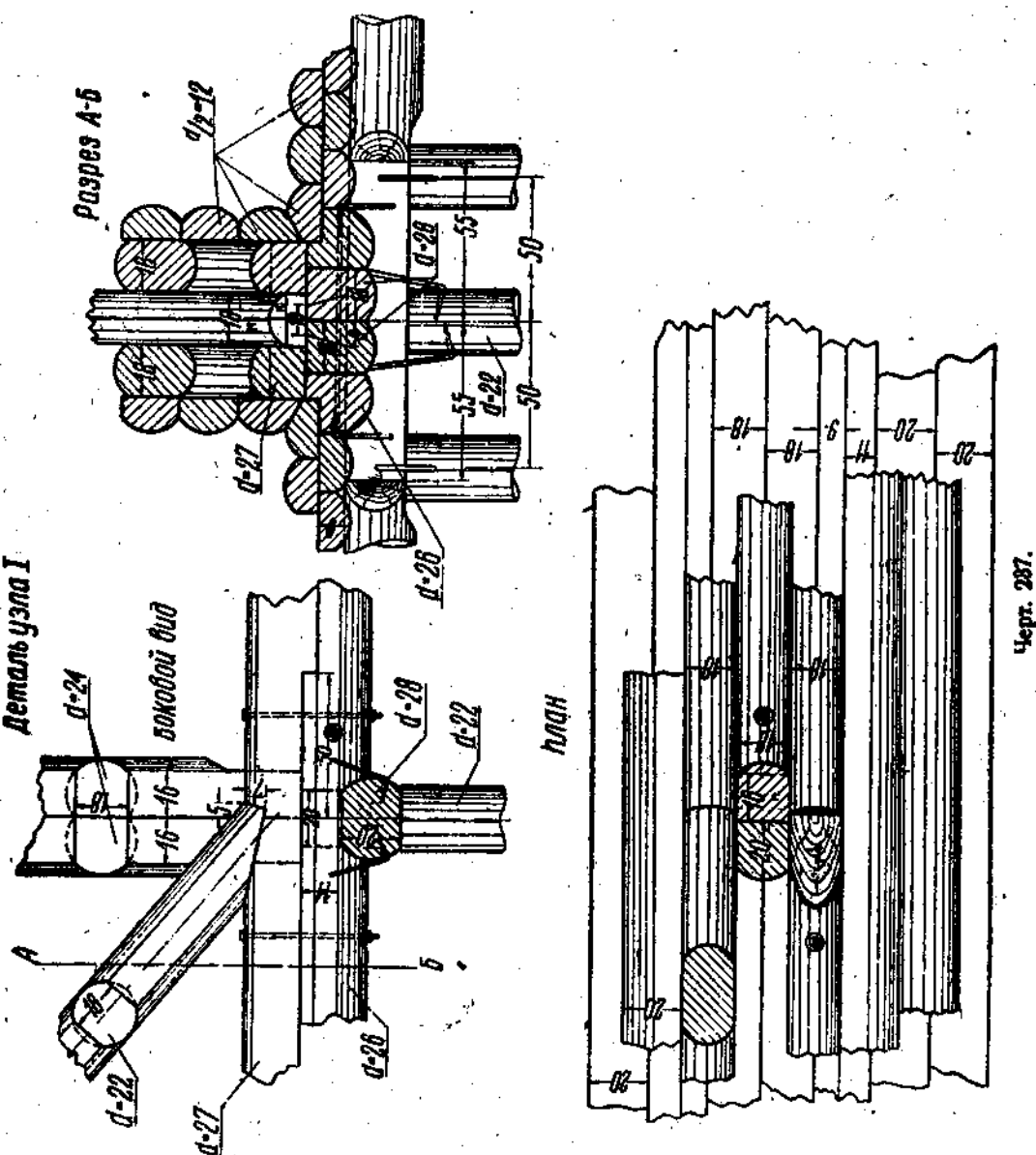


По таблице 13 этому равенству удовлетворяют бревна $d = 23$ см, $W = 1194$ см³ вместо двух пластин $d = 33$ см.

При сборке стенки пластины и бревна между собою незначительно притесываются и ширина их будет меньше диаметра; это обстоятельство вызовет уменьшение момента сопротивления и уменьшения давления воды на одну пластину или бревно. При незначительных стесках относительно больше уменьшится давление чем момент сопротивления; тогда в определенных по формулам (304 и 306) размерам пластин и бревен будет маленький запас.

Между первой и второй стенкой прокладывается непроницаемый слой из толя или асфальтированного полотна. Верховая напорная стенка конопатится.

Брусчатая шпунтовая стенка собирается на войлоке или на сухих рейках с тщательной их пригонкой (черт. 183).



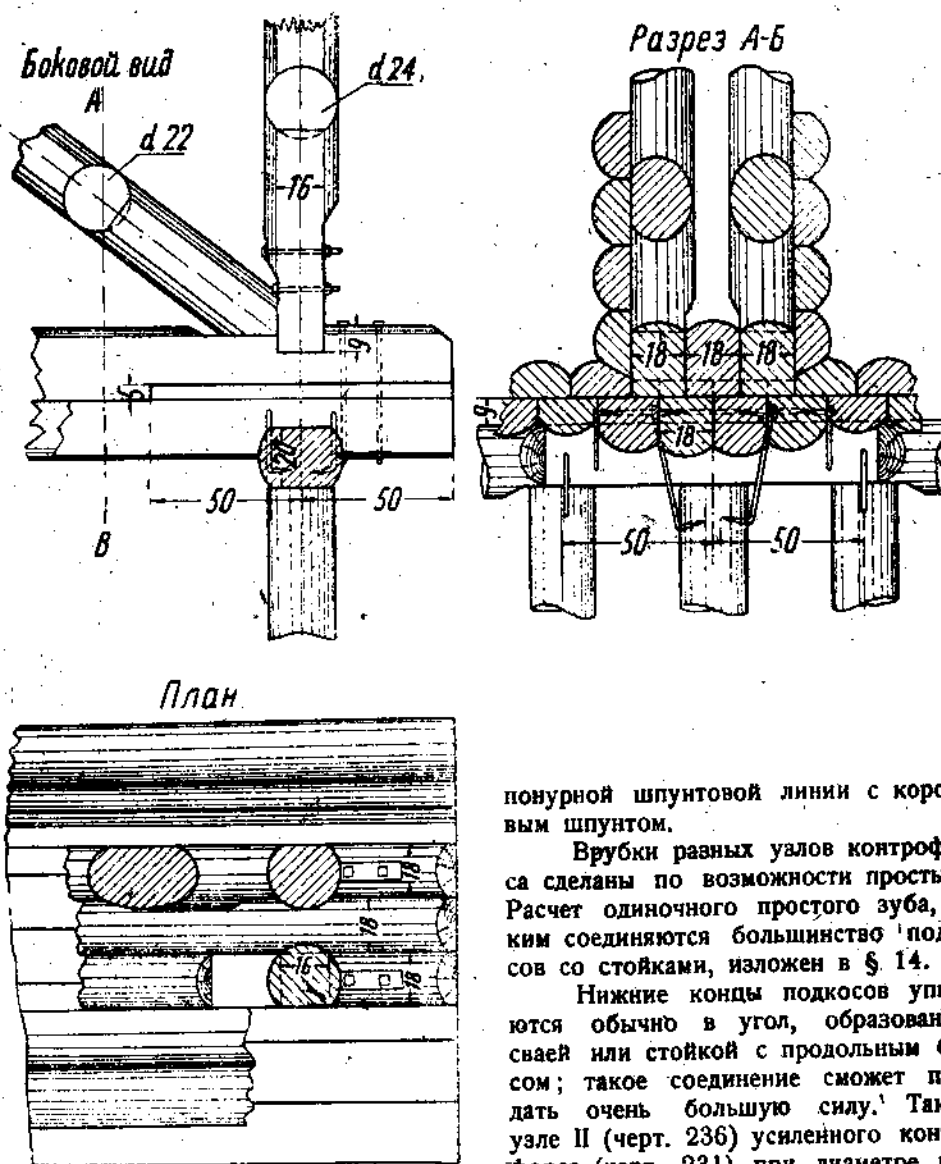
б) С целью более надежного сопряжения плотины с берегами забивается высокий шпунтовый ряд длиной 2—5 м, который является продолжением упомянутой выше стенки (приложение 20 и 21), в случае выполнения земляных работ зимой в морозы такой же шпунтовый ряд устраивается по всей длине земляной дамбы.

Соединение шпунтового ряда со стенкой показано на черт. 239, 240 и 241. Следует обратить внимание на сопряжение понурной части контрофорсной плотины с берегами или дамбами.

Нужно, чтобы понурный пол (у понурного шпунта) заходил в откос берега

или дамба не менее как на двойную глубину погружения понурной шпунтовой линии.

Когда это условие выполнить невозможно или нерационально, то следует забить продольные шпунтовые линии по краям понурного пола, соединив ими концы



Черт. 238.

$$\omega = 18 \times 8 + \frac{2}{3} 18 \cdot 7 = 144 + 84 = 228 \text{ см}^2.$$

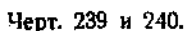
Допускаемое горизонтальное усилие, равное верхней реакции на один подкос:

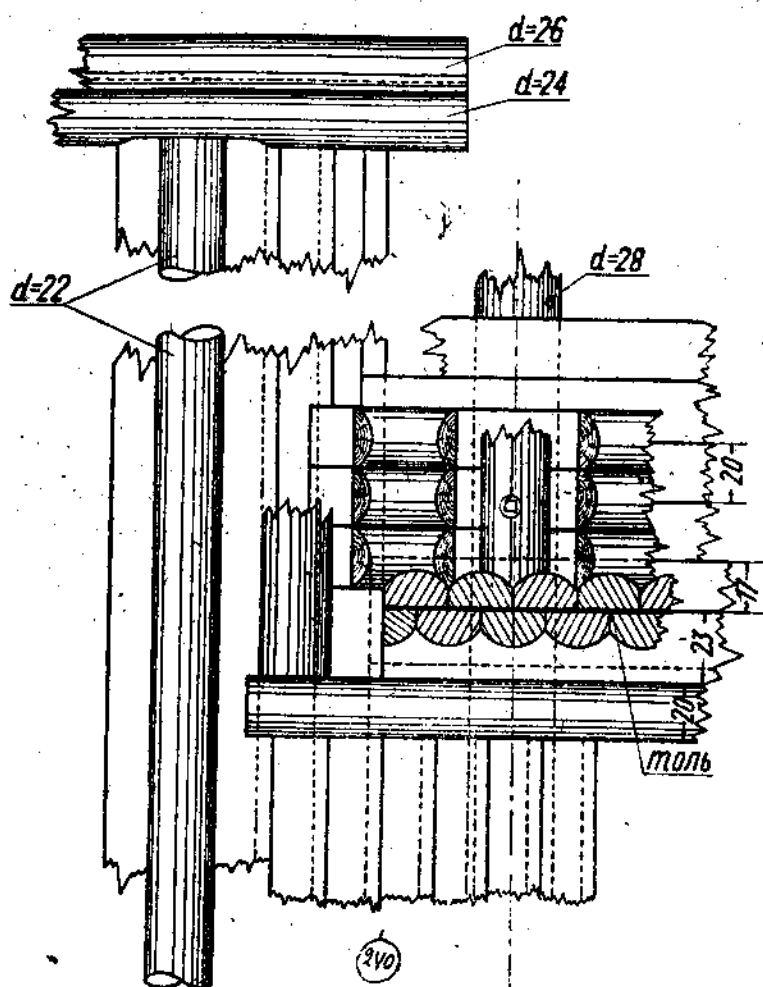
$$R_1 = \omega [\pi_c \perp], = 228 \times 15 = 3420 \text{ кг.}$$

Размеры деталей показаны на соответствующих чертежах.

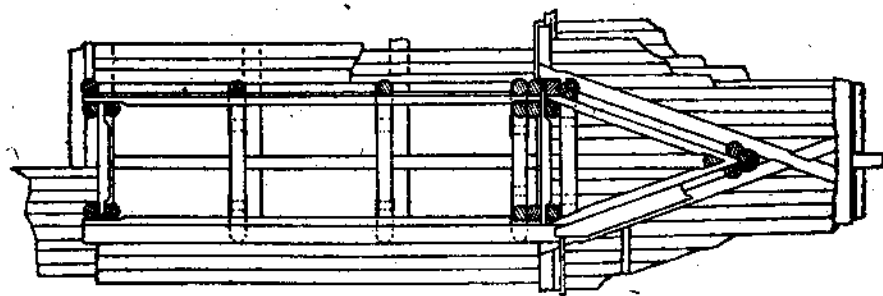
1. Ряжевые бычки.

Длинную многопролетную плотину с несколькими бычками желательно разбить на несколько секций путем устройства под продольными лицевыми стенами бычков

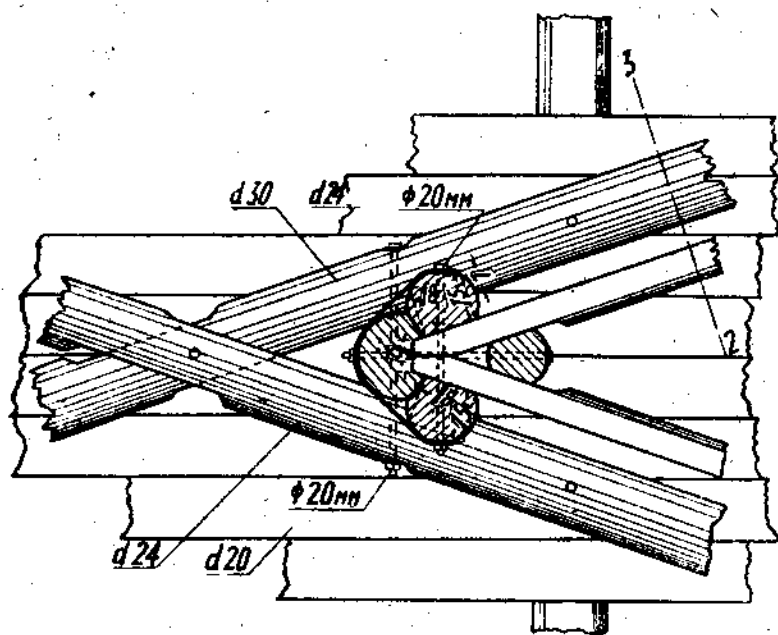
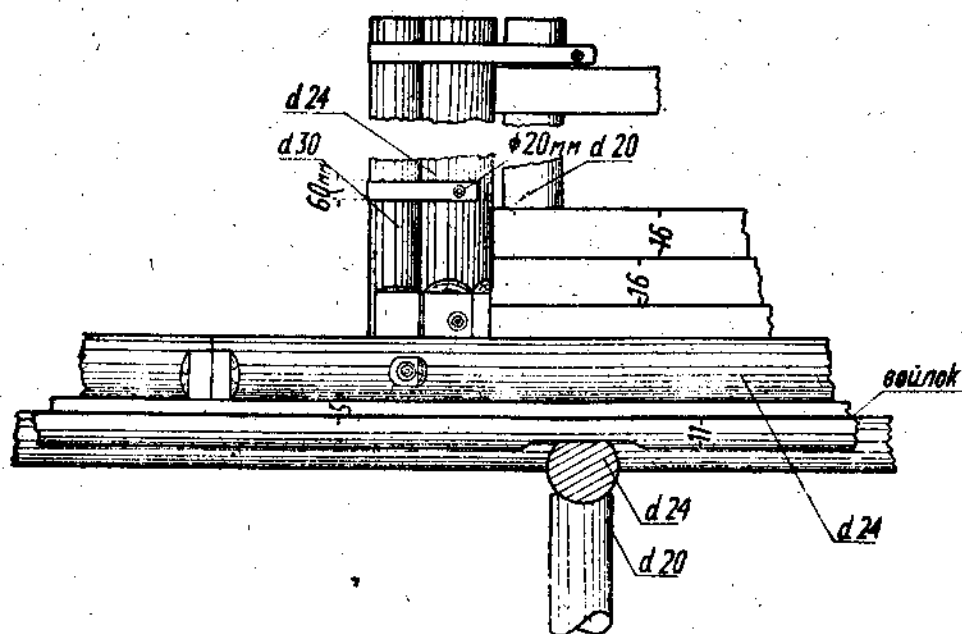




Черт. 241.



Черт. 242.



Черт. 243 и 244.

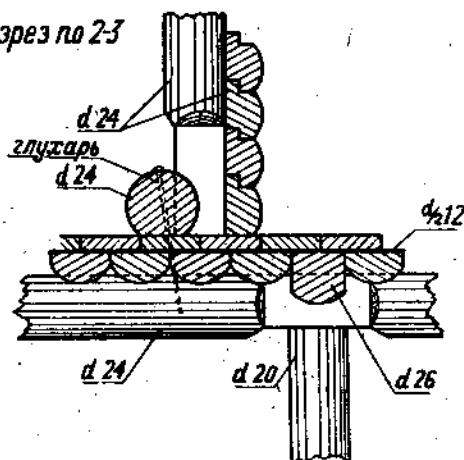
в водобое продольных шпунтовых линий. На случай подмыва в одной секции повреждение может и не распространиться или не так скоро. распространится на соседние.

Передний, острый угол бычка защищается усовичным брусом.

2. Стоечно-обшивные бычки.

Водобойная часть стоечно-обшивных бычков устраивается так же как и стенки устоя в водобое (черт. 242 и прилож. 44 и 45).

Разрез по 2-3



Черт. 245.

Высокие сваи, поддерживающие стенки, соединяются между собою через бычок стяжками с помощью хомутов.

Стенки бычка в понуре располагаются на полу и поддерживаются стойками, нижние концы которых упираются на лежень (черт. 245); верхние концы двух противоположных стоек соединяются между собою стяжками.

Лежни врубаются в прижимные брусья на короле и шапочные на понурной шпунтовой линии.

Острый угол бычка защищается усовичной стойкой, как показано на черт. 244 и 245.

Размеры элементов принимаются такие же, какие получились по расчету для устоя.

Загрузка бычков производится песчаным грунтом.

ГЛАВА ВОСЬМАЯ.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УСТРОЙСТВА И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

§ 45. ПЕРЕПАДЫ И БЫСТРОТОКИ.

1. Конструкция перепадов.

После гидравлического расчета перепадов необходимо установить в контурах основные размеры его частей.

Конструкция ряжевого перепада изображена в приложениях 48 и 49. На этих чертежах показан многоступенчатый перепад с колодцами глубиной 0,70 м. Перелив воды происходит через водосливы в один ящик (шириной 1,0 — 2,0 м), являющийся большей частью водосливами практического профиля.

Боковые стенки перепада делаются шириной в 1-2 ящика, в зависимости от их высоты.

Если на флютбет перепада действует взвешивающее давление воды, то необходимо под лагами устраивать глиняную подушку толщиной по расчету, но не меньше 0,5 м, а сверху подушки — обратный фильтр.

При отсутствии противодействия делается только один обратный фильтр толщиной не менее 0,25 м.

Полы лучше делать двойные из пластин, опирая их концы на компактные брусья (детали в приложении 49). Низовые ящики каждой ступени загружаются камнем на слое фильтра; верхняя стенка, примыкающая к вышеизложенному колодцу, рубится плотно с тщательной притеской, чтобы вода не протекала по обратному фильтру вдоль перепада.

Для выпуска воды из колодцев, после закрытия отверстия плотины, в низовых ящиках каждой ступени устраиваются у каждой продольной стены трубы с отверстием шириной около 0,20 м и высотой около 0,10 м (детали в приложении 49). В целях экономии лесоматериалов, но при большом расходе железа, устраиваются стоечно-обшивные перепады (приложение 50).

Колодцы образуются с помощью стенки из бревен, которые по концам и посредине опираются на высокие сваи. Крайние сваи подпираются с нижней стороны подкосом и с боков зажимаются парой продольных брусьев, врубаемых в насадки на глубину около 5 см и являющихся для свай нижней опорой (прилож. 51).

Промежуточные длинные сваи также охватываются парой продольных брусьев, обеспечивающих продольное крепление перепада.

С помощью продольных брусьев гидростатическое и динамическое давление воды на стенку колодца передается через насадки на все сваи ступени.

Низовые концы пола располагаются на поперечных брусьях, врубаемых в высокие сваи, а верховые располагаются на насадках.

Все насадки и соответствующие им ряды свай должны находиться с низовой стороны высоких свай.

В тех местах, где стенка высокая и где это надо по расчету, верхние концы свай, поддерживающих стенку, закрепляются анкерами (приложение 50).

Вода из колодца при закрытом отверстии плотины вытекает в щели между полом из пластин и нижним поперечным брусом стенки, образующей колодец. Эта стенка зажимается болтами между высокими сваями и короткими стойками.

Благодаря низкому стоянию горизонта воды ниже перепадов, величины противодействия на флютбет плотины в водобое получаются очень маленькими. Поэтому нет основания опасаться значительного увеличения противодействия и можно устроить водобойную шпунтовую линию под стеной в конце водобоя (стенка А на приложениях 48 и 50) за счет сокращения понура.

2. Конструкция быстроток.

В приложении 52 показана конструкция легкого стоечно-обшивного быстротка с уклоном 0,15 для преодоления падения 3,0 м.

Для гашения скоростной энергии устроены брусья шероховатости на расстоянии 1,33 м. Расстояние между брусьями делается равным двойной нормальной глубине воды в лотке; при этом получается достаточно хорошее действие брусьев.

Закрепление брусьев и размеры их показаны в приложении 53.

При большой шероховатости текущая вода вызывает сдвигающую силу, которая шероховатым днищем быстротка передается на продольные брусья (приложения 52 и 53), а последними через насадки на свай.

Стыки продольных брусьев и полов на изломах быстротка в начале и конце его наклонной части показаны в приложении 53.

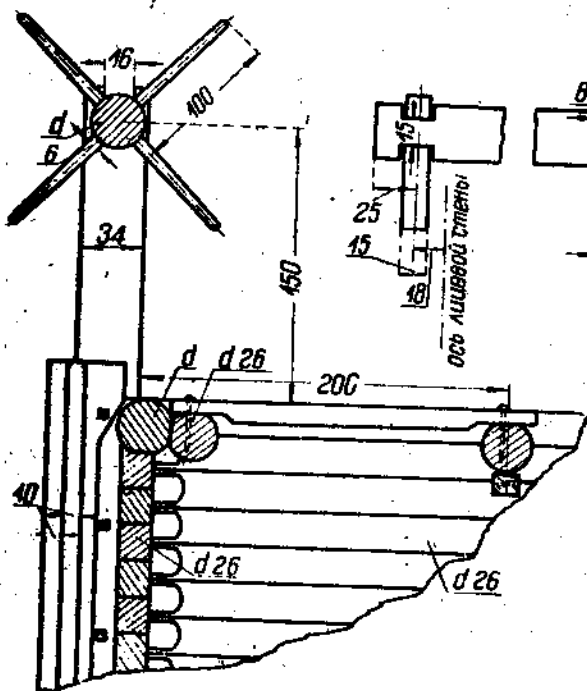
В быстротках, также и в перепадах, под полом устраивается обратный фильтр, а если есть противодействие, то еще и глиняная подушка.

§ 46. ВОРОТОВЫЕ ПОДЪЕМНИКИ.

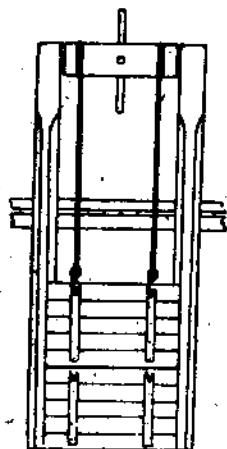
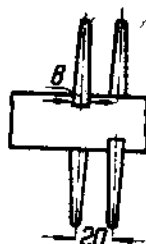
Для подъема затворов в деревянных плотинах наиболее удобным из простых подъемников является ворот. Последний состоит из вала, вращающегося на опорах с помощью рукояток. На

больших плотинах ворот делают подвижным, перемещающимся вместе с рамой и тележкой на колесах.

Неподвижный ворот (черт. 246 и 247) распо-



Черт. 246.



Черт. 247.

лагается обычно на верхних концах коренных стоек, которые возвышаются над служебным мостиком на 1,5—2,0 м. Вместо коренных стоек опорами для вала могут быть выступающие концы брусьев, устанавливаемых по другую сторону лцевой стены и соединяемых через эту стену болтами с коренной стойкой.

Иногда концы вала обделываются круглым сечением диаметром около 15 см.

которые являются осями вращения; в стойке делается соответствующего размера углубление. Для уменьшения весьма большого трения при такой деревянной оси, кроме смазки, нужно еще углубление в стойке обить листовым железом.

Гораздо лучше делать железные оси диаметром около 5 см, запуская их заостренные квадратного сечения концы примерно на 30-40 см в торцы вала.

Чтобы концы вала не раскололись, на них одевают железные кольца.

Длина выступающего конца металлической оси вращения около 10 см.

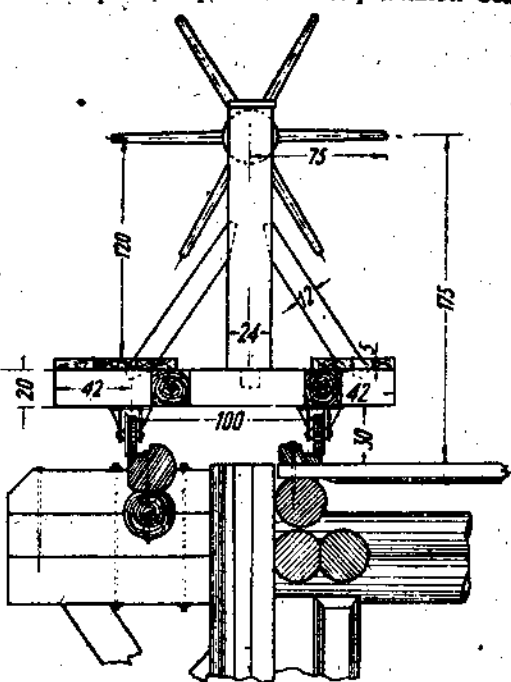
Иногда вместо одного вала, расположенного на конечных стойках, устраивается несколько коротких на каждом или на нескольких пролетах между стойками; в этом случае и промежуточные стойки делаются высокими как и коренные. Такие короткие валы могут переноситься на тот пролет, где производится подъем щитов.

Более удобным является подвижной ворот (черт. 248 и 249), расположенный на раме, которая или непосредственно передвигается по служебному мостику, или ставится на колеса и катается по специальным балкам. Длина вала или просвет между стойками подвижного ворота делается не менее 1,5 м и во всяком случае не короче длины щитов, увеличенной на 20—30 см на зазоры.

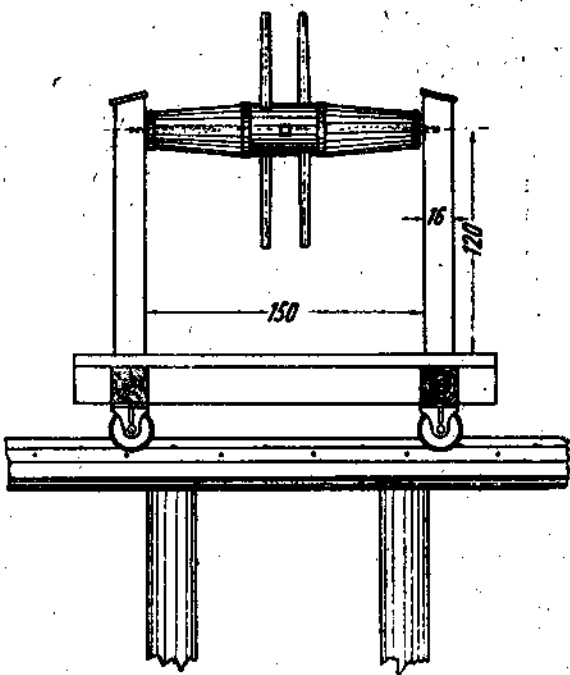
Расстояние между колесами или рельсами достаточно принимать равным 1,0 м.

Вращение ворота производится с помощью рукояток, сделанных по возможности из прочного дерева. Рукоятки необходимо делать двойной длины и устанавливать в сквозные гнезда в валу; вставных с одной стороны вала рукояток лучше не делать, так как от частого втыкания и короткого плеча при работе рукояток гнезда по краям быстро разрушаются.

Сечение рукоятки в той же части, которая находится в валу, надо делать квадратным или прямоугольным (достаточно 6×8 см), располагая длинной стороной вдоль оси вращения; выступающие части рукояток закругляются. Длина рукояток, считая от оси вращения, 1,0 — 1,5 м.



Черт. 248.



Черт. 249.

Чтобы вал не мог вращаться в обратную сторону, устраивается на конце оси зубчатка и на стойке — собачка (черт. 250).

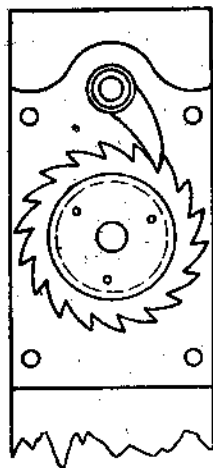
Возвышение оси вращения вала над мостиком нужно делать около 2,0 м, чтобы с одной стороны удобно было работать при подъеме щитов, с другой стороны, чтобы поднятый щит можно было снять с ворота.

Иногда для удобства работы на самом подвижном ворота устраивается площадка, на которой могут находиться рабочие.

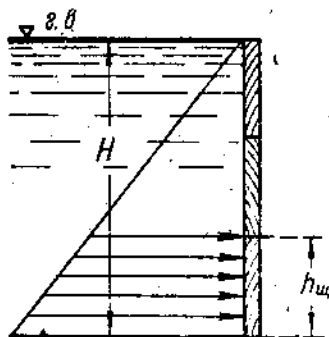
Расчет ворота производится по наибольшему подъемному усилию, которое, очевидно, будет иметь место при подъеме нижнего щита, прижимающегося к стойкам давлением воды верхнего бьефа.

Когда нижний щит поднимается, то верхние щиты обычно сняты, и горизонт воды в верхнем бьефе несколько снижен по сравнению с подпорным; с нижнего бьефа будет давление воды, направленное в обратную сторону, но зато здесь же наблюдается некоторое разрежение, увеличивающее прижатие щита к стойкам.

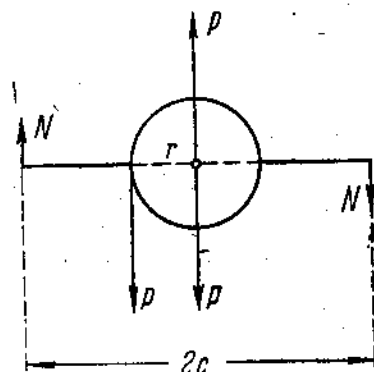
Учитывая, что при подъеме щита возможны разного рода заедания, надо рассчитывать на все давление, кото-



Черт. 250.



Черт. 251.



Черт. 252.

рое испытывает щит со стороны верхнего бьефа (черт. 251) при нормальном подпорном горизонте воды.

Обозначим: H — напор на короле,

$h_{щ}$ — высота щита,

L — длина щита,

f — коэффициент трения щита по стойкам,

Q — давление воды на щит,

p — вес щита с поковками,

δ — толщина щита.

Если с нижнего бьефа давления воды нет, то

$$Q = \left(H - \frac{h_{щ}}{2} \right) h_{щ} L. \quad (307)$$

Подъемное усилие

$$P = p + Qf = p + \left(H - \frac{h_{щ}}{2} \right) h_{щ} L f. \quad (308)$$

Вес поволоков на щите можно подсчитать с помощью табличек на черт. 9; в среднем он равен 6,0 кг.

Вес щита без поволоков при весе 1 м³ мокрого дерева $\gamma = 900$ кг, равен $\delta h_{щ} L \gamma$.

Тогда

$$p = 6 + \delta h_{щ} L \gamma \text{ кг.} \quad (309)$$

Ворот рассматривается как балка на двух опорах, нагруженная подъемным усилием P от каната, который наматывается на вал. Сила P будет изгибать вал (черт. 252) в вертикальной плоскости, если вращение вала будет производиться приложением усилий на рукоятки с двух сторон ворота в виде вращающего момента N с равного Pr .

Тогда

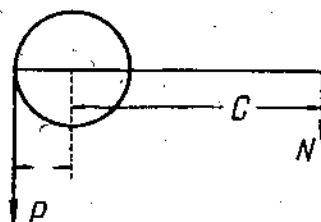
$$N = \frac{1 \cdot Pr}{\eta \cdot 2c}, \quad (310)$$

где η — коэффициент полезного действия механизма (около 0,8),

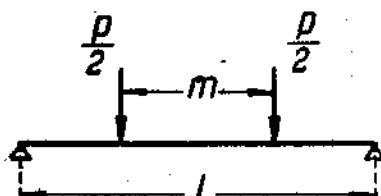
r — радиуса вала,

c — длина рукоятки.

Когда вращение ворота производится приложением силы на одну или несколько рукояток, расположенных с одной стороны оси вращения, что бывает в



Черт. 253.



Черт. 254.

неподвижном ворота (черт. 253), то изгиб вала в вертикальной плоскости будет от суммы сил $P + N$ где:

$$N = \frac{1 \cdot Pr}{\eta \cdot c}. \quad (311)$$

Подъем щита производится или одним канатом, укрепленным посредине щита, или двумя, когда щит имеет два крюка для подъема.

В первом случае сила приложена посредине вала и наибольший изгибающий момент определится по формуле

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4}, \quad (312)$$

где l — расчетный пролет вала.

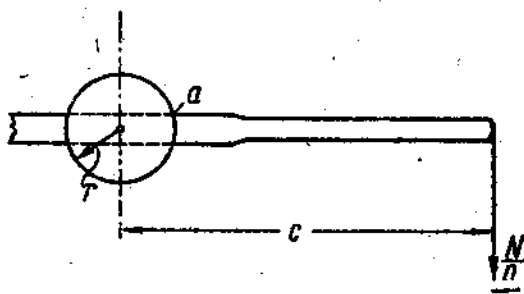
Во втором случае (черт. 254) по формуле:

$$M_{\max} = \frac{P}{4}(l - m), \quad (313)$$

где m — расстояние между канатами (или между крючьями на щите).

В формулах 312 и 313 сила P есть вся сила, изгибающая вал.

Вычислив подъемное усилие и задавшись длиной рукоятки c , находят величину силы N , необходимой для подъема щита. По этой силе N , прикладываемой одновременно к нескольким (n) рукояткам, надо проверить прочность последних в месте заделки a (черт. 255).



Черт. 255.

Изгибающий момент в сечении a от силы $\frac{N}{n}$

$$M_{\max} = \frac{N}{n}(c - r). \quad (314)$$

Для подъема щитов употребляются чаще всего пеньковые смольные канаты, размеры и разрывное усилие которых устанавливается общесоюзным стандартом № 96.

Таблица 48.
Пеньковые смольные канаты.

Размеры канатов в мм по окружности	Разрывное усилие в кг		Допустимое усилие в кг при 5-кратном запасе	
	1 сорт	2 сорт	1 сорт	2 сорт
63	2350	2090	470	418
76	3300	2950	660	590
89	4550	4060	910	812
102	5950	5300	1190	1060
115	4600	6600	1480	1320
128	9250	8250	1850	1650
141	11000	9850	2200	1970
154	13200	11800	2640	2360
179	18000	16000	3600	3200
204	23500	20900	4700	4180

Пример. Напор на короле $H=3,0$ м, с нижнего бьефа давления воды нет. Расстояние между стойками в свету $b=1,0$ м и между опорами вада подвижного ворота $l=1,70$ м.

По графику № 6 (приложен. 3) определяем толщину щита $\delta=8$ см и по таблице на том же графике длину щита $L=b+0,12=1,12$ м.

Давление на щит высотой $h_{щ}=1,0$ м по формуле 307.

$$Q = \left(3,0 + \frac{1,0}{2} \right) 1,0 \cdot 1,12 = 3,92 \text{ т.}$$

Вес щита без поволоков (форм. 309)

$$0,08 \times 1,0 \times 1,12 \times 900 = 80,6 \text{ кг.}$$

Вес поволоков: двух крючьев — $2 \times 3,3 = 6,6$ кг.

„ восьми болтов $0,2 \times 8 = 1,6$ кг.

Полный вес щита $p = 8,2 + 80,6 = 88,8$ кг.

При коэффициенте трения мокрого дерева по дереву $f=0,4$.

Подъемное усилие

$$P = Qf + p = 3920 \times 0,4 + 88,8 = 1568 + 88,8 = 1656,8 \text{ кг.}$$

Как видно, вес щита составляет около 5% от общего подъемного усилия и его можно не учитывать, так же как и вес каната и петли для захвата щитов.

Расстояние между канатами на подвижном ворота равно $m = \frac{2}{3} L = 75$ см в соответствии с расстоянием между осями крюков (график 6).

Если усилия прикладываются на рукоятки с обеих сторон вада, то $M_{\max}$ будет от силы $P = 1656,8$ кг.

$$\text{Тогда } M_{\max} = \frac{P}{4} (l - m) = \frac{1656,8}{4} (170 - 75) = 39370 \text{ кг/см.}$$

Делаем вал из бревна $d=26$ см с $W_1=1725$ см (табл. 13), для которого момент сопротивления в ослабленном рукояткой шириною 6 см сечении будет равен (черт. 256)

$$W_2 = 1726 - \frac{6 \cdot 26^3}{6} = 1726 - 676 = 1050 \text{ см}^3$$

$$\text{напряжения } [n_x] = \frac{39370}{1050} = 37,5 \text{ кг/см}^2 < 94 \text{ кг/см}^2.$$

Полученный запас необходим, так как расчетом не учитывалось ослабление вала другими рукоятками, рядом расположенными.

По усилию $\frac{P}{2} = 828$ кг, приходящемуся на один канат, и по таблице 48 берем смольный пеньковый канат 2 сорта окружностью 102 мм.

При длине рукояток $s = 1,1$ м и работе ими с обеих сторон вала одновременно (черт. 252) и коэффициенте полезного действия ворота $\eta = 0,8$, усилие на конце рукояток с каждой стороны вала (черт. 255) определится по формуле 310,

$$N = \frac{1656,8 \times 13}{2 \times 0,8 \times 110} = 122 \text{ кг.}$$

При кратковременной работе усилие одного рабочего на рукоятке должно быть не больше 60 кг, поэтому необходимо по два рабочих с каждой стороны вала.

Усилие на одну рукоятку 61 кг. Изгибающий момент по формуле (314)

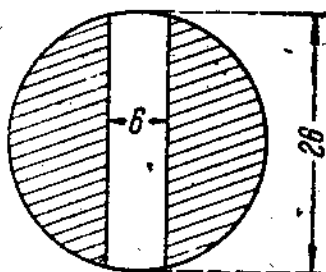
$$M_{\max} = 61 (110 - 13) = 5920 \text{ кг/см.}$$

$$\text{Сечение рукоятки } 8 \times 6 \text{ см и } W = \frac{8 \cdot 6^2}{6} = 48 \text{ см}^3.$$

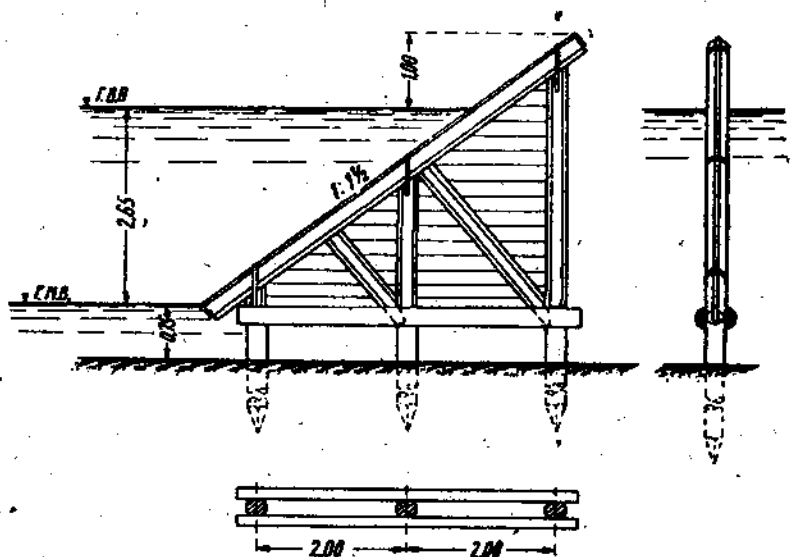
Напряжение при изгибе $[n_u] = \frac{5920}{48} = 123 \text{ кг/см}^2$. Некоторое превышение допустимых напряжений для леса первого сорта, равных $94 \times 1,20 = 113 \text{ кг/см}$, не имеет значения для неответственного элемента, каким является рукоятка.

§ 47. ЛЕДОЗАЩИТНЫЕ УСТРОЙСТВА.

В большинстве случаев эксплуатации плотин приходится пропускать лед через их отверстия. Чтобы не произошло ледяного затора в самой плотине, необходимо



Черт. 256.



Черт. 257.

не допускать в отверстие льдин больших размеров и во всяком случае больше ширины отверстия.

Для защиты сооружения от ледохода перед плотиной устанавливаются ледорезы.

Плывущие с некоторой скоростью льдины набегают на переднюю наклонную грань ледореза, приподнимаются и под влиянием собственного веса и давления текущей воды разламываются на ребре.

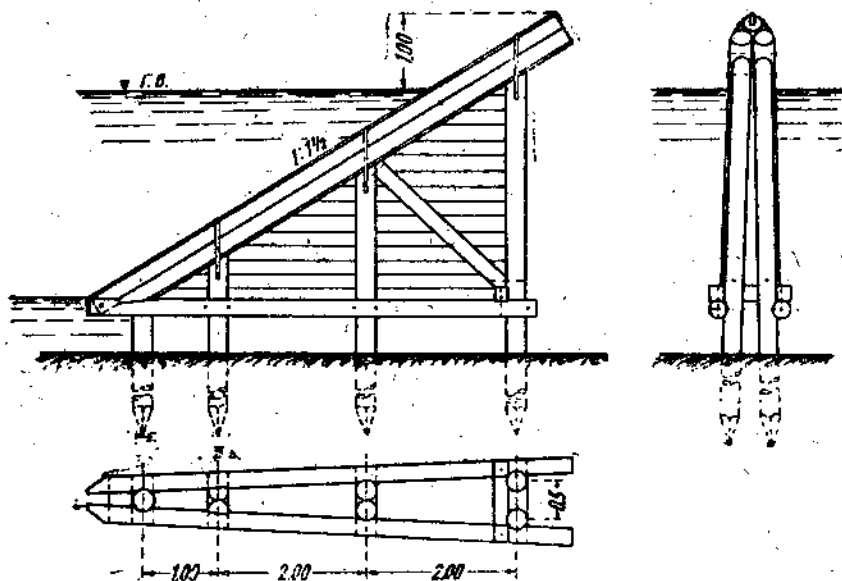
Ледорезы надо ставить обязательно перед всеми промежуточными опорами и в отдельных случаях еще и против отверстий, если присутствие этих ледорезов не стесняет пользования плотиной.

При грунтах, допускающих забивку свай, ледорезы делаются свайными.

При слабых ледоходах и небольших глубинах свайные ледорезы устраиваются из одного ряда свай (черт. 257), в других случаях — из двух рядов свай (черт. 258) и более. С боков ледорез обшивается пластинами или досками.

Переднее наклонное ребро покрывается железом, лучше всего угловым.

Низ наклонной грани должен быть ниже самого низкого горизонта ледохода и верх — не менее, как на метр выше самого высокого горизонта ледохода.



Черт. 258.

Если грунт не допускает забивки свай, то устраиваются ряжевые ледорезы с наклонной передней гранью.

Когда лед не пропускается через плотину, а задерживается и тает в верхнем бьефе, например в случае наполнения водохранилища весенними водами, то перед плотиной можно ограничиться устройством свайных кустов или одним — двумя рядами одиночных свай, соединенных поверху насадками. Ряды свай или кусты располагаются вблизи плотины, а иногда в истоке реки из озера, если плотина находится от последнего на некотором расстоянии; в последнем случае свайное устройство будет задерживать только озерной лед.

Для задержания льда с верховой стороны кустов и свайных рядов заводят наплавные палы.

§ 48. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

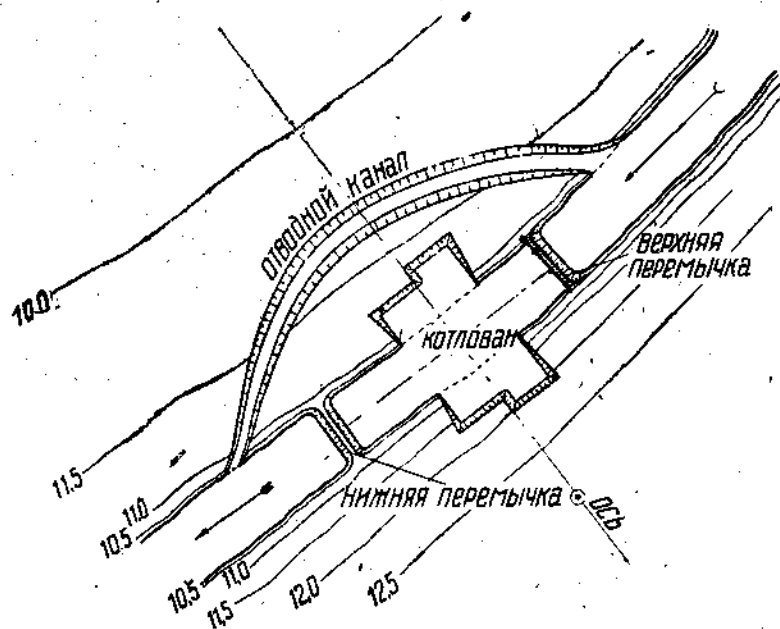
1. Общие соображения.

В соответствии с местными условиями и в частности расположением сооружений (см. § 6) — производство работ организуется поразному.

При расположении плотины на берегу первоначально выполняются работы по самой плотине и на нижележащем участке канала, используемого для отвода воды из котлована; затем производят необходимые работы на участке выше плотины и наконец закрывают русло реки дамбой, чаще всего земляной. Для выполнения

последней работы устраиваются перемычки, а расход воды может быть пропущен через вновь выстроенную плотину.

Если же плотина должна находиться в русле реки, то на малых реках устраивается верхняя перемычка, преграждающая течение реки, и нижняя — для защиты

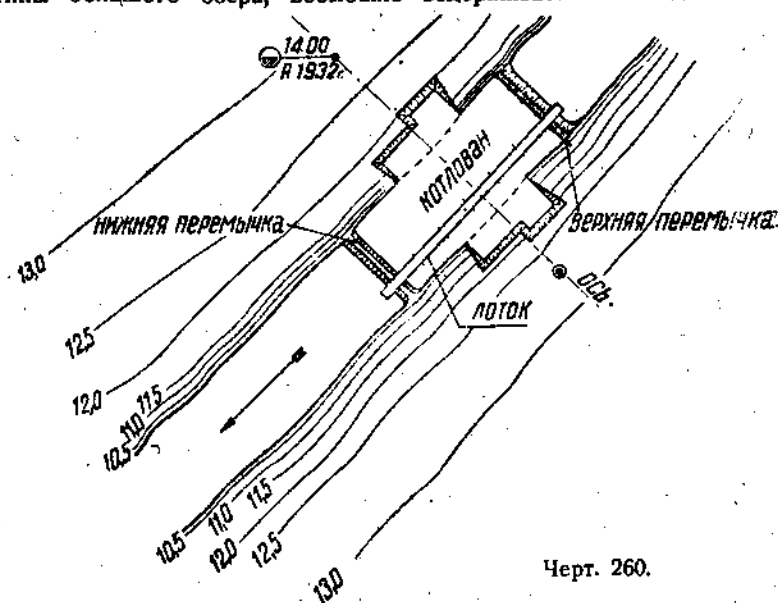


Черт. 259.

котлована от затопления водою со стороны нижнего бьефа. В редких случаях, при наличии выше плотины большого озера, возможно задерживать в последнем весь естественный сток за все время производства работ и не устраивать специальных приспособлений для пропуска воды.

В большинстве случаев приходится расход воды пропускать в нижний бьеф по обходному каналу (черт. 259) или по лотку (черт. 260). Наиболее удобным является первый способ. Если по местным условиям один из берегов является низменным, то на этом последнем и надо сделать обходной канал; длина канала и объем выемки будут меньше, если обходной канал устраивается по низкому выпуклому берегу.

Если, например, оба берега высокие и кругие и расход воды небольшой, то можно устроить от верхней до нижней перемычек один или несколько лотков,

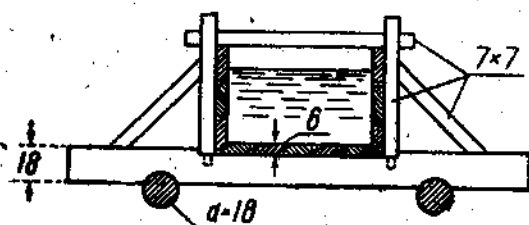


Черт. 260.

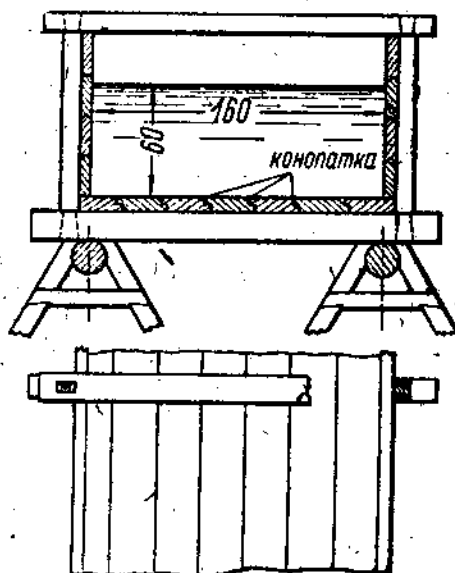
по которым и пропускать воду, подняв горизонт воды в реке верхней перемычкой (черт. 261 и 262). Проходящие через котлован лотки мешают производству разных работ и в особенности свайной бойке, стесняя перемещения копров; для забивки свай и шпунтовых линий под лотками приходится последние передвигать, что вызывает много хлопот и расходов. Кроме того, несмотря на тщательное выполнение лотков, почти всегда имеет место некоторая фильтрация воды через их днище и стенки, что увеличивает водоотлив из котлована.

Устройство перемычек, особенно верхней, усложняется необходимостью делать отверстия для лотков.

При постройке плотин на больших реках целесообразно устанавливать очередность работ по постройке плотины в русле, а именно сначала строить одну ее часть (примерно половину), оградив необходимую для размещения этой части пло-



Черт. 261.



Черт. 262.

тины площадь двумя поперечными перемычками и одной продольной. Остальной частью реки пропускается расход воды.

Указанное решение приходится принимать также и тогда, когда по реке должно быть обеспечено судоходство или сплав во время постройки плотины без устройства для этих целей специальных приспособлений.

Для расчета обходных каналов, лотков и суженного перемычками русла реки необходимо установить величину строительного расхода, находящегося в зависимости от продолжительности постройки и времени года. По величине расхода и отметке горизонта нижнего бьефа, задаваясь высотой горизонта верхнего бьефа, определяют уклон и размеры лотка или канала. При стеснении русла реки перемычками приходится по величине расхода определять подъем горизонта воды в верхнем бьефе и устанавливать соответствующей высоты перемычки. Возвышение последних над горизонтом воды должно быть около 1,0 м.

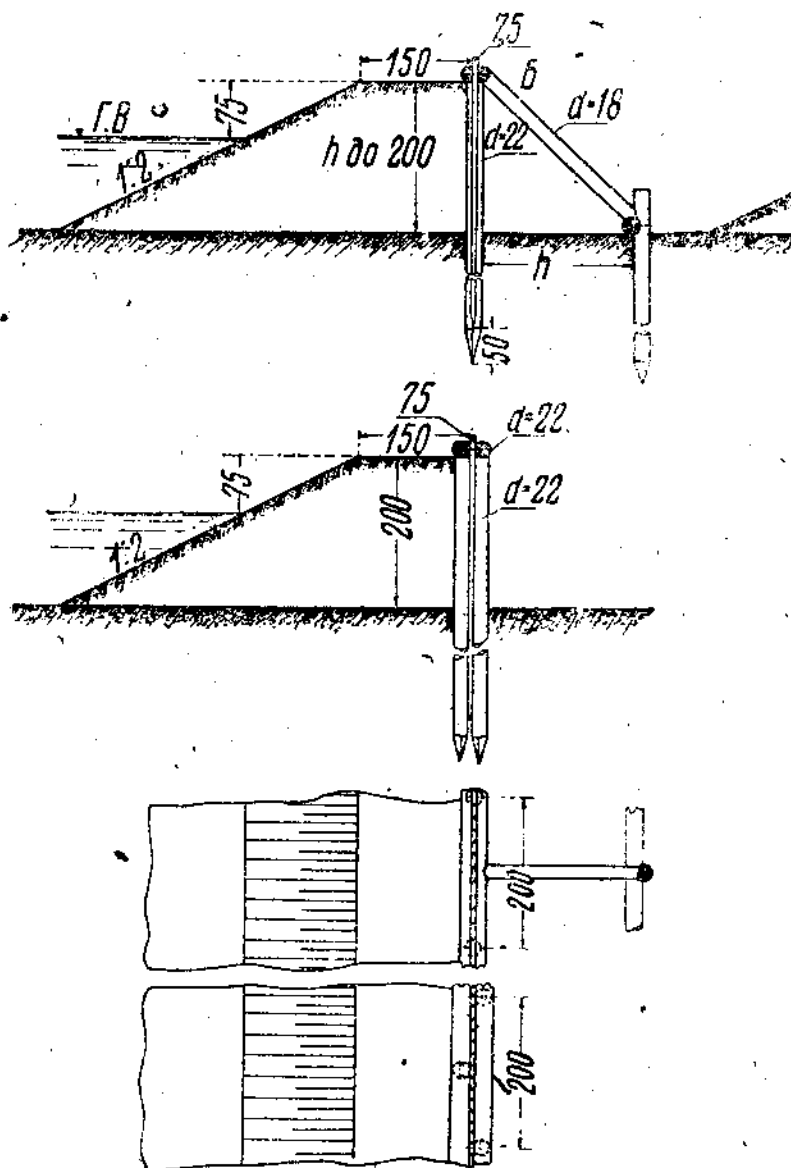
Расстояние между верхней и нижней перемычками должно быть достаточно для размещения всего сооружения и состоит из суммы длины понура с подушкой, водобоя, олива или рисбермы и запасов по обоим концам не менее как по 2,0 м, которые частично используются для установки например подкосов в перемычку. Нужно стремиться к наименьшему расстоянию между перемычками, чтобы осушать меньшую площадь и, значит, откачивать меньшее количество воды.

Если плотина строится совместно с гидроэлектростанцией или судоходным шлюзом, то при установлении порядка и очередности работ следует учесть возможность пропуска части расхода через шлюз, если он строится в первую очередь.

2. Перемычки.

Ограждение места постройки плотины от воды производится перемычками земляными, шпунтовыми, дощатыми на козлах и ряжевými.

Во всех случаях, когда позволяют местные условия и когда перемычки невысокие, нужно их делать земляными. Например нижнюю из двух перемычек,



Черт. 263.

находящуюся в тиховодье под защитой верхней, очень часто выгодно делать земляной из грунта, разрабатываемого в выемках под устои.

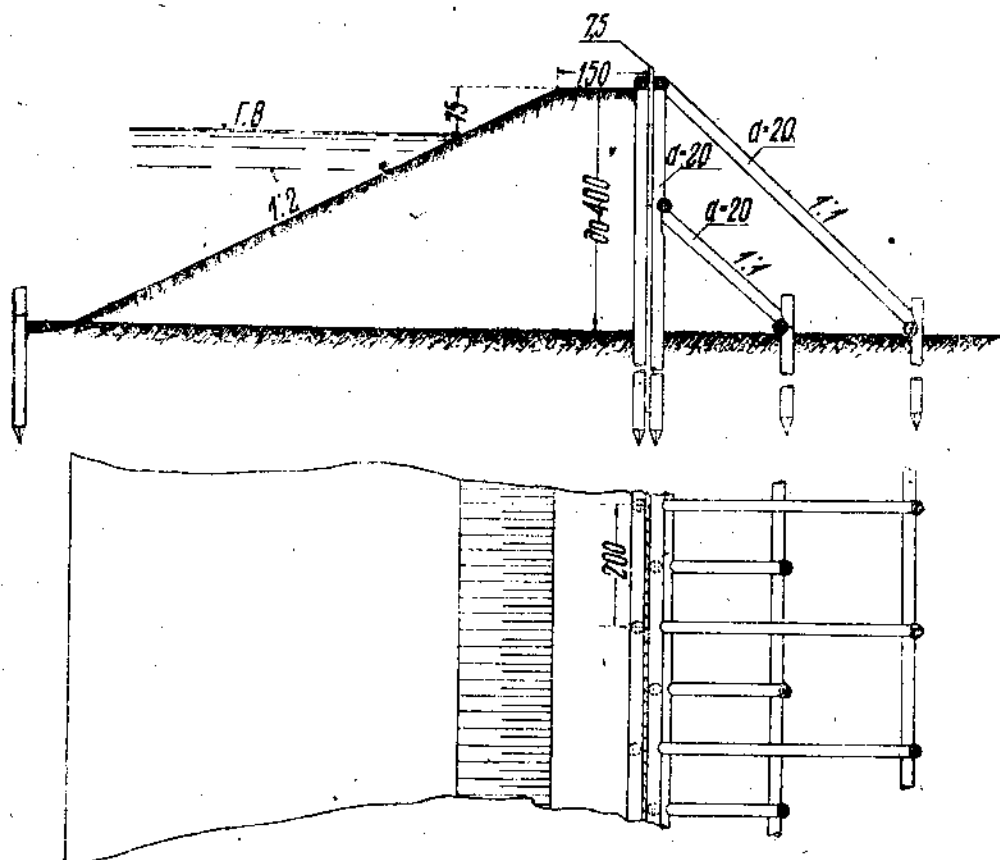
Откосы земляных перемычек должны соответствовать естественным откосам грунта, из которого перемычка насыпается; ширина по верху делается около 1,0 м, если особые условия (например движение по ней, перемещение материалов) не заставляют уширять перемычку. Для перемычек употребляется местный грунт, лучше всего песчано-глинистый или песчаный.

Если грунт основания допускает забивку свай, то чаще всего перемычки

устройства из одного дощатого шпунтового ряда с земляной отсыпью с верховой стороны (черт. 263).

При высоте перемычек более 3 м нужно переходить уже на брусчатый шпунт и устройство подкосов (черт. 264). Глубина забивки шпунта в однородных перемычках должна быть не менее величины напора.

При высоте ответственных перемычек более 3 м надо забивать два ряда брусчатых шпунтовых линий, стягивать их по верху схватками через 2,0 м и укреплять с низовой стороны одним или двумя рядами подкосов (черт. 265).



Черт. 264.

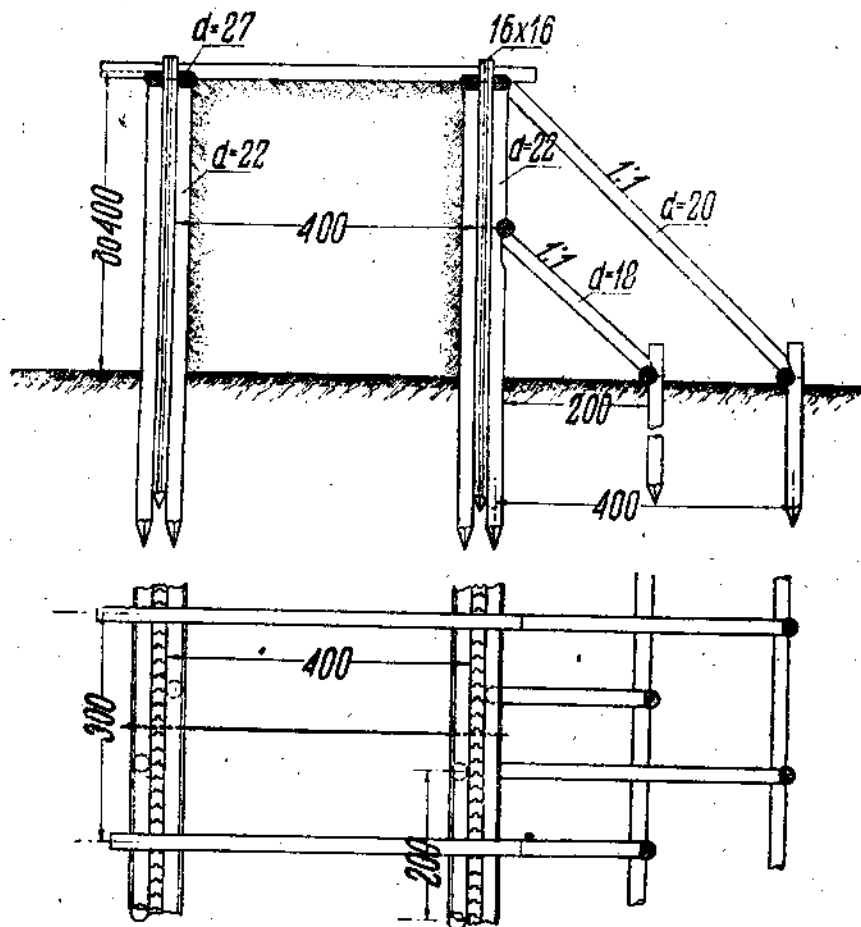
На грунтах, не допускающих забивки свай, низкие перемычки делаются из досок, уложенных по лежням, которые опираются на козлы (черт. 266); доски покрываются непроницаемым материалом. Здесь с успехом можно воспользоваться мхом, положив его слоем около 10 см поверх досок и особенно вниз, где доски соприкасаются с грунтом.

При высоте перемычек более 3 м надо их делать из ряжей, шириною по низу не меньше высоты, загружаемых неразмываемым материалом (камнем, галькой); чтобы камни не вываливались, днище ряжа делается с просветами между бревнами, меньшими размеров камня. Для предупреждения фильтрации с верховой стороны делается земляная отсыпь.

В перемычках для заглушения сильной фильтрации перед устройством земляной отсыпи весьма полезно укладывать мох, который, закрывая входы воды, в сильной степени уменьшает фильтрацию. Засыпка мха песчано-глинистым грунтом и быстрая способность заилиться очень скоро делает перемычки трудно проницаемыми для воды. Это замечание особенно важно для перемычек, устраиваемых на грунтах, не допускающих забивки свай.

3. Водоотлив.

После устройства перемычек необходимо произвести откачку воды для осушения огражденного участка. С понижением горизонта воды за перемычками будет усиливаться фильтрация как со стороны верхнего бьефа, так и со стороны нижнего и вместе с тем затрудняться водоотлив. Одновременно с этой первой стадией водоотлива должно быть самое тщательное наблюдение за работой перемычек, которые должны быть усилены в тех местах, где не могли быть до откачки воды поставлены



Черт. 265.

все крепления; в случае сильной фильтрации в отдельных местах должны быть установлены и ликвидированы ее пути.

Для сбора воды с осушаемой площади откапываются по низким местам канавки, из которых вода поступает в водосборную канаву у перемычки. В местах размещения водосливных механизмов выкапываются бассейны (ямы), в которые вода собирается из канав и из которых производится забор воды. Для уменьшения засасывания грунта полезно дно и стенки укрепить досками.

С началом земляных работ по устройству котлована и понижению горизонта воды за перемычками еще более увеличивается фильтрация и затрудняется водоотлив. Поэтому, чем меньше глубина котлована, тем менее труден водоотлив; это обстоятельство также следует принимать во внимание в проекте.

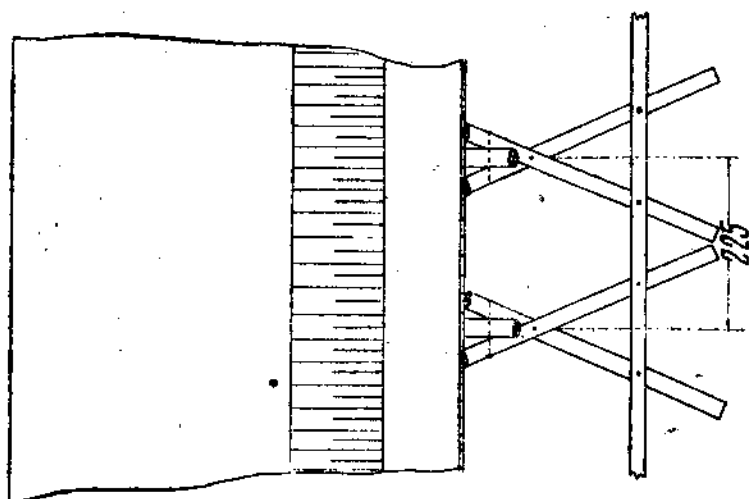
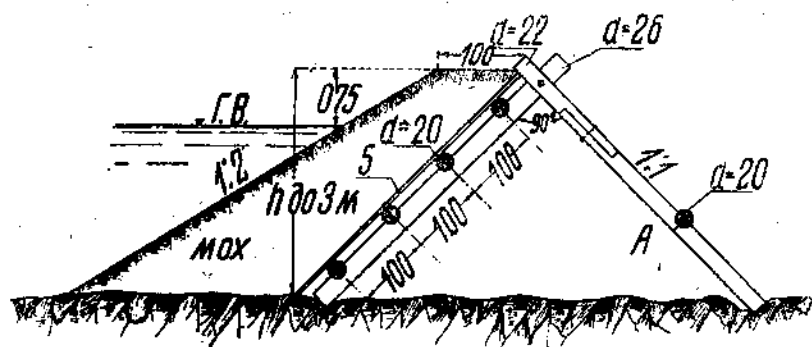
Помимо воды, просачивающейся с низовой стороны перемычек и на дне котлована, могут быть выходы грунтовых вод на берегах, особенно после выемки грунта под устои плотины.

Заранее определить размеры водоотлива не представляется возможным и приходится поэтому руководствоваться данными практики постройки плотин в аналогичных условиях.

Для водоотлива употребляются самые разнообразные устройства.

Малые количества воды удаляются примитивными способами откачки с помощью ведер и черпаков.

Черпаки (иначе плицы или лейки) поднимают воду на высоту до 1,0 м и при одном взмахе продолжительностью 5 секунд выбрасывают от 0,01 до 0,05 м³ в зависимости от размеров черпаков; они подвешиваются на веревках к козлам. Узкие черпаки (0,25 м) имеют одну ручку, широкие (0,5 м) — две ручки.



Черт. 266.

Наиболее удобными насосами являются всасывающие поршневые насосы системы Летестю и диафрагмовые насосы; последние отличаются отсутствием трущихся частей, а всасывание воды производится путем растяжения резиновой диафрагмы.

Высота всасывания этих насосов до 7,0 м.

Вода из насосов свободно выливается по лотку.

Основные сведения об этих насосах приведены в таблицах 49 и 50.

При постройке больших плотин необходимо механизировать водоотлив, применив паровую машину (локомобиль), двигатель внутреннего сгорания или электромотор, в зависимости от наличия оборудования.

Чаще всего производится водостив с помощью локомобиля, который иногда одновременно обслуживает и паровую бабу.

При механическом водоотливе лучше употреблять центробежные насосы (см. таблицу 51), которые непосредственно перед пуском в работу наполняются водой.

Данные о диафрагмовых насосах.

№ п/п.	Наименование	№№ марок		
		1	2	3
1	Диаметр всасывающего рукава в мм	50	75	100
2	Производительность (при 40 двойных качаниях в минуту) насоса м³ в час	4,5	9,5	18,0
3	Необходимое число рабочих при высоте всасывания			
	до 1,5 м	1	1	2
	3,0 м	1	2	3
	4,0 м	1	2	4
	5,0 м	2	3	—
	7,0 м	2	4	—

ТАБЛИЦА 50.
Данные о насосах системы Летестю.

№ п/п.	Наименование	№№ марок			
		1	2	3	4
1	Диаметр цилиндра в мм	100	150	200	250
2	Диаметр всасывающего рукава в мм	50	75	100	215
3	Ход поршня в мм	200	240	300	300
4	Производительность (при 40-двойных качаниях в минуту) насоса в м³ в час	6,0	16,5	36,0	56,5
5	Необходимое число рабочих при высоте всасывания до 1,5 м	2	2	4	6
	3,0 м	2	4	6	10
	4,0 м	2	4	8	—
	5,0 м	2	6	10	—
	7,0 м	2	6	—	—

Таблица 51.
Данные о центробежных насосах.

Наименование		№№ насосов							
		1	2	3	4	5	6	7	
Вес насоса в кг	{ Для высоты напора до 9 м . . Для высоты напора свыше 9,0 м	35 35	60 60	75 75	100 100	125 215	180 300	280 360	
Диаметр ремени. шкива в мм		100	125	150	175	200	250	275	
Ширина " " " " " " " " " " " "		75	90	100	110	125	150	175	
Диаметр всасыв. и нагнетат. труб в мм		40	60	75	90	100	125	150	
Производительность в л в мин.		150	300	500	750	900	1400	2000	
" " " " " " " " " " " "	в м в час	9	18	30	45	54	84	120	
Высота подачи в м (включая высоту всасыва- ния до 7 м)	{ до 4 {	Число обор. в мин. .	1120	1000	920	850	740	660	610
		Потребн. сила в л. с.	0,24	0,43	0,66	1,05	1,20	1,90	2,70
	{ до 8 {	Число обор. в мин. .	1590	1440	1280	1180	1030	930	860
		Потребн. сила в л. с.	0,48	0,86	1,36	2,10	2,40	3,80	5,40
	{ до 12 {	Число обор. в мин. .	1900	1700	1560	1440	1260	1120	1040
		Потребн. сила в л. с.	0,72	1,28	2,00	3,15	3,60	5,70	8,10
	{ до 16 {	Число обор. в мин. .	2200	1960	1800	1650	1450	1280	1200
		Потребн. сила в л. с.	0,96	1,72	2,72	4,2	4,8	7,0	10,8

4. Некоторые замечания

Наиболее сложной работой по постройке плотин является свайная бойка; этот вид работы часто определяет и срок постройки сооружения.

Поэтому необходимо стремиться к минимальному объему свайных работ и максимально возможной его механизации.

Для забивки различных свай, начиная с кольев при устройстве рисбермы и кончая длинными и толстыми бревнами для стоечно-обшивных конструкций и контрофоров, употребляются следующие приспособления:

а) Чекмарь (колотуша) — обрубок березового, дубового или соснового дерева весом 4—8 кг с ручкой, применяемой для забивки кольев и для первоначальной забивки с подмостей легких свай.

б) Ручная баба — также обрубок толстого тяжелого бревна диаметром около 30 см и длиной 1,5 м, снабженная с боков ручками. Вес бабы 65—100 кг; на одного рабочего должно приходиться около 15 кг.

Этот способ забивки годен только при малом числе свай и малой глубине забивки (около 2,0 м), когда применение более сложного оборудования не рационально. Эффект забивки увеличивается, если помост укрепляется на забиваемой свае и погружение последней производится также весом рабочих и помоста.

в) Ручной копер — высотой 6—8 м с чугунной бабой весом 150—600 кг, поднимаемой примерно на 1,5 м на лопаре за кошки артелью рабочих в 10—30 чел.

г) Механический копер — аналогичен предыдущему; подъем бабы производится с помощью ворота или лебедки; работает медленнее предыдущего.

д) Машинный копер — баба обычно поднимается или паровой машиной, или только с помощью движения штока парового цилиндра, в который пар поступает из котла; вес бабы достигает 1600 кг; делает 10—20 ударов в минуту.

е) Паровая баба — весом 1200—5000 кг, чаще всего укрепляется на свае, поднимается на штоке с помощью пара, а при выпуске последнего своим весом производит частые удары: 60—200 в минуту.

ж) Паровой молот — состоит из цилиндра, укрепляемого на свае, внутри которого движется тяжелая баба с помощью пара или сжатого воздуха; последний и поднимает бабу, и увеличивает силу удара своим давлением. Работа парового молота вполне автоматическая и может производиться под водой.

Величина молотов самая разнообразная: вес бабы колеблется от 9,5 до 1642 кг, ход поршня от 9,5 до 50,8 см и число ударов от 500 до 100 в минуту.

з) Пороховой копер, работающий взрывами, мало рационален; работа обходится дорого. Электрический копер аналогичен паровому, в котором пар заменен электричеством. При наличии водопровода иногда употребляются гидравлические копры.

Подробное описание копров и производство как свайных работ, так земляных, плотничных и др. мы не помещаем, отсылая интересующихся этими работами к какому-либо из имеющихся курсов.¹ Упомянем только, что при забивке свай необходимо непрерывно наблюдать за работой и вести журнал свайной бойки. Сваи, покосившиеся при забивке, должны быть выдернуты. Шпунтовые сваи лучше забивать парами, скрепленными общим бугелем, гребнем вперед; перед забивкой необходимо пригнать сваи между собою и занумеровать. После забивки шпунтовых свай производится расклинка всех щелей между шпунтовым рядом и направляющими, а затем на верхнем конце свай нарубается гребень.

Для изготовления продольных брусьев идет сравнительно толстый и длинный лес; поэтому следует обратить внимание на более рациональное использование материала. Часть бруса в пределах понура обтесывается иначе, чем другая его часть, располагающаяся в водобое. Перед обтеской необходимо сделать схему распределения стыков продольных брусьев, в соответствии с наличием лесоматериалов и расчетными усилиями.

¹ Проф. И. А. Савримович. Подводные основания, 1932 г.

Загрузка землею стоечно-обшивных устоев и ряжевых ящиков плотин должна производиться лишь после тщательной очистки их от щепы, обрубков и других посторонних предметов. Особенное внимание следует обратить на засыпку грунтом пазух вокруг ряжевых устоев. Для более надежного соединения устоев с берегом необходимо по продолжению королевой линии выбрать в берегу углубление метра на два и забить шпунт.

Выполнение работ зимою значительно осложняется морозами. Всякую земляную насыпь надо делать из талого грунта, который берется из карьера; на месте насыпи должен быть перед самой загрузкой снят промерзший слой грунта и поверхность проштыкована. Для сохранения от глубокого промерзания в перерывы карьер забрасывается снегом.

Надежного соединения устоев с берегом в зимнее время очень трудно добиться, и если плотина должна быть под напором уже весной, то необходимо по продолжению королевой линии не менее как на 2,5 м забить высокий шпунтовый ряд; при устройстве земляных дамб этот шпунтовый ряд надо продолжать по всей длине дамбы, располагая верх его на уровне подпорного горизонта воды.

§ 49. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПЛОТИН.

1. Пропуск воды.

Наиболее легким для работы сооружения будет равномерный пропуск воды по всей ширине отверстий плотины. Однако не всегда такой порядок удается выполнить и часто открывают одни отверстия полностью, другие частично, а третьи вовсе не открываются. Тогда против полностью открытых отверстий будут наибольшие скорости течения и большая возможность размыва рисбермы и дна.

Если грунт основания не одинаков, то следует чаще пользоваться для пропуска воды теми отверстиями, которые расположены на более прочном грунте или против которых устроена более мощная рисберма или гасители энергии.

Каждая плотина должна быть заблаговременно подготовлена к пропуску весеннего паводка. С наступлением теплых дней снег нужно срыть как с самой плотины, так и с откосов земляных дамб, чтобы последние оттаяли возможно скорей; отверстие окалывается от льда и очищается.

Если плотина должна пропускать весь паводок и если она не предназначена для поддержания подпора в это время, то отверстие должно быть полностью открыто до наступления паводка.

Когда плотина обслуживает гидростанцию и должна держать установленный подпорный горизонт воды, то, помимо указанной выше подготовки, должны быть в полной исправности все приспособления для быстрого открывания отверстия с нарастанием паводка.

2. Надзор и ремонт.

За каждым сооружением должен быть установлен, помимо охраны его целости, еще технический надзор. Лицам, непрерывно наблюдающим за плотиной, должны быть точно известны правила, которые нужно соблюдать при рациональной эксплуатации сооружения и в частности: а) во время пропуска паводка, как это изложено выше, и б) зимой, во время ледостава.

В течение зимнего времени необходимо озаботиться сохранением целости сооружения от давления льда, вследствие температурных расширений и опускания или подъема ледяного поля, примерзшего к плотине. Достаточно надежным средством является устройство возле плотины майны в виде полосы шириною 0,5—1,0 м по всей длине сооружения. Образующийся новый лед периодически выкалывается и вытаскивается из майны на поверхность.

Можно указать еще также простой способ, заключающийся в том, что в майну устанавливаются вертикально снопы соломы вплотную один к другому в один или несколько рядов. Благодаря упругому прослойку из соломы расширение ледяного поля не окажет давления на сооружение.

Следует иметь в виду, что деревянные сооружения сами обладают значитель-

ной упругостью и потому возможное давление льда для них менее опасно, чем например для бетонных сооружений.

Наконец и самое давление льда опасно лишь в тех случаях, когда непосредственно к плотине примыкает широкое ледяное поле при крутых берегах водохранилища.

с) В любое время работы плотины и особенно при закрытой плотине летом, а иногда и зимой необходимо наблюдение за фильтрацией воды под сооружением. В тихую погоду при гладкой поверхности воды или при отсутствии воды в нижнем бьефе следует внимательно наблюдать за всеми выходами фильтрующей воды.

Когда обнаруживаются мутные струйки фильтрующей воды, это свидетельствует о выносе грунта основания или загрузки флютбета, бычков и устоев. Вынос грунта сигнализирует об опасности для сооружения и потому сразу же необходимо установить более тщательно наблюдение за плотиной, отыскать более точно путь фильтрации и принять меры к его устранению.

Признаками выноса грунта является также осадка загрузки устоев, особенно в ящиках, примыкающих к лицевым стенкам водобоя; эти ящики надо вновь загрузить грунтом до верха.

Периодически надо наблюдать над состоянием загрузки под полами в водобое. Для этого можно при низком горизонте воды нижнего бьефа высверлить буром скважины и соответствующего диаметра палочкой измерить от пола или от горизонта воды глубину над загрузкой и определить свободное пространство под полом, если оно есть.

При значительных высотах и осадках загрузки нужно осушить и вскрыть полы, а затем сделать новую загрузку с обратным фильтром.

Разного рода мелкие повреждения на плотинах должны сразу же исправляться в порядке текущего ремонта, как например изготовление новых щитов, стоек, прибивка сорванных полов, замена изношенной обшивки, закрепление болтов, досыпка загрузки, исправление поврежденной рисбермы или укрепление откосов и конусов и т. д.

Своевременно выполненный текущий ремонт предупреждает большие разрушения и удлиняет срок службы сооружения.

ГЛАВА ДЕВЯТАЯ.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ПЛОТИН.¹

§ 50. РАСЧЕТ КОНТРОФОРСНОЙ ПЛОТИНЫ.

1. Данные для составления проекта плотины.

- 1) Расчетный расход, он же и максимальный $Q = 29,00 \text{ м}^3/\text{с}$
- 2) Наивысшая отметка горизонта воды нижнего бьефа
(при максимальном расходе) $11,30 \text{ м}$
- 3) Отметка подпорного горизонта воды $13,00 \text{ м}$
- 4) " порога плотины $10,00 \text{ м}$
- 5) Напор на короле $H = 3,00 \text{ м}$
- 6) Площадь поперечного сечения русла реки при отметке
горизонта воды $13,0 \text{ м}$ $\Omega = 30 \text{ м}^2$
- 7) Грунт песчано-глинистый, с преобладанием песка.

По местным условиям предполагается проектировать плотину контрофорсной системы с несъемными стойками и с низким порогом.

2. Установление основных размеров плотины.

а) Расчет отверстия плотины. Скорость подхода

$$V_0 = \frac{Q}{\Omega} = \frac{29}{30} = 0,97 \text{ м/с.}$$

Скоростной напор

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,05 \text{ м (таблица 18).}$$

Полный напор

$$\begin{aligned} H_0 &= H + h_0 = 3,0 + 0,05 = 3,05 \text{ м;} \\ a_0 &= 11,30 - 10,00 = 1,30 \text{ м;} \\ \frac{a_0}{H_0} &= \frac{1,30}{3,05} = 0,426 < 0,7. \end{aligned}$$

Водослив незатопленный и значит $\sigma_n = 1$.

По формуле (14) и таблице 21

$$b_c = \frac{Q}{m \sqrt{2g H_0^{3/2}}} = \frac{29,0}{0,35 \cdot 4,43 \cdot 5,33} = 3,51 \text{ м.}$$

По графику № 2 (приложение 1) для $\sigma_n = 1$ и $H_0 = 3,05$ находим $q = 8,20 \text{ м}^3/\text{с}$

$$\text{и } b_c = \frac{Q}{q} = \frac{29,0}{8,20} = 3,54 \text{ м.}$$

Ширина отверстия в свету между коренными стойками определится по формуле (18) и таблице 19

$$b = b_c + 0,07 n H_0 + n_1 c = 3,51 + 0,42 + n_1 c = 3,93 + n_1 c.$$

¹ Большая часть расчетов в §§ 50 и 51 произведены инж. И. П. Донским и расчеты в § 52 — инж. В. В. Родзевич.

Для пропуска воды принимаем четыре отверстия (черт. 267) по одному метру каждое, разделенные тремя промежуточными стойками.

Тогда $b = 4,0 + n_1 c$.

При ширине стоек $c = 0,28$ м (см. ниже)

$$b = 4,0 + 3 \cdot 0,28 = 4,84 \text{ м.}$$

В данный поперечный профиль русла реки вписывается найденное отверстие, как это сделано на черт. 16.

б) Размеры подземного контура плотины. При опорожненном нижнем бьефе напор на плотине $H = 3,0$ м. Грунт основания можно характеризовать коэффициентом Блея $C = 10$ (таблица 33) и поправочным коэффициентом на вертикальные участки подземного контура $m = 1,25$ (таблица 35).

Необходимая длина подземного контура по Блею $l = CH = 30,0$ м.

Действительную длину непроницаемой части подземного контура плотины избираем такой, чтобы виртуальная длина $l_0 = l = 30,0$ м.

Принимаем:

Длину водобоя (с зубом глубиной 0,5 м)	6,0 м
Глубину забивки королевого шпунта, считая от низа глиняной подушки	2,5 "
Глубину забивки понурного шпунта, считая от низа глиняной подушки	2,0 "
Длину понура	6,0 "

Длину глиняной подушки перед понуром 6,0 м, толщину 0,7 м с одиночным откосом в начале и толщину 1,0 м — в конце (включая мостовку).

Виртуальная длина такого контура (приложение 21 и черт. 16)

$$l_0 = \sqrt{0,7^2 + (0,7 \cdot 1,25)^2} + (6,0 - 0,7) + 2,0 \cdot 2 \cdot 1,25 + 6,0 + 2 \cdot 2,5 \cdot 1,25 + (6,0 - 1,0) + \sqrt{0,5^2 + (0,5 \cdot 1,25)^2} + 0,5 + 0,5 \cdot 1,25 = 1,12 + 5,3 + 5,0 + 6,0 + 6,25 + 5,0 + 0,8 + 0,5 + 0,63 = 30,60 \text{ м.}$$

При подсчетах принята длина откоса глиняной подушки $\sqrt{0,7^2 + 0,7^2} = 0,99$ м, заложение — 0,7 м, длина откоса зуба — 0,7 м и горизонтальное протяжение всего зуба — 1,0 м.

Величина противодавления H_v в водобое определится по формуле (175); расстояние места с наибольшим противодавлением в водобое от начала подушки равно

$$l'_v = l_0 - (5,0 + 0,80 + 0,5 + 0,63) = 30,60 - 6,93 = 23,67 \text{ м.}$$

$$H_v = \frac{H}{l_0} (l_0 - l'_v) = \frac{3,0}{30,60} (30,60 - 23,67) \approx 0,68 \text{ м.}$$

Толщину фильтра над подушкой принимаем равной $t_2 = 0,25$ м; тогда необходимая толщина глиняной подушки определится по форм. (177).

$$t_1 = H_v - 1,2 t_2 = 0,68 - 1,2 \cdot 0,25 = 0,37 \text{ м.}$$

Принимаем $t_1 = 0,5$ м и оканчиваем подушку зубом глубиной 0,5 м, поддерживаемую заборкой из пластин.

Из конструкции флутбета видно (приложение 20 и 31), что расстояние по вертикали от верха порога плотины и до низа полов равно примерно 0,30 м.

При отметке порога 10,00 м, отметка верха фильтра в водобое 9,70 м, низа фильтра и верха подушки — 9,45 м и низа подушки или дна котлована 8,95 м.

Тогда нижний конец понурного шпунта будет на отметке 6,95 м и королевого — 6,45 м.

в) Прочие основные размеры частей плотины. Длина подушки, понура и водобоя, согласно вышеизложенному, принята по 6,0 м (черт. 16).

Ниже водобоя делаем сливной пол длиной также 6,0 м, а затем каменную рисберму длиной 8,0 м на слое мха толщиной в плотном теле 0,05 м. Откосы, примыкающие к сливному полу и каменной мостовке, замазываются. Общая длина рисбермы равна 14 м или почти 5H.

Верх сливного пола располагаем на 0,05 м ниже верха водобойного пола. Под сливным полом, непосредственно ниже водобоя, устраиваем обратный фильтр длиной 2,0 м, толщиной около 0,50 м из трех слоев: песка, чуры или гравия и мелкого камня; низ фильтра располагается на уровне низа подушки (на отметке 8,95 м). На всем остальном протяжении под сливным полом насыпается слой камня на слое гальки общей толщиной около 0,30 м для предупреждения выноса грунта через щели в сливном полу.

Упорные балки служебного мостика располагаем на 0,70 м выше подпорного горизонта воды. Через плотину устраиваем только один служебный мостик шириной 2,0 м.

Поперечные ряды свай располагаем через 2 м; также через 2,0 м забиваем и высокие сваи контрофорса.

Передняя стойка контрофорса поддерживается двумя подкосами, наклоненными под углом $\alpha = 42^\circ$ к горизонту.

Расстояние между первым и вторым контрофорсом принимаем 2,0 м между следующими, заходящими в дамбу, — 3,0 м.

Чтобы вода не прошла под понурный пол сбоку, нужно его надежно заглубить в берег. В нашем случае по линии понурной заглубление делаем примерно на 6,0 м, т. е. на две длины понурных шпунтовых свай. По королевой линии заглубление в дамбу делается 8,0 м и кроме того по продолжению стенки забивается 4,0 пог. м высокий шпунтовый ряд. В случае сопряжения контрофорсного водоспуска с дамбой при наличии низкого берега целесообразно в понуре забить продольные шпунтовые линии, соединив ими концы понурной и королевой шпунтовых линий.

Конуса дамб делаем с полуторными откосами.

Схема-контур плотины показана на черт. 16.

3. Статические расчеты.

а) Расчет промежуточной стойки без подкоса. По графику № 7 (приложение 4) для $H = 3,0$ м и $b = 1,0$ находим необходимый диаметр бревна $d = 39$ см, из которого получается стойка шириной 28 см с пазами для щитов по 7 см глубиной.

По графику № 8 (приложение 5) при $H_1 = 3,06$ м и $a = 0,7$ м верхняя реакция $\frac{R_1}{B} = 1,27$ т и $R_1 = 1,27 \cdot 1,28 = 1,63$ т.

По графику № 9 (прилож. 6) полное давление $\frac{P}{B} = 4,65$ т и $P = 4,65 \cdot 1,28 = 5,95$ т и нижняя реакция $R_2 = P - R_1 = 5,95 - 1,63 = 4,32$ т. Ширину коренной стойки принимаем равной 21 см.

б) Расчет щитов. По графику № 6 (приложение 3) для $H = 3,0$ м и $b = 1,0$ м толщина щита $\delta = 8$ см. По таблице на графике № 6 длина щита $L = 112$ см. Каждое отверстие закрываем четырьмя щитами по 0,8 м высотой каждой; всего надо 16 щитов.

в) Расчет служебного мостика. Ширина моста 2,0 м, нагрузка от веса толпы 100 кг на 1 м².

Достаточно принять одиночный настил из пластин (§ 17).

Расчетный пролет прогонов моста, считая его между осями насадок береговых контрофорсов, равен

$$L \pm 4,84 + 2 \cdot 0,21 = 5,26,$$

так как задняя грань коренных стоек совпадает с осью контрофорса (чертеж 267 и приложение 23).

При средней ширине площадки около 16 см необходима глубина врубки

$$\frac{116}{16} = 7,0 \text{ см.}$$

Работа верхней площадки (черт. 73) в бревне над насадкой является запасом.

г) Расчет берегового контрофорса. Рассчитываем свайный контрофорс с разрезными подкосами (черт. 227 и прилож. 21). На контрофорс действует давление воды со следующей ширины $1,0 + 0,21 + 0,5 = 1,71 \text{ м}$ (половина расстояния до соседнего контрофорса и расстояние от оси от берегового контрофорса до середины примыкающего отверстия).

По графику № 9 (прилож. 6) определим давление воды от расчетного напора $H_1 = 3,06 \text{ м}$ над серединой прижимного бруса

$$\frac{P'}{B} = 4,65 \text{ т и } P' = 4,65 \times 1,71 = 7,95 \text{ т.}$$

Это давление вызывает реакции R_1' , R_2 и R_3' на опорах А, В и С (черт. 268). При этом возвышение средней опоры В над порогом равно $h = 1,50 \text{ м}$ и над нижней опорой $h_1 = 1,56 \text{ м}$. Верхняя опора С на 0,50 м ниже верха насадки или оси упорных балок (прилож. 23), последние являются верхней опорой для стоек и расположены на 0,7 м над горизонтом воды, поэтому возвышение опоры С над горизонтом воды равно $a = 0,20 \text{ м}$.

По графику № 9 для $H_1 = 3,06$ и $h_1 = 1,56 \text{ м}$ находим

$$\frac{R_3'}{B} = 1,98 \text{ т и } R_3' = 1,98 \text{ т} \times 1,71 = 3,39 \text{ т.}$$

Верхняя реакция R_1' определится по формуле (87)

$$R_1' = \frac{(3,06 - 1,56)}{6(3,06 - 1,56 + 0,2)} \cdot 1,71 = 0,33 \times 1,71 = 0,57 \text{ т.}$$

Средняя реакция

$$R_2 = P_1' - R_1' - R_3' = 7,95 - 0,57 - 3,39 = 3,99 \text{ т.}$$

Добавочное давление на нижнюю опору А

$$P'' = B \cdot \frac{3,06 + 3,12}{2} \times 0,06 = 0,16 \text{ т.}$$

Полная нижняя реакция $R_3 = 3,39 + 0,16 = 3,55 \text{ т.}$

Реакцию от упорных балок $R_m = 2,44 \text{ т}$ разделим на два узла С и Е поровну.

Полная величина верхней реакции $R_1 = 1,22 + 0,57 = 1,79 \text{ т.}$

Общее давление на контрофорс

$$P = 7,95 + 0,16 + 2,44 = 10,55 \text{ т.}$$

Подкосы наклонены к горизонту под углом $\alpha = 42^\circ$; $\cos \alpha = 0,74$ и $\operatorname{tg} \alpha = 0,9$.
Усилия в коротком нижнем подкосе

$$S_1 = \frac{R_3}{\cos \alpha} = \frac{3,99}{0,74} = 5,39 \text{ т.}$$

Усилия в длинном верхнем подкосе

$$S_2 = \frac{R_1}{\cos \alpha} = \frac{1,79}{0,74} = 2,42 \text{ т.}$$

Усилия в длинном заднем подкосе

$$S_3 = \frac{R_m}{2 \cos \alpha} = \frac{1,22}{0,74} = 1,65 \text{ т.}$$

Вырывающие усилия в передней свае

$$T_1 + T_2 = R_2 \operatorname{tg} \alpha + R_1 \operatorname{tg} \alpha = 3,59 + 1,61 = 5,20 \text{ т.}$$

Вырывающие усилия во второй свае

$$T_3 = \frac{R_m}{2} \operatorname{tg} \alpha = 1,22 \cdot 0,9 = 1,10 \text{ т.}$$

Эти усилия передаются непосредственно на забитые в грунт и нагруженные весом моста сваи, способные их выдержать. В случае стоечных контрофоров необходимо обязательно сделать проверку закрепления нижних концов стоек, как это изложено в § 14 п. 2 г.

Рассчитаем нижний короткий подкос BF , наиболее нагруженный.

Длина подкоса $l = 2,30 \text{ м}$, $d = 26 \text{ см}$, незначительной подтески подкоса с одной стороны не учитываем; $\omega = 531 \text{ см}^2$ и $W = 1726 \text{ см}^3$ (таблицы 38 и 13).

Радиус инерции для круга $r = \frac{d}{4} = 6,5 \text{ см}$.

По шкале I (черт. 4) или формуле 3 для $\frac{l}{r} = \frac{230}{6,5} = 35,4$ находим $\varphi = 0,75$.

Сжимающее усилие S_1 считаем приложенным по внешней грани подкоса, который будет еще подвергаться изгибу моментом

$$M = S_1 \cdot \frac{d}{2} = 5390 \cdot 13 = 70\,000 \text{ кг/см.}$$

Напряжения в подкосе определяются по формуле (6)

$$\sigma_{\perp} = \frac{5390}{531 \cdot 0,75} + \frac{70\,000 \cdot 60}{1726 \cdot 66} = 13,5 + 38,0 = 51,5 \text{ кг/см}^2 < 60 \text{ кг/см}^2.$$

Нижний конец подкоса вызывает смятие свай по вертикальной площади $\omega_1 = 17 \times 13 + \frac{2}{3} 17,5 = 221 + 56,6 = 277,6 \text{ см}^2$ (прилож. 24) силой $R_2 = 3,99 \text{ т}$, уменьшенной на величину трения $fT_1 = 0,20 \cdot 3,59 = 0,72 \text{ т}$.

$$[\sigma_{\perp}]_1 = \frac{3990 - 720}{277,6} = \frac{3270}{277,6} = 11,8 \text{ кг/см}^2 < 15 \text{ кг/см}^2.$$

Без учета сил трения

$$[\sigma_{\perp}]_1 = \frac{3990}{277,6} = 14,4 \text{ кг/см}^2 < 15 \text{ кг/см}^2.$$

Верхний конец подкоса такой же простой врубкой (прилож. 24) передает горизонтальную составляющую $R_2 = 3,99 \text{ т}$ непосредственно на сваю, а вертикальную $T_1 = 3590 \text{ кг}$, уменьшенную силами трения $f \cdot R_2 = 0,2 \cdot 3,99 = 0,80 \text{ т}$ через парные схватки площадкою

$$\omega_2 = 5 \times 22 + \frac{2}{3} \cdot 5 \times 22 = 110 + 73 = 183 \text{ см}^2.$$

$$[\sigma_{\perp}]_1 = \frac{3590 - 800}{183} = \frac{2790}{183} = 15,2 \text{ кг/см}^2 \approx 15 \text{ кг/см}^2.$$

Одновременно вертикальная составляющая частично передается на сваю схватками через болт и кроме того на стойку через две врубки общей площадью $2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 29 = 145 \text{ см}^2$; стойка нагружена весом моста и часть усилия примет на себя.

Без учета сил трения, но при работе суммарной площади врубок

$$[\sigma_{\perp}]_1 = \frac{3590}{183 + 145} = 10,9 \text{ кг/см}^2 < 15 \text{ кг/см}^2.$$

Длина l принята равной 27 см.

Верхний конец сваи подвергается изгибу силой $0,5 R_m = 1,22 \text{ т}$ эта сила приложена на шпиге, высотой 14 см впереди расположенной стойки.

Изгибающий момент равен $1220 \times \left(27 + \frac{14}{2}\right) = 41500 \text{ кг/см.}$

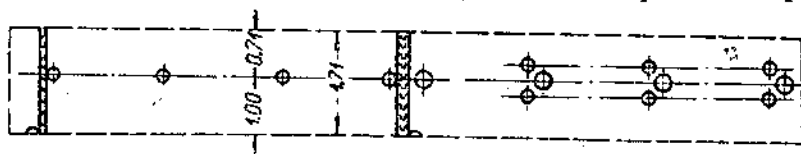
Необходимый $W = \frac{41500}{94} = 442 \text{ см}^3.$

Даже ослабленное сечение сваи обладает в несколько раз большим моментом сопротивления. Поэтому прочность и этого сечения сваи достаточна.

д) Расчет свай контрофорса. Общее сдвигающее усилие на контрофорс $P = 10,55 \text{ т}$. Сопротивляются этому усилию сваи, показанные на черт. 270 и в приложениях 20, 21 и 22.

Четыре сваи $d = 28 \text{ см}$ в водобое являются в тоже время высокими сваями контрофорса и рассматриваются заделанными на середине высоты продольных брусьев, считая местом заделки сечение по верху насадок. Все остальные круглые сваи одного диаметра $d = 22 \text{ см}$.

Толщина понурной шпунтовой линии $\delta_1 = 7 \text{ см}$ и королевой — $\delta_2 = 15 \text{ см}$.



Черт. 270.

По таблице 38 подсчитываем эквивалентность свай, считая за единицу одиночную сваю $d = 22 \text{ см}$.

1) Одиночные сваи понура $d = 22 \text{ см}$ 2 шт.	2,00.
2) " " водобоя 6 шт.	6,0.
3) Маячные сваи $d = 22 \text{ см}$ понурной и королевых линий по $1\frac{1}{2}$ сваи на ширине B	3,0.
4) Понурный шпунт $\delta = 7 \text{ см}$ $1,84 \cdot 1,71$	3,14.
5) Королевой шпунт $\delta = 15 \text{ см}$ $3,95 \cdot 1,71$	6,76.
6) Высокие сваи $d = 28 \text{ см}$ с заделанным верхним концом 4 шт.	8,44.
Итого	29,34.

Сила на единицу (сваю $d = 22 \text{ см}$) $P_1 = \frac{10,55}{29,34} = 0,36 \text{ т}$.

Точка приложения этой силы на 0,05 м ниже верха накладок; тогда

$$a = 0,5 + 0,25 - 0,05 = 0,70 \text{ м.}$$

По графику № 21 (черт. 102) для $\varphi = 25^\circ$ и $\gamma = 2,0 \text{ т}$ находим $\mu_0 = 4,7$.

По графику № 22 (прилож. 11) для $\frac{P_1}{a} = \frac{0,36}{0,22} = 1,64 \text{ т}$

$$\mu_0 = 4,7 \text{ и } a = 0,70$$

находим $h_1 = 2,5 \text{ м}$.

На понурный шпунт передается сила $P_2 = 0,36 \cdot 3,14 = 1,14 \text{ т}$.

На королевой шпунт " " $P_3 = 0,36 \cdot 6,76 = 2,43 \text{ т}$.

Аналогично по графику № 22 для $\frac{P_2}{B} = \frac{1,14}{1,71} = 0,67 \text{ т}$ находим $h_2 = 1,7 \text{ м}$

и для $\frac{P_3}{B} = \frac{2,43}{1,71} = 1,42 \text{ т}$ находим $h_3 = 2,35 \text{ м}$.

Глубины забивки шпунтов по условиям фильтрации приняты больше необходимых по условиям прочности грунта.

Высокая свая примет силу $P_4 = 0,36 \cdot 2,11 = 0,76 \text{ т}$.

Глубина забивки, считая от низа подушки, определится по формуле (198).

$$h_4 = \sqrt{\frac{6P_4}{\rho_0 d}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,76}{4,7 \cdot 0,28}} = \sqrt{3,46} = 1,86 \text{ м.}$$

Принимаем $h_4 = 2,0 \text{ м}$.

Проверим прочность свай по графику № 23 (прилож. 12).

Для одиночных свай $d = 22 \text{ см}$ по $\frac{P_1}{d} = 1,64 \text{ т}$, $\rho_0 = 4,7$,

$$a = 0,7 \text{ м и } P_1 = 0,36 \text{ т}$$

находим $M_{\max} = 0,5 \text{ т/м}$.

$$\text{Напряжение } [n_v] = \frac{M_{\max}}{W_1} = \frac{50000}{1045} = 48 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Для понурного шпунта по $\frac{P_2}{d_2} = 0,67 \text{ т}$, $P_2 = 1,14 \text{ т}$ находим $M_{2\max} = 1,33 \text{ т/м}$.

$$W = 817 \cdot 1,71 = 1400 \text{ см}^3 \text{ (таблица на графике № 23),}$$

$$[n_v] = \frac{133000}{1400} = 95 \text{ кг/см}^2 > 77 \text{ кг/см}^2.$$

В действительности в тонкой и гибкой дощатой шпунтовой линии будут напряжения меньше вычисленных, а потому принятые размеры и величины сил можно допустить.

Для королевского шпунта по $\frac{P_3}{B} = 1,42 \text{ т}$ и $P_3 = 2,43 \text{ т}$

находим $M_{\max} = 3,33 \text{ т/м}$.

$$[n_v] = \frac{333000}{2886 \cdot 1,71} = 67,5 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Изгибающий момент в высокой свае будет в сечении заделки и определится по формуле (199), в которой сила $\frac{h^2}{4} \rho_0 d = P_4 = 0,76 \text{ т}$.

$$M_{\max} = P_4 \left(\frac{h_4}{2} + a_1 \right),$$

где $a_1 = 0,25 + 0,50 = 0,75 \text{ м}$.

$$M_{\max} = 0,76 \left(\frac{2,0}{2} + 0,75 \right) = 1,33 \text{ т/м.}$$

Высокие сваи, кроме того, еще испытывают вертикальную нагрузку от служебного моста. Так по таблице 29 для $l = 2,0 \text{ м}$ и $L_1 + L_2 = 5,26 + 2,0 = 7,26 \text{ м}$ находим величину нагрузки на сваю $N_1 = 0,75 \text{ т}$.

Длина свай от низа верхней насадки до верха продольного бруса $l_1 = 0,50 + 3,0 + 0,18 = 3,56 \text{ м}$; радиус инерции $r_1 = 7 \text{ см}$ и $\frac{l}{r} = 51$, по шкале I (черт. 4)

$\varphi = 0,64$, по таблицам 38 и 13 — $\omega = 615 \text{ см}^2$ и $W = 2155 \text{ см}^3$.

Напряжения в заделке по формуле (6)

$$n = \frac{750}{615 \cdot 0,62} + \frac{133000 \cdot 0,70}{2155 \cdot 77} = 2 + 56 = 58 \text{ кг/см}^2 < 70 \text{ кг/см}^2.$$

4. Разные детали.

а) Расстояние между контрфорсами. Соседний с береговым контрфорсом уже частично засыпается землею дамбы и его условия работы несколько более благоприятны, чем условия для рассчитанного контрфорса.

Согласно принятым расстояниям (черт. 16 и прилож. 20), давление воды

$$P_2 = \frac{H_1^2}{2} B_2 = \frac{3,12^2}{2} \cdot \frac{2,0 + 3,0}{2} = 4,86 \cdot 2,5 = 12,15 \text{ т.}$$

Разница распора, взвешенного в воде, грунта с верховой стороны с $\gamma = 1,0 \text{ т.}$, $\varphi = 25^\circ$ и $\mu_a = 0,41$ и отпора влажного грунта с низовой стороны с $\gamma^1 = 1,8 \text{ т.}$, $\varphi^1 = 30^\circ$ и $\mu_p = 5,3$ при средней высоте слоя $h = 1,0 \text{ м.}$ равна

$$E_o = \frac{1}{2} h^2 (\mu_p - \mu_a) \cdot B_1 = 0,5 \cdot 4,9 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ т.}$$

Как видно, отпор грунта, действующий, главным образом, на стенку, подверженную давлению воды, является очень большой силой. Учитывая, что величина отпора грунта может и уменьшиться, например, когда грунт конуса не везде плотно примыкает к стенке, то из осторожности в расчет следует вводить не более, как одну четверть найденной величины E_o .

Контрофорсы должны быть поставлены на таком расстоянии, чтобы давление воды на второй контрофорс не отличалось сильно от давления на первый.

В нашем случае прочность второго контрофорса обеспечена еще и тем обстоятельством, что все сваи его в водобое обладают большой сопротивляемостью, вследствие нагрузки от грунта конуса.

Давление на третий контрофорс

$$P_3 = 4,84 \times 3,0 = 14,52 \text{ т.}$$

Сопротивление грунта при загрузении третьего контрофорса землей на 3,0 м даже при неполной призме отпора весьма велико. Какая-либо проверка контрофорсов внутри дамбы отпадает, так как напор воды удерживается преимущественно земляной дамбой.

б) Обшивка. Из таблицы 47 видно, что для пролета 2,0 м и напора $H = 3,0 \text{ м}$ необходима двойная обшивка из пластин $\frac{d}{2} = 11 \text{ см.}$; при пролете 3,0 м и напоре $H = 2,0 \text{ м}$ надо $\frac{d}{2} = 13,5 \text{ см.}$ Учитывая, что во втором пролете и при $H = 2,0 \text{ м}$ пластины еще частично находятся в грунте дамбы, нами принята обшивка нижних двух метров из пластин $\frac{d}{2} = 13 \text{ см.}$ и выше из пластин $\frac{d}{2} = 11 \text{ см.}$

Запас в первом, 2-метровом, пролете необходим потому, что тут одна тонкая стенка сдерживает довольно сильный напор.

в) Прочие элементы. Расчет свай флутбета аналогичен с расчетом в примере § 51, и мы его не делаем.

Свайное основание показано в приложении 22.

Все другие детали понятны из чертежей в приложениях 20, 21, 23 и 24.

Откосы земляных дамб в понуре покрываются двойной мостовой на иху. Чтобы не было сползания грунта по деревянному полу, в понуре прибиты два бруса один над другим с поперечинами, расположенными над насадками. Эта стеночка высотой до 0,5 м является хорошим упором для откоса дамбы.

Откосы с низовой стороны можно оставлять не замощенными, если не будут по выходе из отверстия образовываться водовороты, способствующие размыву дамбы.

Береговые контрофорсы обшиваются пластинами только со стороны отверстия.

В виду того что в пределах водобоя и на короле делается продольный брус из двух брусев, то прочности всех его врубок вполне достаточно; стык длинного бруса делаем в водобое, около шпунтовой линии.

§ 51. РАСЧЕТ РЯЖЕВОЙ ПЛОТИНЫ.

Расчет отверстия, стоек, мостиков, упорных балок ряжевой плотины производится так же, как и в примере расчета контрофорсной плотины. Рассмотрим ниже расчет свай флутбета ряжевых устоев.

Конструкция плотины показана на чертежах в приложениях 28 и 29.

1. Расчет свай флютбета.

Выделяем элемент флютбета между серединами соседних св с стойкой отверстий шириной 1,28 м.

При напоре на пороге $H=3,0$ м и возвышении упорных балок над горизонтом воды $a=0,70$ м нижняя реакция $R_2=4,32$ м (см. § 50 п. 3а) передается на продольный ряд свай и на ширину 1,28 м понурной и королевой шпунтовых линий.

Грунт в основании плотины песчано-глинистый.

Угол естественного откоса грунта $\varphi=25^\circ$ и объемный вес $\gamma=2,00$ т.

Толщина дощатого понурного шпунта принята равной $\delta=7$ см и брусчатого королевого $\delta=15$ см.

Глубина забивки шпунтов, считая от низа подушки по условиям фильтрации, понурного 2,0 м, королевого 2,5 м.

По расчетам общая толщина подушки и обратного фильтра в водобое равна $0,50+0,25=0,75$ м.

Низ подушки в понуре принимаем на той же отметке 8,95 м, как и в водобое, при толщине подушки в понуре 0,75 м.

Горизонтальная сила через продольный брус распределяется на две одиночные сваи в понуре, три сваи в водобое, одну маячную сваю понурного, одну маячную сваю королевого шпунтов, и на участки понурной и королевой шпунтовых линий шириной 1,28 м (черт. 271).

Диаметр свай под насадками и маячных свай $d=22$ см.

Сопrotивляемость свай $d=22$ см горизонтальной силе принимаем за единицу.

По таблице 38 эквивалентностей свай по горизонтальной силе находим:

Одиночные и маячные сваи $d=22$ см 7 $\times 1 = 7,00$.

Понурн. шпунт толщ. $\delta=7$ см 1,84 $\times 1,28 = 2,35$.

Королевой шпунт $\delta=15$ см 3,95 $\times 1,28 = 5,05$.

Итого . . . 14,40.

Величина горизонтальной силы, приходящаяся на единицу, равна:

$$\frac{4,32}{14,40} = 0,30 \text{ т.}$$

Следовательно каждая одиночная и маячная сваи воспринимают горизонтальную силу 0,30 т, понурный шпунт $0,30 \times 2,35 = 0,705$ т и королевой шпунт $= 0,30 \times 5,05 = 1,515$ т.

По графику № 22, для определения величины погружения в грунт свай со свободным верхним концом при действии горизонтальной силы, находим глубину забивки одиночных и маячных свай по условиям прочности грунта при:

1) $\mu_0 = 4,11$, где μ_0 коэффициент, характеризующий грунт, определяется по формуле:

$$\mu_0 = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right],$$

или по графику № 21 (черт. 102).

γ — удельный вес грунта $= 2,0$ т.

φ — угол естественного откоса $= 25^\circ$,

2) $a = 1,05 - 0,30 - 0,05 = 0,70$ м.

3) $\frac{P_1}{d} = \frac{0,30}{0,22} = 1,38$ т.

При этих значениях по графику № 22 находим глубину забивки $h_1 = 2,45$ м.

Принимаем $h_1 = 2,50$ м.

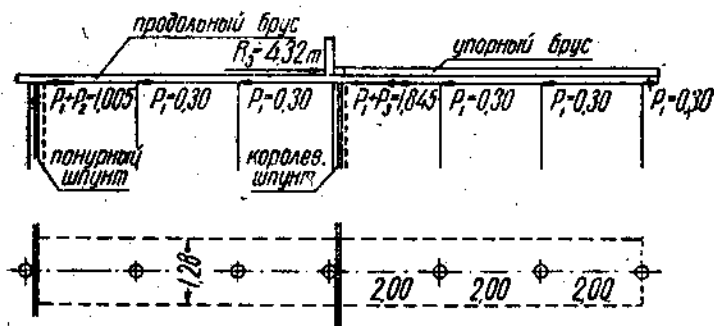
По этому же графику для тех же значений μ_0 и a проверяем глубину забивки понурного и королевого шпунтов.

Для понурного шпунта:

$$\frac{P_2}{b} = \frac{0,705}{1,28} = 0,56 \text{ т}; \text{ по графику № 22 } h_2 = 1,7 \text{ м} < 2,0 \text{ м}.$$

Для королевского шпунта:

$$\frac{P_3}{b} = \frac{1,515}{1,28} = 1,19 \text{ т}; \text{ по графику } h_3 = 2,32 < 2,50 \text{ м}.$$



Черт. 271.

свай $d = 22 \text{ см}$ по графику № 23 при $P_1 = 0,30 \text{ т}$, $a = 0,70 \text{ м}$ и $\mu_0 = 4,11$ равен:

$$M_{\max} = 0,42 \text{ т/м}.$$

$$\text{Напряжения } [n] = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4200}{1,045} = 40,2 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Для понурного шпунта при $P_2 = 0,705 \text{ т}$, по графику № 23 $M_{\max} = 0,80 \text{ т/м}$.

$$W = \frac{bh^3}{6} = \frac{128 \times 7^3}{6} = 1045 \text{ см}^3.$$

$$[n] = \frac{80 \cdot 000}{1045} = 76,8 \text{ кг/см}^2.$$

Для королевского шпунта при $P_3 = 1,515 \text{ т}$ по графику № 23 $M_{\max} = 2,05 \text{ т/м}$.

$$W = \frac{bh^3}{6} = \frac{128 \times 15^3}{6} = 4800 \text{ см}^3.$$

$$[n] = \frac{205 \cdot 000}{4800} = 43 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом размеры свай и шпунтов удовлетворяют и условиям прочности. Распределение горизонтальной силы по опорам показано на чертеже 271.

Отсюда легко убедиться, что прочность отдельных частей продольного и упорного бруса вполне достаточна.

Нижняя реакция $R_2 = 4,32 \text{ т}$ (см. пример расчета контрофорсной плотины в § 50 п. 3) стойкой передается (черт. 115) на прижимный брус по площади $\omega_1 = 28 \times 12 = 336 \text{ см}^2$; напряжения смятия поперек волокон стойки

$$[n_{c\perp}]_1 = \frac{4320}{336} = 12,6 \text{ кг/см}^2 < 15 \text{ кг/см}^2.$$

Прижимной брус передает эту силу на упорный брус по площади

$$\omega_2 = 18 \times 18 = 324 \text{ см}^2.$$

$$[n_{c\perp}] = \frac{4320}{324} = 13,5 \text{ кг/см}^2 < 18 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом принятая глубина забивки шпунтов по фильтрационным условиям несколько больше необходимой глубины по условиям сопротивления горизонтальной силе.

Проверим прочность свай и шпунтовых рядов.

Максимальный изгибающий момент для

Передача силы упорным брусом на продольный производится через площадки зубьев; каждая такая площадка равна $\omega_3 = 5 \times 18 = 90 \text{ см}^2$ и по допускаемым напряжениям на смятие торца торцом $[n_2] = 56 \text{ кг/см}^2$ может передать силу равную $90 \times 56 = 5040 \text{ кг}$.

Усилие, растягивающее продольный брус на короле, равно сумме всех сил, которые воспринимаются сваями в понуре и понурной шпунтовой линией, а именно $P_1 + P_2 + P_1 + P_1 = 1,605 \text{ т}$.

Площадь поперечного сечения бруса на короле $\omega_4 = 10 \times 18 = 180 \text{ см}^2$.

$$[n] = \frac{1605}{180} = 9 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

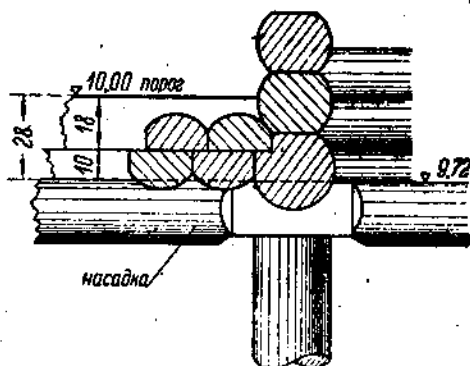
Подобными проверками можно убедиться, что прочность и других врубок достаточна.

2. Расчет устоя.

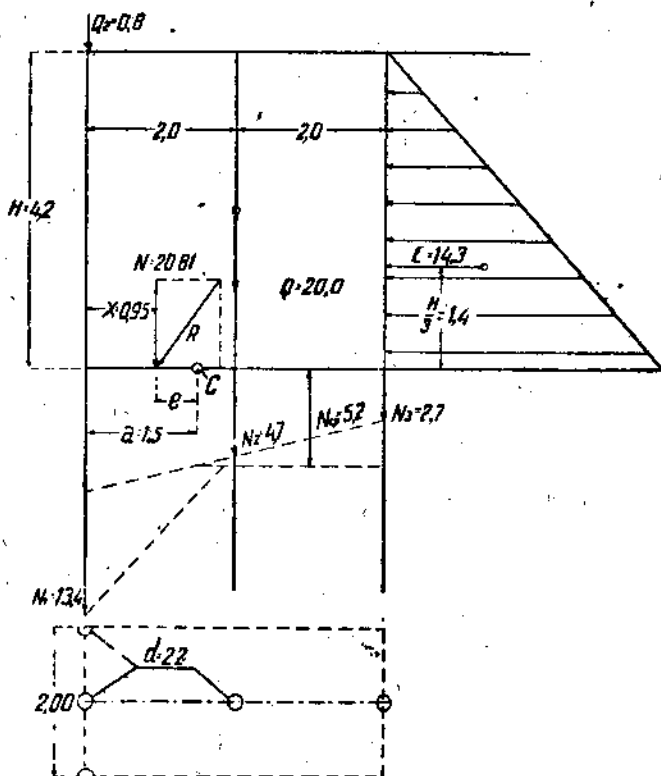
Проверим расчетом наименьшее сечение устоя в водобое шириной в два ящика (4,0 м). Высоту устоя будем считать от верха насадок.

Возвышение верха устоя над горизонтом воды 0,90 м, глубина воды над порогом $H = 3,0 \text{ м}$ и возвышение порога над верхом насадок в водобое $0,28 \text{ м} \cong 0,30 \text{ м}$ (черт. 272). Расчетная высота устоя $H_1 = 0,90 + 3,0 + 0,30 + 4,20 \text{ м}$.

Расчетная схема показана на черт. 273.



Черт. 272.



Черт. 273.

а) Действующие силы. Данные для расчета:

объемный вес дерева $\gamma_1 = 0,75 \text{ т}$;
 " " загрузки $\gamma_2 = 1,75 \text{ т}$ и $\varphi = 35^\circ$;
 " " грунта берега $\gamma_3 = 2,00 \text{ т}$ и $\varphi = 25^\circ$.

Средний объемный вес устоя по формуле 213: $\gamma_3 = 1,57 \text{ т}$.

Объем 2 пог. м устоя $v = 2 \times 4,0 \times 4,20 = 33,6 \text{ м}^3$.

Полный вес — $Q = v \cdot \gamma = 52,7 \text{ т}$.

По графику № 24 (черт. 155) для $H_1 = 4,2 \text{ м}$ расчетный коэффициент перенесен для всего веса устоя $K_1 = 0,38$.

Действующий вес $Q_1 = Q \cdot K_1 = 52,7 \cdot 0,38 = 20,0 \text{ т}$.

Распор грунта на два пог. м устоя по формуле (227), в которой коэффициент $\mu_a = 0,81$ (по графику № 21, черт. 102 для $\gamma_3 = 2,00$ и $\varphi = 25^\circ$).

$$E = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,81 \cdot 4,2^2 = 14,3 \text{ т}.$$

Давление мостика при весе последнего $0,15 \text{ т}$ на 1 м^2 с половины пролета в $5,40 \text{ м}$

$$Q_2 = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{2} \cdot 5,40 = 0,81 \text{ т}.$$

б) Проверка на опрокидывание вокруг ребра А.

$$M_0 = E \times \frac{H}{3} = 14,3 \times 1,4 = 20,2 \text{ т/м};$$

$$M_0 = Q_1 \cdot 2,0 + Q_2 \cdot 0,0 = 20,0 \times 2,0 = 40,0 \text{ т/м}.$$

$$\text{Коэффициент запаса } \eta_0 = \frac{M_b}{M_0} = \frac{40,0}{20,2} = 1,98.$$

в) Проверка на скольжение по плоскости насадок, пренебрегая сопротивлением врубок, болтов, полов и т. д.

Сдвигающая сила $E = 14,3 \text{ т}$.

Сопrotивляющаяся сила складается из силы трения F_1 , ряжевой стенки по насадкам при коэффициенте трения для мокрого дерева $f_1 = 0,40$ и сила трения F загрузки по грунту основания с $f_2 = 0,35$

$$F = F_1 + F_2 = (Q_1 + Q_2) f_1 + (Q - Q_1) f_2 = (20,0 + 0,81) \cdot 0,40 + (52,7 - 20,0) \cdot 0,35 = 8,34 + 11,43 = 19,77 \text{ т}.$$

$$\text{Коэффициент запаса на скольжение } \eta_k = \frac{F}{E} = \frac{19,77}{14,3} = 1,38.$$

Очевидно часть силы, равная разности $E - F_2 = 14,3 - 11,43 = 2,87 \text{ т}$, будет сжимать насадку, действуя вдоль ее оси и вызывая весьма незначительные напряжения.

3. Расчет свайного основания под устоем.

В дополнение к 3 сваям в поперечном ряду забиваем еще добавочную сваю под лицевой стеной, на которую непосредственно насаживается продольный брус. Все сваи одинакового сечения $d = 22 \text{ см}$.

Расстояние равнодействующей от ребра А (форм. 253)

$$X = \frac{M_b - M_0}{N} = \frac{40,0 - 20,2}{20,0 + 0,81} = \frac{19,8}{20,81} = 0,95 \text{ м},$$

где N — сумма всех вертикальных сил.

Расстояние a центра тяжести C опор основания от ребра А по формуле (252)

$$a = \frac{2 \cdot 0,0 + 1 \times 2,0 + 1 \cdot 4,0}{4} = \frac{6,0}{4} = 1,5 \text{ м}.$$

Эксцентриситет $e = a - x = 1,5 - 0,95 = 0,55$ м.

Нагрузка на опоры по их сопротивляемости определяется по формуле (263), в которой $\Sigma a = 2 + 1 + 1 = 4$:

$$\Sigma ay^2 = (2 \cdot 1,5^2 + 1 \cdot 0,5^2 + 1 \cdot 2,5^2) = 4,5 + 0,25 + 6,25 = 11,5$$

$$N_1 = 2 \left(\frac{20,81}{4} + \frac{20,81 \cdot 0,55}{11,5} \cdot 1,5 \right) = 2 (5,2 + 1,0 \cdot 1,5) = 2 (5,2 + 1,5) = 2 \cdot 6,7 = 13,4 \text{ т.}$$

Каждая свая первой опоры будет нагружена силой 6,7 т.

$$N_2 = 1 [5,2 + 1,0 (-0,5)] = 5,2 \cdot 0,5 = 4,7 \text{ т.}$$

$$N_3 = 1 [5,2 + 1,0 (-2,5)] = 5,2 - 2,5 = 2,7 = 2,7 \text{ т.}$$

$$\text{Средняя нагрузка } N_c = \frac{20,81}{4} = 5,2 \text{ т.}$$

Глубина забивки определяется для свай первой опоры по силе 6,2 т, а второй и третьей по средней — 5,2 т.

Грунт основания испытывает давление от загрузки, приведенная величина которой определяется по формуле (226) или же может быть взята по графику № 24 (черт. 155) и равна $h_0 = 1,08$ м.

Коэффициент μ_p для грунта основания при $\gamma = 20$ т и $\varphi = 25^\circ$ по графику № 21 (черт. 102) равен $\mu_p = 4,9$.

Коэффициент трения свай о грунт $f = 0,40$.

По графику № 25 (прил. 13) для $d = 22$ см находим глубину погружения $h = 2,8$ м, считая ее от низа ряжевого устоя.

Принимаем глубину забивки от дна котлована, как и других свай, в 2,5 м; тогда величина погружения свай от низа устоя равна $2,5 + 1,05 - 0,30 = 3,25$ м.

План свайного основания показан в приложении № 29.

§ 52. РАСЧЕТ СТОЕЧНО-ОБШИВНОЙ ПЛОТИНЫ.

1. Основные размеры и данные.

В этом примере мы ограничимся расчетами лишь только тех частей стоечно-обшивной плотины, которые являются для нее характерными; все расчеты, однородные с другими типами плотин, опускаются. Поэтому основным содержанием этого параграфа будет расчет стоечно-обшивного устоя.

Схема-контур стоечно-обшивной плотины с напором $H = 3,0$ м на пороге показана на черт. 15, где видны все основные размеры сооружения, которые должны быть проверены статическим расчетом. Конструкция этой плотины показана в приложении 40, 41 и 42.

Отметка порога плотины — 10,00 м, возвышение порога над полом в понуре — 0,16 м и над верхом королевой колоды $0,16 + 0,06 = 0,22$ м.

Отметка верха короля 9,78 м и верха промежуточных насадок 9,68 м. При слое фильтра под водобойными полами $t_1 = 0,28$ м; отметка верха глиняной подушки — 9,40 м; отметка дна котлована — 8,90 м.

При повышении упорных балок над горизонтом воды $a = 0,7$ м верх устоя располагаем на отметке 13,90 м, т. е. на 0,9 м выше горизонта воды.

Высота устоя, считая над верхом промежуточных насадок, равна $13,90 - 9,68 = 4,22$ м; высота над полом в понуре $13,20 - 10,0 + 0,16 = 4,06$ м.

Песчано-глинистый насыщенный водою грунт основания характеризуется углом естественного откоса $\varphi = 25^\circ$ и $\gamma = 2,0$ т и песчаный, с весьма малой примесью глины грунт загрузки устоев во влажном состоянии имеет $\varphi = 35^\circ$ и $\gamma = 1,75$ т.

По графику № 27 (черт. 102) определим коэффициенты, характеризующие грунт.

Для грунта основания $\mu_a = 0,8$ и $\mu_p = 5,0$ и $\mu_c = 4,2$.

Для грунта загрузки $\mu'_a = 0,47$ $\mu'_p = 6,45$ и $\mu'_c = 4,98$.

2. Расчет передней стенки в понуре.

Стенка поддерживается сваями, забитыми вблизи угла через один метр, а затем с повышением поверхности земли это расстояние увеличивается до 1,5 м (прилож. 40).

Расчетная схема показана на черт. 274.

Высота стенки, считая от порога плотины (дно реки и порог по одной отметке) — $S=3,9$ м. Расстояние точки прикрепления анкера от поверхности загрузки в устье (ось анкера на 0,1 м выше г. в.) $c=0,8$ м.

$$\text{Отношение } \frac{\mu'_a (\text{грунта засыпки})}{\mu_p (\text{грунта основания})} = \frac{0,47}{5,0} = 0,094.$$

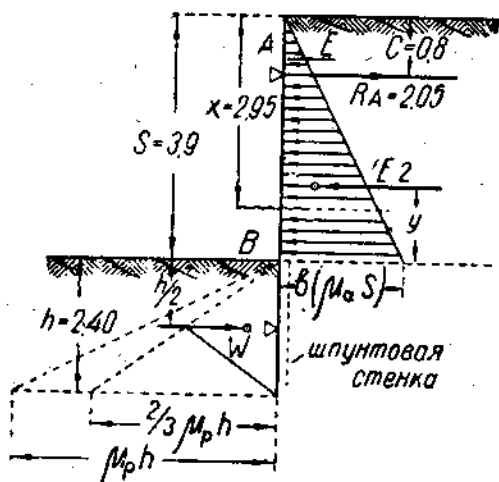
Ширина участка стенки, с которой передается нагрузка, $b=1,0$. Задаемся диаметром сваи $d=0,30$ м. Вычисляем $\frac{d}{b}=0,30$ и $S-c=3,1$ м. По графику № 26 находим необходимую глубину забивки $h=2,40$ м.

Определим величину реакции на верхней опоре по графику № 27 (прилож. 15).

$$\text{Вычисляем } K = \frac{S}{3} + \frac{h}{2} = 1,30 + 1,2 = 2,50 \text{ м,}$$

$$T = S - c - \frac{h}{2} = 3,9 - 0,8 + 1,2 = 4,30 \text{ м.}$$

По графику для $\mu'_a=0,47$ находим $\frac{R_A}{b}=2,05$ т и $R_A=2,05$ т.



Черт. 274.

Проверим прочность сваи $d=0,30$ м по графику № 28 (приложение 16).

Для $\frac{R_A}{b}=2,05$ м и $\mu'_a=0,47$ находим $x=2,95$ м и $M_{\max}=2,35$ т/м.

$$\text{Необходимый } W = \frac{235000}{77} = 3050 \text{ см,}$$

которому соответствует $d=31,5$ см с обтеской с одной стороны на ширину $\frac{d}{3}$

(таблица 13), но так как $M_{\max}$ находится примерно посредине сваи (на 2,95 м от верха), то в этом сечении за счет сбега диаметра бревна во всяком случае будет на 1,5 см больше, чем в верхнем; поэтому достаточно сваю принять $d=30$ см.

Верхний конец сваи удерживаем анкерной тягой из пластин, которые зарубаются в сваи на 4,0 см, при ширине рабочей части пластина 20 см и напряжение

$$\left[\sigma_{\perp} \right] = \frac{R_A}{2 \times 20 \times 4} = \frac{2050}{160} = 13 \text{ кг/см}^2 < 21 \text{ кг/см}^2.$$

3. Расчет скошенной стенки в понуре.

Стенка поддерживается стойками высотой над понурным полом $S=4,06$ м (черт. 275).

Нижняя опора стойки на середине нижнего упорного бруса высотой 16 см. Расчетная высота стенки $S=3,98$ м. Расстояние между осями стоек $b=1,5$ м.

Ширина участка стенки, с которой передается давление на сваю, равна $b_1 = b - d = 1,5 - 0,22 = 1,28$ м.

Расстояние оси анкера от поверхности земли $c = 0,8$ м.

По графику № 27 для $S = 3,98$ м, $\mu'_a = 0,47$, $K = \frac{S}{3} = 1,33$ и $T = S - c = 3,98 - 0,8 = 3,18$ м.

Находим $\frac{R_A}{b_1} = 1,51$ т и $R_A = 1,51 \cdot 1,28 = 1,93$ т.

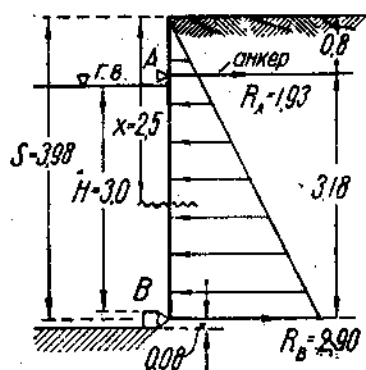
По графику № 28 для $\frac{R_A}{b_1} = 1,51$ т и $\mu'_a = 0,47$ находим $x = 2,50$ м и $M_{\max} = 1,70$ т/м.

При $[n_w] = 66$ кг/см² необходимо $W = 2570$ см³.

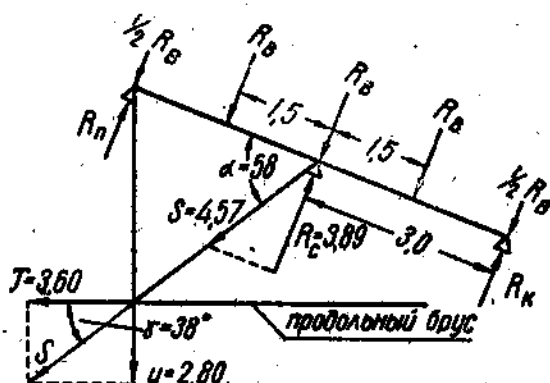
Стойка должна быть из бревна $d = 30$ см, обтесанного с одной стороны на ширину $\left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)d$.

Полное давление грунта на стойку

$$E = \frac{1}{2} \mu_a S^2 b_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,47 \cdot 3,98^2 \cdot 1,28 = 4,83 \text{ т.}$$



Черт. 275.



Черт. 276.

Нижняя реакция $R_B = E - R_A = 4,83 - 1,93 = 2,90$ т.

Нижний упорный брус рассчитываем как балку, разрезанную на средней опоре (на подкосе).

Так как стойка соединена балками со сваей и кроме того нижним шипом упирается в пол, то мы считаем, что только $\frac{2}{3}$ нижней реакции действует на упорный брус (черт. 276).

$$\text{Тогда } M_{\max} = \frac{2/3 R_B l}{4} = \frac{2/3 \cdot 2,90 \cdot 3,0}{4} = 1,45 \text{ т/м.}$$

$$\text{Необходимо } W = \frac{145 \cdot 000}{77} = 1890 \text{ см}^3.$$

Допускаемое напряжение $[n_w] = 77$ кг/см², так как брус всегда под водой.

Если высоту бруса принять $h = 20$ см, то необходимая ширина его b определяется из формулы $W = \frac{hb^2}{6}$

$$b = \sqrt{\frac{6W}{h}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1890}{20}} \approx 24 \text{ см.}$$

По графику № 1 (черт. 8) для получения такого бруса нужно бревно $d = 31$ см.

При высоте подкоса, равной 16 см и определяемой высотой порога на короле и шапки на понуре, во избежание значительной эксцентрисичности точки приложения

подкоса, высоту упорного бруса больше 20 см делать не следует. Достаточно бревно для этого бруса обтесать только снизу; обливны пойдут в запас прочности.

Реакции на крайних опорах равны $R_A = R_B = \frac{2}{3} R_B = \frac{2}{3} \cdot 2,90 = 1,23 \text{ т}$, и на средней опоре $R_C = 2 \frac{2}{3} R_B = 3,85 \text{ т}$.

Реакция на короле (черт. 215 и 217) передается по площади $10 \times 18 = 180 \text{ см}^2$ напряжения $[n_{c\perp}]_1 = \frac{1930}{180} = 11 \text{ кг/см}^2 < 18 \text{ кг/см}^2$.

Реакция на шапке в понуре (черт. 212 и 213) вызовет напряжение

$$[n_{c\perp}]_1 = \frac{1930}{8 \times 24} = 10 \text{ кг/см}^2 < 18 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет подкоса. Угол между балкой и подкосом $\alpha = 58^\circ$, усилие в подкосе

$$S = \frac{R_c}{\sin \alpha} = \frac{3,89}{0,85} = 4,57 \text{ т}.$$

Высота подкоса 16 см; радиус инерции, как для прямоугольного сечения $r = 0,29h = 4,6 \text{ см}$.

Длина подкоса (по плану) $l = 3,3 \text{ м}$; $\frac{l}{r} = 72$.

По шкале № 1 (черт. 4) $\varphi = 0,5$.

Сечение подкоса $20 \times 16 \text{ см}$ из бревна $d = 25 \text{ см}$; $\omega = 288 \text{ см}$ и $W = 576 \text{ см}^3$.

Изгибающий момент $M = S \cdot \frac{16}{2} = 4570 \cdot 8 = 36500 \text{ кг/см}$.

$$n_{\perp} = \frac{S}{\omega \varphi} + \frac{M [n_{\perp}]}{W [n_{\perp}]} = \frac{4570}{320 \cdot 0,5} + \frac{36500 \cdot 70}{715 \cdot 77} = 28,6 + 46,4 = 73 \text{ кг/см}^2 \approx 70 \text{ кг/см}^2.$$

Из предыдущего примера § 50 видно, что по условиям снятия достаточно сделать глубину врубки подкоса в брус 7 см.

Другим концом подкос передает усилие на продольный брус, врубаясь в него простым двойным зубом (черт. 199).

Составляющая по оси продольного бруса

$$T = S \cos \gamma = 4,57 \cdot \cos 38^\circ = 4,57 - 0,79 = 3,60 \text{ т}.$$

Составляющая по оси шапочного бруса

$$U = S \sin \gamma = 4,57 \cdot 0,61 = 2,80 \text{ т}.$$

Расчет этих врубок производится по § 14.

Стойки удерживаются анкерными тягами с помощью хомута из полосового железа $60 \times 6 \text{ мм}$. Хомут прижимается только на трети окружности сваи. Напряжения снятия под хомутом

$$[n_{c\perp}]_{\text{ш}} = \frac{R_A}{\frac{1}{3} \pi d^2} = \frac{3 \cdot 1930}{3,14 \cdot 30 \cdot 6} = 10 \text{ кг/см}^2 < 27 \text{ кг/см}^2.$$

Закрепление хомута делаем с помощью одного длинного болта $\varnothing = 20 \text{ мм}$, работающего на два срезывания, и четырех болтов $\varnothing = 16 \text{ мм}$ — на одно срезывание. По § 40, л. 2 такое соединение может выдержать силу, равную $1040 + 4 \times 333 = 2372 \text{ кг}$.

Другой конец двойной тяги соединяем с анкерной тягой вышеописанными врубками (черт. 209).

Глубину забивки анкерной сваи $d = 0,24$ м определяем по графику № 30 (прилож. 18). Для $\frac{R_A}{d} = \frac{1,93}{0,24} = 8,04$ м. $\mu_o = 4,98$ и $c = 0,8$ м находим $h = 3,2$ м.

Наименьшее расстояние анкерной сваи от стенки определим по графику № 31 (прилож. 19).

При $\frac{R_A}{d} = 8,04$, $\mu_o = 4,98$, $c = 0,8$ м, $h + c = 3,2 + 0,8 = 4,0$ м и $\varphi = 30^\circ$ находим $L_{\min} = 4,3$ м. Принимаем $L = 5,0$ м.

Размеры обшивки определим по расчету как балки на двух опорах.

Пролет $b = 1,50$ м. Давление грунта на 1 пог. м доски шириною a на глубине $h = 3,9$ м.

$$q = \mu_a' \cdot h \cdot a = 0,47 \cdot 3,9 a = 1,83 a \text{ т на 1 п. м.}$$

$$\text{Изгибающий момент } M_{\max} = \frac{qb^2}{8} = \frac{1,83 \cdot 1,5^2}{8} a = 0,515 a \text{ т/м.}$$

$$\text{Кроме того } M = W [n_u] = \frac{a\delta}{6} [n_u] = 515 a \text{ кг/см.}$$

Откуда

$$\delta = \sqrt{\frac{515 \cdot 6}{66}} = \sqrt{47} \cong 7 \text{ см.}$$

Для разных глубин $q = 0,47 ah$

$$M_{\max} = \frac{0,47 \cdot a h b^2}{8} + 0,132 ah.$$

$$1,32 ah = \frac{a\delta^2}{6} [n_u]$$

$$\delta = \sqrt{\frac{1,32 \times 6}{66}} \cdot h = \sqrt{0,12} h = 0,35 \sqrt{h},$$

где глубина в см.

При $h = 390$ см $\delta = 0,35 \cdot 19,75 \cong 7$ см.

$h = 300$ „ $\delta = 6$ см.

$h = 200$ „ $\delta = 5$ см.

Нами принята обшивка из пластин $\frac{d}{2} = 12$ см, более толстая, чем нужно по расчету из тех соображений, чтобы не было больших прогибов и быстрого расстройства плотности обшивки. Пластины соединены в четверть.

Сваи по скошенной стенке в понуре забиваются на глубину примерно такую же, как и сваи по передней стенке (около 2,5 м, считая от порога).

4. Расчет стенки в водобое.

Сваи, поддерживающие стенку в водобое, хотя и забиты в грунт, но опираются внизу за продольный брус, врубленный в насадку.

Пренебрегая сопротивлением забитого конца, рассчитываем эту сваю как и стойку в скошенной стенке понура.

Нижнюю опору сваи считаем на высоте верха насадки; тогда расчетная высота стенки $S = 13,90 - 9,68 = 4,22$ м.

Верхнюю опору опускаем ниже, чтобы уменьшить момент на участке между опорами; пусть $c = 1,90$ м.

Расстояние между сваями $b = 1,4$ м.

По графику № 27 (прилож. 15) для $S = 4,22$ м.

$$\mu_a' = 0,47; b = 1,40 \text{ м}, K = \frac{S}{3} = 1,41 \text{ м и } T = S - c = \\ = 4,22 - 1,90 = 2,32 \text{ м}$$

находим $\frac{R_A}{b} = 2,50$ т и $R_A = 2,50 \cdot 1,40 = 3,50$ т.

По формуле (287) для $\frac{R_A}{b} = 2,50$ т, $\mu_a = 0,47$, $c = 1,90$ м, $R_A = 3,50$ т
находим

$$M_{\max} = 3,50 \left[\frac{2}{3} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,50}{0,47 \cdot 1,40}} - 1,90 \right] = 3,50 (2,18 - 1,90) = 0,98 \text{ т/м.}$$

Определим еще момент на верхней опоре А по формуле (286)

$$M_A = \frac{1}{6} \cdot 0,47 \cdot 1,4 \cdot 1,9^3 = 0,75 \text{ т/м.}$$

Размеры свай определяются моментом в пролете.

Вертикальная нагрузка по таблице 29 для $L_1 + L_2 = 5,04 + 1,60 = 6,64$ м и $l = 2,0$ м равна $N = 0,65$ т.

Напряжения в свае $d = 26$ см с обтеской на $\frac{d}{3}$ с одной стороны $W = 1686 \text{ см}^3$ (табл. 13) и $\omega = 0,779 d^2 = 525 \text{ см}^2$ по формуле 6

$$\sigma = \frac{650}{525 \cdot 0,64} + \frac{98 \cdot 0,00 \cdot 60}{1685 \cdot 0,60} = 2,0 + 53 = 55 \text{ кг/см}^2 < 60 \text{ кг/см}^2,$$

где при свободной длине свай 3,80 м, считая от низа насадок мостика и до нижней опоры $\frac{l}{r} = \frac{380}{7,5} = 51$ и коэффициент $\varphi = 0,64$.

Полное давление грунта на сваю

$$E = \frac{1}{2} \mu_a' h^2 b = \frac{1}{2} \cdot 0,47 \cdot 4,22^2 \cdot 1,40 = 5,86 \text{ т.}$$

Нижняя реакция

$$R_B = E - R_A = 5,86 - 3,50 = 2,38 \text{ т.}$$

Эта сила через продольный брус (черт. 202 и 204) по площади $3 \times 24 + 3 \cdot \frac{18 + 24}{2} = 72 + 63 = 135 \text{ см}^2$ передается на насадку.

Напряжение $[\sigma_c]_i = \frac{2380}{135} = 17,6 \text{ кг/см}^2 < 18 \text{ кг/см}^2$.

Глубина забивки этих свай определяется по величине вертикальной нагрузки (§ 30), если она большая, а в данном случае принимаем одинаковой со сваями в передней стенке, а именно 2,40 м, считая от порога.

Верхняя анкерная одиночная тяга с хомутами рассчитывается на усилие $R_A = 3,50$ т.

Напряжения снятия под хомутом по $\frac{1}{3}$ окружности свай

$$[\sigma_c]_{\text{ш}} = \frac{3500}{6 \cdot \frac{1}{3} \pi \cdot d} = \frac{3500}{6 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot 26} = 22,3 \text{ кг/см}^2 < 27 \text{ кг/см}^2.$$

Один болт $\varnothing = 20$ мм при двухрезной работе может выдержать силу 1040 кг (§ 40 п. 2).

Нужно болтов $\frac{3500}{1040} = 3,36$ штуки.

Другой конец тяги соединяем с анкерной свайей.

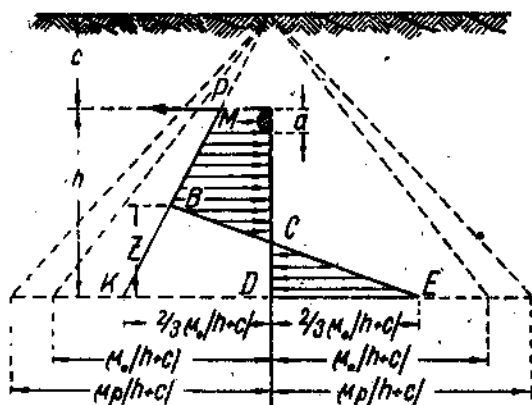
В виду большого усилия, передаваемого на сваю, для увеличения сопротивляемости нужно перед анкерными сваями положить горизонтально бревно или толстую пластину (черт. 277); последние вызовут отпор грунта по всей ширине b .

Если диаметр бревна или ширина пластины a , то реакция грунта

$$R_1 = \frac{1}{2} \mu_o \left[(c+a)^2 - c^2 \right] = \frac{1}{2} \mu_o (2ac + a^2).$$

При неравномерности напряжений

$$R_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \mu_o (2ac + a^2) = \frac{1}{3} \mu_o (2ac + a^2).$$



Черт. 277.

При двойном запасе величина силы, воспринимаемой бревном, при расстоянии между сваями b

$$R_a = \frac{1}{6} \mu_o \cdot b (2ac + a^2). \quad (315)$$

Если $a = 0,20$ м, то при $b = 1,40$ м и $c = 1,90$

$$R_a = \frac{1}{6} \cdot 4,98 \cdot 1,40 (2 \cdot 0,2 \cdot 1,9 + 0,04) = 0,93 \text{ т.}$$

Остальная часть усилия $R_A - R_a = 3,5 - 0,93 = 2,57$ т передается на анкерную сваю.

Глубина забивки этой сваи $d = 24$ см при $\frac{R_A - R_a}{d} = \frac{2,57}{0,24} = 10,7$ т, $\mu_o = 4,98$ и $c = 1,90$ м по графику № 31 (прилож. 19) равна $h = 3,0$ м.

Минимальное удаление сваи от стенки для $\frac{R_A - R_a}{d} = 10,7$; $c = 1,9$ м; $h + c = 4,9$ м и $\varphi = 30^\circ$ по графику № 31 равно $L_{\min} = 5,5$ м.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ.

Выбор того или иного типа плотин зависит как от назначения сооружения, топографических, гидрологических и гидрогеологических данных, так и от местных экономических условий. Так в местностях, богатых лесом, с плохими путями сообщения наиболее распространенным типом будет ряжевая плотина; в южных и юго-восточных районах, бедных лесом, где сейчас строятся преимущественно стоечно-обшивные плотины, будут распространяться контрфорсные плотины с одной или двумя шпунтовыми линиями.

Интересно отметить, что расход материалов и рабсилы на постройку разных систем плотин в одинаковых условиях различен, он зависит от упомянутых выше условий, размеров сооружения и точно определяется после составления сравнительных смет.

Однако для иллюстрации можно отметить, что если для ряжевой плотины с низким порогом, напором на короле $H=3,0$ м и отверстием около 5,0 м принять количество рабсилы за 100%, то для стоечно-обшивной и контрфорсной плотин необходимо по 90%.

Соответственно расход материалов для ряжевой 100%, стоечно-обшивной и контрфорсной по 70%; металла для ряжевой—100%, для стоечно-обшивной—160% и контрфорсной—150%. При этом расход железа вообще сведен до минимума и потому абсолютные цифры веса очень не велики, решающего значения не имеют и для упомянутой выше плотины ряжевой системы выражаются величиной около 1,0 т.

Разница в затратах рабсилы и материалов сказывается, главным образом, в надводных частях сооружений (см. § 7).

В большинстве случаев постройки плотин следует иметь в виду, что не только с помощью одной плотины достигается разрешение какого-либо водохозяйственного мероприятия. При использовании водной энергии кроме плотины еще нужна постройка гидростанции с подводящими и отводящими воду сооружениями (трубами, каналами, камерами), механизмы, заводские постройки и т. д.

Для приведения реки в судоходное состояние кроме плотин необходимы постройка шлюза, выполнение дноуглубительных и выправительных работ.

Поэтому роль и значение плотин в народном хозяйстве должны занять соответствующее место в комплексе многих сооружений и работ, выполняемых с какой-либо общей целью.

СПИСОК ГЛАВНЕЙШЕЙ ЛИТЕРАТУРЫ.

1. Деревянные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения. Институт норм и стандартов строительной промышленности, 1931 г.
2. Единые нормы строительного проектирования. Серия XIV. Общие расчетные нормы. Сооружения из дерева, № 5, 1931 г.
3. Технические условия, правила и нормы для изысканий проектирования, постройки, ремонта и содержания автогужевых дорог и мостовых сооружений по ним. Часть I и II, 1931 г.
4. Попов К. В., проф. Деревянные плотины, 1929 г.
5. Анисимов Н. И., проф., Водоподъемные плотины, 1931 г.
6. Ажулов К. А., проф. и Козлов Г. А., доц. Курс внутренних водных сообщений, том II, 1928 г.
7. Петрашень И. В., Отчет о переустройстве Марининской водной системы.
8. Петрашень И. В., инж., Отчет о переустройстве Вюртенбургской системы (текст и атлас), 1923 г.
9. Зброжек Ф., Курс внутренних водяных сообщений, 1915 г.
10. Неелов Д. Д., Устройство плотин. Текст и атлас, 1884 г.
11. Калинович Б. Ю., проф., О расчете ряжевых стен. Труды Ленинградского института инженеров водного транспорта. Выпуск 1. 1932 г.
12. Караулов Б. Ф. инж. и Орлов П. Т., инж. Исследование явлений размываемости рисберм у судоходных плотин и меры борьбы с ними (в печати.)
13. Баумгарт В. С., проф. и Давиденков Р. Н. инж. О проектировании флютбетов на проницаемых основаниях, 1929 г.
14. Попов К. В., проф., Земляные плотины, 1929 г.
15. Франциус О., проф., Гидротехнические сооружения, 1929 г.
16. Франциус О., проф. Основания и фундаменты, 1930 г.
17. Лебедев А. Н., Проект деревянной лесосплавной незатопляемой плотины, 1931 г.
18. Смарагдов Д. Г. и Латышенков А. М. Лесосплавные плотины постоянного типа. 1932 г. В этой книге §§ 26, 27, 28 и 29 написаны инж. Семановым Н. А.
19. Жук С. Я., инж. Лесосплавные лотки. 1925 г.
20. Подарев В. В. проф. Гидротехнические сооружения. Плотины. Выпуск I, II, III и IV. 1925 г.
21. Штрек О. Гидротехнические расчеты, 1932 г.
22. Мостовой Д. Г., инж., Фильтрационные давления под основаниями плотин 1930 г.
23. Михайлов К. А., инж., Проектирование ирригационных сооружений на сети, 1928 г.
24. Павловский, Н. Н., проф. Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями.
25. Его же. Об определении толщины флютбета.
26. Павловский Н. Н., проф., О фильтрации воды через земляные плотины, 1931 г.
27. Давиденков Р. Н., инж. Отчеты по фильтрации через земляные плотины, 1931 г.
28. Калинович Б. Ю., проф., Судоходный шлюз и его расчет, 1932 г.
29. Давидович В. И., инж., Метод электро-гидродинамических аналогий, 1930 г.
30. Анисимов Н. И., инж., Производство работ по устройству плотин на реках, 1922 г.
31. Мостовой Д. Г. инж., Организация и производство работ по постройке речных плотин и шлюзов, 1927 г.
32. Янченко А. И., проф., Ремонт бревенчатых плотин, 1931 г.
33. Наркевич Л. А., инж., Гидротехника, 1927 г.
34. Калинович Б. Ю., проф., Расчет шпунтовых свай и стенок. Труды Ленинградского инст. инж. водного транспорта. Выпуск 1. 1932 г.
35. Малюков В. А., инж., Обделка берега приморских гаваней. I и II часть, 1929 г.
36. Некетвед Х., Расчет свайных оснований, 1932 г.
37. Добровольский К. М., инж., Расчет свайных оснований, 1932 г.
38. Савримович И. А., проф., Подводные основания, 1932 г.
39. Герцель Г. и Вундрам О., Устройство оснований, 1931 г.
40. Гетсегов Н. М., проф., Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений на основании учета деформаций построенных сооружений, 1923 г.

41. Бронник инж., Деревянные конструкции, 1931 г.
42. Гестеген Т., инж., Деревянные сооружения, 1931 г.
43. Яропольский И. В., инж., Деревянные работы, 1932 г.
44. Греков И. Д., инж., Деревянные работы, 1931 г.
45. Скрабин И. Е., проф., Примеры расчета элементов деревянных мостов. Часть 1, 1931 г.
46. Кобылкин В. Н., Деревянные мосты, 1931 г.
47. Патон Е., проф., Деревянные мосты, 1910 г.
48. Патон Е. проф., Таблицы для проектирования деревянных и стальных мостов, 1931 г.
49. Передерий Г. П. проф., Курс листов. Часть 1. Мосты малых пролетов. 1923 г.
50. Курдюмов, проф., Дерево и деревянные работы.
51. Ельчуков В., Таблицы и нормы для подбора сечений железных и деревянных конструкций, 1929 г.
52. Павловский П. П., проф., Гидравлический справочник, 1924 г.
53. Павловский П. Н., проф., Учебный гидравлический справочник, 1930 г.
54. Бахметов Б. А., проф., Гидравлика 1932 г.
55. Бахметов Б. А., проф., О неравномерном движении жидкости в открытом русле, 1932 г.
56. Угиндус А. А., инж., К вопросу о расчете водобойных колодцев, 1929 г.
57. Угиндус А. А., инж., Гидравлический расчет нижнего бьефа сооружений. Вестник мелиорации, № 1, январь 1928 г.
58. Рахманов А. Н., Графики критических и взаимных глубин, гидравлических показателей, модулей расхода и некоторых гидравлических величин для трапецидальных русел, 1929 г.
59. Ахутин А. Н., доп., Примеры гидравлических расчетов, 1931 г.
60. Ахутин А. Н., проф., Рабочая книга по специальному курсу гидравлики, 1931 г.
61. Бернацкий Н. Н. Мелентьев, инж. Определение изгиба сваи в грунте под действием приложенных к ней горизонтальных сил (не опубликовано).
62. Соколов Н. Н. Портовые набережные, 1927 г.
63. Семанов Н. А., инж. Деревянные флютеты плотин Паре (подготавливается к печати).
64. Ляхницкий В. Е. проф. Берг В. А., Корневиц Э. Ф., Эндер Г. В., Малков В. А., Рихтер А. И., Смородинский Н. А., Сиверцев И. Н., Портовые сооружения, 1932 г.

ПЕРЕЧЕНЬ ГРАФИКОВ И ШКАЛ, ПОМЕЩЕННЫХ В ТЕКСТЕ.

	№ чертежей	Стр.
1. График 1 для определения размеров бруса и ширины стесок из бревен разного диаметра	8	28
2. График 3 для определения коэффициента расхода m_0 водослива с толкой стенкой	22	55
3. График 5 для определения критических глубин при истечении из-под щита	32	66
4. График 13 для определения максимального изгибающего момента в балке моста от веса одиночного настила из пластин и толпы	59	102
5. График 14 для определения максимального изгибающего момента от подъемного усилия	61	104
6. График 15 для определения $M_{\max}$ от собственного веса балки круглого сечения	62	105
7. График 16 для подбора сечения крайнего прогона служебного мостика.	63	105
8. График 18 для определения поправочных коэффициентов α и β в формулах при расчете упорных балок	68	110
9. График 19 для подбора у палитры балки моста по суммарному изгибающему моменту	69	111
10. График 20 для определения диаметра прогона моста по $M_{\max}$ от внешних вертикальных сил	67	109
11. График 21 для определения коэффициентов μ , μ_p и μ_o , характеризующих грунт	102	149
12. График 24 для определения коэффициентов передачи K и проведенной нагрузки h_0 при расчете ряжевых устоев	155	194
13. Шкала 1 для определения коэффициента уменьшения φ при продольном изгибе	4	15
14. Шкала 2 для подбора сечения стойки без подкоса	40	83
15. Шкала 3 для подбора сечения стойки с подкосом	47	89

ОГЛАВЛЕНИЕ.

Стр.

Введение	3
Глава I. Основные данные для проектирования.	
§ 1. Назначение плотин	7
§ 2. Деревянные плотины и их части	8
§ 3. Расчетные нормы	10
1. Допускаемые напряжения для дерева	
а) Установление допускаемых напряжений. (10). — б) Смятие и скалывание под углом. (13). — в) Продольный изгиб при сжатии (14). — г) Нагельные соединения (15). — д) Металлические части. (16). — е) Отклонение величин действующих напряжений от допускаемых. (17).	
2. Нормы и технические условия для мостов на автогужевых дорогах	17
а) Габариты мостов (17). — б) Нагрузки (18). — в) Допускаемые напряжения (21). — г) Некоторые замечания (21).	
3. Допускаемое давление на грунт основания	22
4. Разные нормы и таблицы	24
§ 4. Строительные материалы	29
1. Дерево	
а) Стандарты и технические условия (29). б) Предупреждение загнивания дерева (33).	
2. Железо	34
3. Мох	37
4. Прочие стройматериалы	38
§ 5. Необходимые материалы для проектирования	
§ 6. Месторасположение плотин	39
§ 7. Метод проектирования	40
1. Типы плотин	41
2. Типовые проекты плотин	42
3. Порядок составления проекта	43
а) Установление основных размеров плотины и вычерчивание ее схемы контура (43). — б) Выбор типа плотины (44). — в) Статические расчеты и определение размеров элементов плотины и окончательное установление ее основных размеров (44). — г) Составление пояснительной записки (47). — д) Состав проекта (47).	
Глава II. Гидравлические расчеты.	
§ 8. Расчет отверстий плотин	48
§ 9. Некоторые случаи гидравлических расчетов водосливов	52
1. Водослив практического профиля	
2. Водосливы с тонкой стенкой	54
3. Истечение через отверстия	57
§ 10. Сопряжение водосливной струи с нижним бьефом	58
1. Плотины с низким порогом	
2. Перепады	60
а) Водобойные колодцы, образованные углублением (61). — б) Водобойные колодцы, образованные стенкой (63). — в) Случай разной ширины отверстия и перепада (65). — г) Длина водобойного колодца (65). — д) Водобойные колодцы при истечении из отверстия (65). — е) Сопряжение бьефов при наличии прыжка (67). — ж) Наибольшая глубина водобойного колодца (68).	
3. Быстротоки	68
§ 11. Примеры расчетов	72
1. Расчет колодезного перепада ряжевой конструкции	
2. Расчет колодезного перепада стоечно-обшивной конструкции	73
21. — Деревянные плотины.	

Глава III Затворы.

	Стр.
§ 12. Типы затворов в деревянных плотинах	76
§ 13. Расчет щитов	—
§ 14. Расчет стоек	79
1. Стойки без подкоса	—
2. Стойки с подкосом	85
а) Расчет стойки (85). — б) Расчет подкоса (89). — в) Расчет врубки подкоса (90). — г) Закрепление подможной стойки (93).	—
3. Коренные стойки	95
§ 15. Спицы и шандоры	—
1. Спицы	—
2. Шандоры	98

Глава IV. Упорные балки и мосты.

§ 16. Схемы балочных мостов на плотинах	99
§ 17. Расчет основных элементов служебных мостиков	101
1. Расчет настила	—
2. Расчет прогона служебного мостика	—
3. Расчет упорных балок служебного мостика	107
4. Конструкция и расчет деталей служебных мостов	111
§ 18. Расчет и конструкция проезжих мостов	116
1. Расчет настила	—
2. Расчет поперечных балок	119
3. Расчет прогонов	—
4. Опорные реакции прогонов проезжего моста	123
5. Конструкция проезжих мостов	124
§ 19. Упорные балки с подкосами	125

Глава V. Флютбеты.

§ 20. Части флютбета, их назначение и размеры	131
1. Подземный контур флютбета	132
а) Обратные фильтры (132). — б) Вид и размеры подземного контура (133).	—
2. Толщина флютбета	136
3. Подземный контур перепадов и быстротоков	140
4. Условия пропуска воды над флютбетом	142
5. Условия производства работ	144
6. Порядок установления основных размеров флютбета	—
§ 21. Силы, действующие на флютбет	145
§ 22. Расчет свай флютбета плотины	146
1. Расчет свай, забитых в грунт со свободным верхним концом	147
2. Расчет свай, забитых в грунт с заделанным верхним концом	152
3. Эквивалентность свай по горизонтальной силе	153
а) Сваи разного диаметра (153) — б) Круглые сваи и шпунтовые линии (154). — в) Сваи со свободным и с заделанным верхним концами (155).	—
4. Порядок расчета свайного основания флютбета	157
5. Прогнбы свай	158
6. Примеры расчета свай флютбета	160
§ 23. Конструкция флютбета и расчет деталей	163
1. Сваи и насадки	—
2. Шпунтовые линии	166
3. Понурная и королевая колоды	167
4. Продольные брусья	—
5. Пола, прижимные и упорные брусья	172
§ 24. Флютбет с разрезным королем	175
§ 25. Флютбеты ряжевые и свайно-ряжевые; флютбеты повышенные	178
§ 26. Рисбермы	182
1. Обычные типы рисберм	183
2. Типы рисберм, ограничивающих размыв русла	186

Глава VI. Устои.

§ 27. Расположение и очертание ряжевых устоев	190
§ 28. Действующие силы	191
1. Полный и действующий веса ряжевого устоя	—
2. Давление грунта	197
§ 29. Расчет устойчивости	198
1. Проверка на опрокидывание	—
2. Проверка на скольжение	—
3. Проверка на перекашивание	199

§ 30. Расчет свай на вертикальную нагрузку	Стр. 200
1. Сопротивление нижнего конца свай (острия)	201
2. Сопротивление ствола свай	202
3. Эквивалентность свай по вертикальной нагрузке	203
а) Разные случаи эквивалентности свай (204). — б) Эквивалентность и центр тяжести опор свайного основания (207).	
§ 31. Расчет свайного основания под ряжевым устоем	207
1. Расчет по способу проф. Калиновича	208
2. Расчет по способу Якоби	209
3. Расчет по эквивалентности (сопротивляемости) опор на вертикальн. нагрузку	210
4. Прочность свай при расчете на вертикальную нагрузку	211
§ 32. Пример расчета ряжевого устоя на свайном основании	212
1. Действующие силы	213
2. Проверка на скольжение	214
3. Проверка на опрокидывание	215
4. Расчет свайного основания	215
а) Расчет по эквивалентности опор (215). — б) Расчет по способу Якоби (216). — в) Расчет по способу проф. Б. Ю. Калиновича (217)	
§ 33. Расчет ряжевого основания под устоем	218
1. Особенности расчета	219
2. Проверка напряжений в основании	221
§ 34. Пример расчета ряжевого устоя на ряжем. основании	223
§ 35. Конструкция ряжевых устоев	228
1. Стены	231
2. Шпунтовые простенки	235
3. Разные детали устоя	236
§ 36. Стоечно-обшивные устои	238
1. Общие замечания	240
2. Расчет и конструкция стенки	242
§ 37. Расчет свай, поддерживающих переднюю стенку устоя в понуре	243
1. Глубина забивки свай	245
2. Реакция на верхней анкерной опоре	246
3. Прочность свай	249
§ 38. Расчет стоек, поддерживающих скошенную стенку в понуре	250
1. Стойка	252
2. Нижняя опора стоек	
§ 39. Расчет свай, поддерживающих стенку устоя в водобое	
1. Сваи цельные	
2. Сваи наросшие	
а) Способ расчета (246). — в) Пример расчета (247)	
§ 40. Расчет анкерных свай и тяг	
1. Анкерные свай	
2. Анкерные тяги	
§ 41. Конструкция некоторых деталей устоя	

Глава VII. Контрфорсы и бычки.

§ 42. Расчет контрфорсов	257
§ 43. Конструкция контрфорсов и расчет деталей	259
1. Контрфорсы свайные	260
2. Контрфорсы стоечные	264
3. Детали контрфорсов	269
§ 44. Бычки	275
1. Ряжевые бычки	278
2. Стоечно-обшивные бычки	

Глава VIII. Дополнительные устройства и производство работ.

§ 45. Перепады и быстротоки	279
1. Конструкция перепадов	280
2. Конструкция быстротоков	285
§ 46. Воротовые подъемники	286
§ 47. Ледозащитные устройства	289
§ 48. Производство работ	291
1. Общие соображения	294
2. Перемычки	295
3. Водоотлив	296
4. Некоторые замечания	296
§ 49. Эксплуатация плотин	296
1. Пропуск воды	
2. Надзор и ремонт	

Глава IX. Примеры расчетов плотин

	Стр.
§ 50. Расчет контрфорсной плотины	297
1. Данные для составления проекта	—
2. Установление основных размеров плотины	—
а) Расчет отверстия (297). — б) Размеры подвального контура плотины (298). — в) Прочие основные размеры частей плотины (299).	—
3. Статические расчеты	299
а) Расчет промежуточной стойки (299). — б) Расчет щитов (299). — в) Расчет служебного мостика (299). — г) Расчет берегового контрфорса (301). — д) Расчет свай контрфорса (304).	—
4. Разные детали	305
а) Расстояние между контрфорсами (305). — б) Обшивка (306). — в) Прочие элементы (306).	—
§ 51. Расчет ряжевой плотины	306
1. Расчет свай флютбета	307
2. Расчет устоя	309
3. Расчет свайного основания под устоем	310
§ 52. Расчет стоечно-обшивной плотины	311
1. Основные размеры и данные	—
2. Расчет передней стенки в понуре	312
3. Расчет скошенной стенки в понуре	—
4. Расчет стенки в водобое	315
Заключение	318
Список главнейшей литературы	319
Перечень графиков и шкал	320

Редактор ниж. Я. М. Фридлянский.

Техн. редактор З. А. Старк.

Госстройиздат № 419. Индекс С-56-5-3. Тираж 5200. Сдано в набор 9/IV 1932 г. Подписано в печать 12/IV 1933 г. Формат бумаги 72 × 105. Колич. печ. л. 20¹/₄. Колич. бум. л. 10¹/₈. Колич. печ. зн. в бум. л. 124 352 6. Заказ № 1278. Ленгорлит № 7267. Выход в свет май 1933 г.

3-я тип. ОНТИ им. Бухарина. Ленинград, ул. Моисеенко, 10.