

с-434. ~~ОТД~~

624.1.62
К 172

Проф. Б. Ю. КАЛИНОВИЧ

~~Управление Речн. Путей
Общесоюз. Бюро
Тех. Библиотека
Инв. № 10~~

~~626.2
К-172~~

НАЧАЛА ТЕОРИИ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ ДЛЯ ВТУЗОВ

Утверждено Народным Комиссариатом
водного транспорта

~~инв. 434
626.2~~

103571

~~Управление Речн. Путей
Общесоюз. Бюро
Тех. Библиотека
Инв. № 10~~

БИБЛИОТЕКА
Народного Комиссариата
водного транспорта

~~Управление Речн. Путей
Общесоюз. Бюро
Тех. Библиотека
Инв. № 511~~

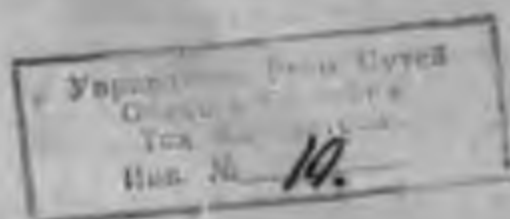


АННОТАЦИЯ

Труд проф. Б. Ю. Калиновича „Начала теории бетонных плотин“ излагает начала теории современных бетонных и железобетонных плотин, подробно иллюстрируя ее рядом расчетов и чертежей.

При составлении труда автор дал по некоторым вопросам свои методы решения задач и широко использовал последние достижения теории и практики в области гидротехнических сооружений на водных путях, тем самым увеличив практическую ценность работы, которая может быть предназначена не только для студентов гидротехнической специальности, но и для инженерно-технических работников, желающих повысить свою квалификацию.

Виз. 07.



ВВЕДЕНИЕ.

Современные бетонные* и железобетонные плотины, в зависимости от конструкции и технико-эксплуатационной их работы, могут быть подразделены на два основных класса:

1. Плотины без затворов.
2. Плотины с затворами, перекрывающими их пролеты.

Плотины первого рода, не имеющие пролетных затворов, в зависимости от способов пропуска через них речного потока, бывают двух типов:

а) плотины глухие, с пропуском воды через специальные водоспуски вне плотины или через отверстия в теле плотины;

б) плотины водосливные, с пропуском воды через гребень плотины.

Плотины второго рода с пролетными затворами могут быть подразделены в зависимости от высоты бетонной части на два типа:

а) плотины с высокими флютбетами, в которых подпор по высоте поддерживается и затвором и бетонной частью плотины;

б) плотины с низким флютбетом, в которых подпор по высоте поддерживается только затвором.

Рассматривая каждый тип бетонных и железобетонных плотин, можно высказать следующие общие для них положения.

Плотины глухие характеризуются:

1) с гидравлической точки зрения — пропуском расхода воды речного потока через специальные водоспуски вне тела плотины (рис. 1) или через отверстия в теле плотины (рис. 2);



Рис. 1.

2) со статическо-расчетной точки зрения глухие бетонные и железобетонные плотины могут быть подразделены на следующие:

* Под термином бетонные плотины следует понимать и каменные плотины.

а) гравитационные плотины, сопротивляющиеся нагрузке собственным весом как подпорные стенки;

б) гравитационно-арочные или полуарочные, оказывающие сопротивление нагрузке одновременно и как арка и как подпорная стена;



Рис. 2.

в) арочные плотины, работающие как система упругих арок, опирающихся на берега, (рис. 3);



Рис. 3.

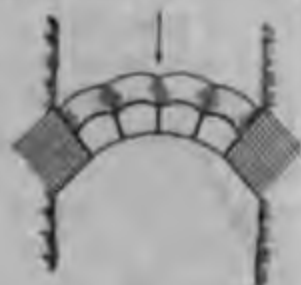
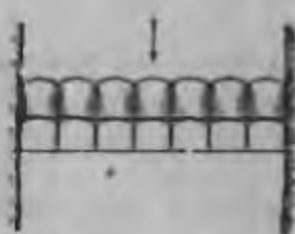


Рис. 4.

д) многоарочные плотины, представляющие собою ряд арок, передающих нагрузку на контрфорсы (рис. 4).

Водосливные плотины характеризуются:

1) с гидравлической точки зрения — пропуском воды через гребень плотины, в обыкновенных случаях как через водослив практического профиля, которому придается форма, исходя из соображений пропуска наибольшего расхода воды при том же пролете плотины (рис. 5);



Рис. 5.

2) со статическо-расчетной точки зрения — бетонные плотины могут рассматриваться подобно глухим как гравитационные, гравитационно-арочные и арочные, но их профили находятся в меньшей зависимости от статических условий расчета, нежели от гидравлических, требующих придания телу плотины формы, обеспечивающей безвакуумный и плавный слив воды с водослива.

Плотины с затворами характеризуются:

системой перекрывающих их пролеты затворов, преимущественно металлических, которые могут быть подразделены на: а) затворы щитовые на катках и колесах, б) затворы сегментные и секторные, в) затворы цилиндрические, г) затворы мостовые, д) затворы других систем.

Плотины с затворами, перекрывающими пролеты плотины с высоким флютбетом, представляют дальнейшее развитие водосливных плотин в отношении возможности при посредстве затворов регулировать как пропускаемый через плотину расход воды, так и высоту подпорного горизонта (рис. 6).



Рис. 6.

Плотины с затворами и низким флютбетом характеризуются:

а) с гидравлической точки зрения — как водосливы с широким порогом, затопленные или незатопленные, в зависимости от условий пропуска воды и положения нижнего бьефа;

б) со статическо-расчетной точки зрения — бетонная часть плотины представляет собою плиту, лежащую на грунте, которую в некоторых случаях при большой длине флюتبета следует рассматривать как балку, лежащую на упругом основании, а при малой длине можно рассчитывать как жесткую балку (рис. 7).



Рис. 7.

Обычное подразделение этого типа плотин с низким флютбетом основывается на их технико-эксплуатационной работе в отношении возможности пропуска через пролеты плотины судов. В этом случае плотины получают определение как судоходные и несудоходные.

1. Несудоходные плотины с низким флютбетом, квалифицируемые обычно как плотины с глубокими пролетами, не стеснены ни положением верха флюتبета по отношению к горизонтам реки, ни выбором системы затворов, перекрывающих их пролеты.

На несудоходных плотинах, для закрытия глубоких пролетов, применяются те же самые конструкции затворов, как и для плотин с высоким флютбетом, причем наиболее употребительными являются щитовые и мостовые затворы.

2. Судоходные плотины должны иметь флютбеты, заложенные от судоходных горизонтов на глубину, обеспечивающую движение судоходства

через пролеты плотины, причем затворы не должны стеснять габарита плавающих по данному водному пути судов.

Затворы судоходных плотин обычно конструируются складывающимися на дно и освобождающими при этом пролет плотины при судоходных горизонтах.

Трудность устройства и конструирования бетонных и железобетонных плотин определяется прежде всего двумя условиями, а именно — величиною напора и физическими свойствами грунта основания, на котором предполагено возведение плотины. С этой точки зрения существующие системы бетонных и железобетонных плотин можно подразделить на высоконапорные и низконапорные, считая при данном развитии гидротехнического строительства высоконапорными плотинами сооружения, поддерживающие напор в 10 м и более.

В большинстве случаев судоходные плотины относятся к низконапорным сооружениям, несудоходные — как глухие, водосливные с затворами и без затворов — относятся к типам сооружений, могущих поддерживать напор большой величины и классифицируемых поэтому как высоконапорные типы плотин.

В дальнейшем изложении в основу приняты бетонные и железобетонные высоконапорные плотины, применяемые для шлюзования рек в целях улучшения их судоходных условий в связи или без связи с использованием гидроэлектрической энергии.

ГЛАВА I.

ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ ОБ УСТРОЙСТВЕ БЕТОННЫХ ПЛОТИН.

Устройство и проектирование высоконапорных бетонных плотин представляет одну из труднейших задач гидротехнического строительства, разрешение которой при современных огромных размерах сооружений должно идти путем использования практического опыта, анализа экспериментальных исследований и углубления теоретического расчета.

Первые испанские плотины возводились без предварительного статического расчета и правильного учета действующих на сооружение сил, чем и объясняется значительность основных размеров испанских плотин, не соответствующих условиям их работы.

Начало конструирования современных образцов высоких плотин было дано французскими инженерами, когда в половине девятнадцатого века De-Sazilly* выдвинул требования, в которых для прочности и устойчивости сооружения необходимо, чтобы

- а) напряжения не превосходили допускаемых пределов,
- б) коэффициент устойчивости на скольжение был более заданной величины,

причем эти условия должны быть выполнены как при действии давления напорной воды, так и при отсутствии его.

De-Sazilly дал наиболее экономичный профиль плотины, исходя из положения, что при наполненном верхнем бьефе напряжения у низовой грани должны достигать предельных значений, а при опорожненном — тождественно у верховой грани плотины.

Соотношение между шириной плотины понизу b и высотой h для данного им профиля имеет величину $\frac{b}{h} = 1,04$ (рис. 8).

Усовершенствование этого профиля было сделано французским инженером Delocre'ом при проектировании плотины Furens, для водохранилища „St. Etienne“ (рис. 9).

Профиль плотины по Delocre'у, при той же прочности и устойчивости, дал около 30% экономии в кладке, по сравнению с профилем De-Sazilly.

Последующее строительство многочисленных плотин во Франции, Аме-

* Annales des Ponts et Chaussées 1853 г.

рике и Италии дало большой материал для развития мысли в конструировании высоких плотин.

Английский профессор Rankine,* при проектировании плотины у г. Бомбея в Индии, дал теоретический расчет нового профиля с гранями, очерченными логарифмическими кривыми (рис. 10).



Рис. 8.

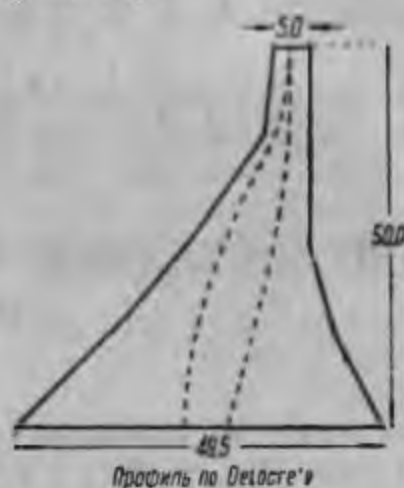


Рис. 9.

Наиболее важными из положений проф. Rankine'a являются следующие требования:

а) допускаемые нормальные напряжения на низовой грани при наполненном верхнем бьефе должны быть менее (принимают $\frac{3}{4} R$), чем на

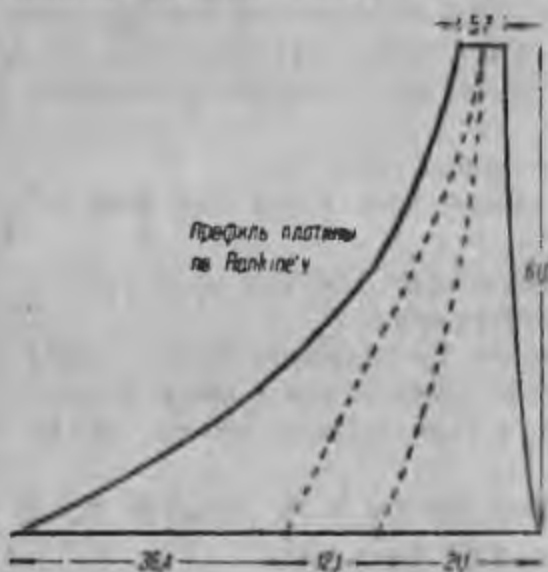


Рис. 10.

верховой грани при опорожненном верхнем бьефе, так как у низового ребра главные напряжения более расчетных напряжений по шву;

б) нормальные напряжения должны быть сжимающими (не должно быть растягивающих напряжений).

Можно упомянуть еще о профилях плотин, предложенных Krantz'ом,** Bouvier, Crugnola,*** Harlacher'ом и др., которые однако ничего нового не вносят.

Уже Bouvier, Rankine и др. обратили внимание на необходимость определения напряжений не только на площадки, лежащие в плоскости швов, но и на другие.

Guillemain,† а потом Hetier,†† Clavenad††† развили эту мысль в особый способ расчета прочности тела плотины, идея которого заклю-

* Prof. Rankine. Miscellaneous Scientific Papers 1881 г.

** Krantz. Etude sur les murs de reservoir.

*** Crugnola. Muri di Sostegno e Traverse dei Serbatoi d'Aqua. 1882.

† Guillemain. Rivières et Canaux*.

†† Annales des Ponts et Chaussées 1885 г.

††† .—.—.—.—.—1887 г.

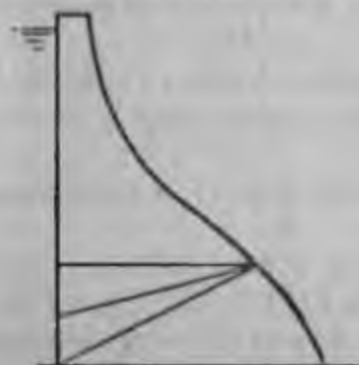
чалась в исчислении напряжений не только для горизонтальных швов, но и для ряда наклонных сечений плотины, почему этот метод можно назвать **способом косых сечений** (рис. 11). Этот метод расчета привел к уширению основания плотины по сравнению со старыми решениями той же задачи.

Maurice Levy * окончательно сделал анализ распределения напряжений в теле плотины и установил практические формулы для исчисления главных нормальных напряжений у низового ребра плотины.

Таким образом, в конце прошлого столетия были сформулированы основные условия прочности и устойчивости высоких плотин, определяющих теоретический профиль плотин.

Развитие строительства высоких плотин в С. Америке, большая практика их конструирования и многочисленные опытные данные их возведения позволили американцам встать на более простую точку зрения в отношении начертания профиля плотины и отказаться от сложных форм европейских плотин.

Американские инженеры ** предложили простейшую форму



Способ косых сечений

Рис. 11.

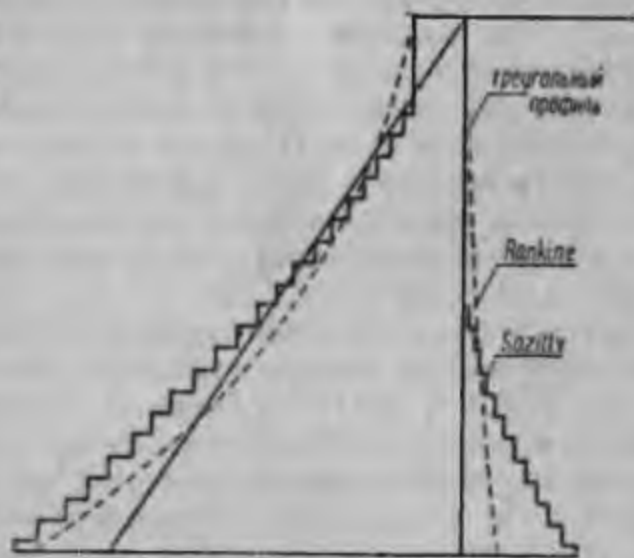


Рис. 12.

треугольного профиля плотины, основные размеры которого рассчитаны были бы из условий устойчивости и прочности.

Сравнение этой простой формы плотины с криволинейными профилями европейского строительства показывает, что треугольный профиль при столь простом очертании является в то же время и достаточно экономическим решением задачи, в подтверждение чего можно привести ряд наложенных профилей плотины, установленных для одних и тех же статических условий (рис. 12).

Данные по профилям разных авторов можно привести в виде таблицы, в которой указаны основные результаты статического расчета.

Из этого сравнения видно, что треугольный профиль при значительной высоте плотины является даже более экономичным.

* L'Académie des Sciences 1895 и 1898 г.

** E. Wegmann. The design and construction of dams. 1888 г.

Тип	Ширина поверху	Вес кладки	Наибольшее напряжение кг/см ²		10 м	15 м
			полный бьеф	порожний бьеф		
De-Sazilly	5,0	2,0	6,0	6,0	50,8	86,8
Delocre	5,0	2,0	6,0	5,0	56,3	91,9
Rankine	5,71	2,0	7,6	9,8	70,3	118,5
Krantz	5,0	2,3	5,8	6,0	55,7	94,2
Harlacher	4,0	2,2	6,7	5,7	44,4	79,9
Crugnola	4,75	2,3	7,7	8,3	51,3	87,8
△-ный профиль . .	5,0	2,33	11,5	12,1	51,8	92,7

Конструирование высоких плотин, исходя из треугольного профиля, нашло себе всеобщее применение и вошло в современную практику гидротехнического строительства. На принципах европейской и американской техники до девяностых годов прошлого столетия было построено до 30 плотин высотой более 15 м, из которых многие благополучно работают и до сего времени — более чем 60 лет.

Однако, при практическом осуществлении подобного рода сооружений имелись и многочисленные разрушения плотин, из коих некоторые приводим для примера:

а) в 1802 г. испанской плотины „Puentes“, высотой 47 м и шириною по основанию 44 м, построенной в 1785—91 г.

б) в 1872 и 1881 гг. алжирской плотины на р. Nabra, высотой около 35 м и шириною по основанию 27 м, постройки 1865—71 гг.;

в) в 1895 г. французской плотины „Bouzey“ на реке Avenir, высотой около 20 м и шириною по основанию около 11,5 м.

г) в 1899 г. плотины „Minneapolis“, построенной в 1893—94 гг., у водохранилища при гидроэлектрической установке;

д) в 1900 г. американской плотины „Austin“ на р. Колорадо (Техас), высотой около 20 м, постройки 1891—92 гг.

Разрушение плотины на р. Nabra произошло вследствие чрезмерного подъема подпорного горизонта по причине исключительного паводка, при котором вода переливалась через гребень плотины; при тех же обстоятельствах произошло разрушение этой плотины и в 1927 г.

Плотина „Austin“ (Техас) на р. Колорадо была разрушена во время паводка, причем часть плотины длиной 150 м была сначала слегка приподнята и вслед затем сдвинута вниз на 15 м. Главную причину катастрофы считается сдвиг плотины по слабому основанию, но этому сдвигу способствовало образование пустот в растворившемся постепенно известняке основания.

Разрушение плотины „Minneapolis“, длиной почти 160 м и высотой около 5,5 м, произошло от давления льда под влиянием температурного расширения, что вызвало отклонение плотины на 0,30 м, причем после отколки льда плотина вновь вернулась в первоначальное положение. Весною 1899 г. плотина была сдвинута вниз на протяжении около 50 м, повидимому, под действием напора воды при облегченном весе плотины,

Площадь профиля при высоте h

20 м	25 м	30 м	35 м	40 м	45 м	50 м
140,5	213,3	308,2	435,4	594,7	789,8	1027,0
144,5	215,1	307,3	428,7	579,3	767,6	995,3
177,0	249,1	337,6	446,0	579,7	742,7	943,5
146,3	216,8	312,1	439,0	618,1	838,1	1099,8
133,0	205,7	300,4	418,9	—	—	—
140,7	214,0	309,1	427,3	578,3	761,8	996,1
150,0	223,7	313,7	420,0	542,7	682,0	837,4

что было вызвано проникновением фильтрационной воды под основание плотины.

Разрушение плотины „Bouzey“, во Франции, произошло под действием давления фильтрационной воды снизу, которая проникла под преграждающую стенку по красному трещиноватому водопроницаемому песчанику, составлявшему основание сооружения, и облегчила вес плотины, вследствие чего последняя и была сдвинута напорным давлением воды.

Под влиянием разрушения высоких плотин вообще, повлекших значительное число жертв и убытков, возникла мысль о необходимости более тщательно учитывать внешние обстоятельства расчета высоких плотин, а именно гидравлические и грунтовые условия и внешние силы, приняв во внимание давление фильтрационной воды и льда.

Уже в 1888 г. I. B. Francis* полагал, что следует принимать распределение давления воды снизу по линейному закону, считая величину этого давления на верховом ребре основания равной высоте напорной воды.

Подобное же мнение было высказано и строителем плотины в Богезах Н. Fecht'ом, но более полное освещение этого вопроса было дано в 1889 г. М. Lickfeldt'ом,** по заключению которого напорное давление снизу следует принимать в каждом шве тела плотины.

Окончательную формулировку этого положения дал Maurice Levy,*** предложив новое условие, обеспечивающее прочность плотины, а именно: необходимо, чтобы сжимающее напряжение у верховой грани по горизонтальному шву было более интенсивности давления напорной воды у этого шва — положение, известное под названием правила М. Levy.

Почти в то же время, в 1895 г. в Америке практически были выдвинуты аналогичные идеи V. Buren,† предложившим профиль плотины высотой около 75 м и шириною понизу около 110 м, рассчитанный с учетом: а) давления фильтрационной воды снизу, равного полному напору воды у верхового ребра основания плотины и, кроме того, б) действия льда с усилием около 60 т на пог. метр гребня плотины.

* Francis. High Walls or dams-resist the pressure of Water. 1888.

** Zentralbl. d. Bauverw. 1889 и 1898 г.

*** L'Académie des Sciences 1895.

† „Notes on High Masonry dams“ Trans. Am. Soc. C. E. 1895.

Однако все эти требования встретили значительные возражения со стороны большинства американских инженеров, которые считали правильным полагать давление фильтрационной воды у верхнего ребра основания плотины равным лишь некоторой доле полного напора.

Несмотря на высказанные в литературе того времени мнения о необходимости расчета плотины на фильтрационное давление воды снизу по подошве фундамента, начатая постройкой в 1892 г. плотина „New Croton“ в штате Нью Йорк была рассчитана известным инженером А. Fteley без учета давления воды на подошву фундамента ввиду наличия хорошей

скалы; А. Fteley не принимал во внимание при расчете и давления льда. Плотина „New Croton“ была окончена в 1907 г., причем по сие время никаких дефектов на ней не наблюдалось. Между тем, если рассчитать плотину „New Croton“ по методу V. Buren, то при высоте ее около 90 м, ширине основания следовало бы придать размер около 120 м вместо принятой при постройке 63 м (рис. 13).

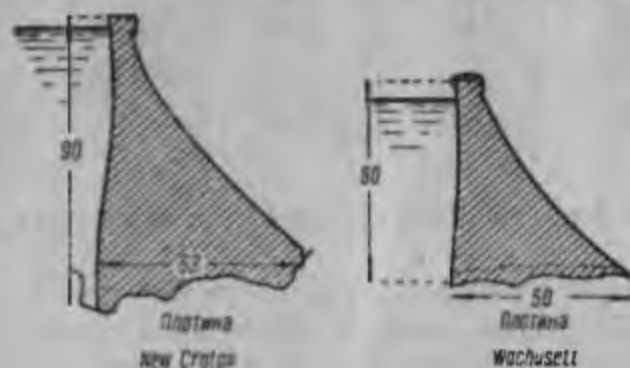


Рис. 13.

С другой стороны под влиянием обстоятельств разрушений плотин F. P. Stearns при установлении размеров плотины „Wachusett“ (в шт. Массачузетс), постройки 1900 и 1906 гг., принял распределение давления воды по всему основанию сооружения по треугольнику при наибольшей интенсивности его у верхней грани равной $\frac{2}{3}$ напора, а давление льда около 70 т/пог. м длины плотины. Плотина имела высоту около 60 м при ширине основания около 50 м и была построена на скалистом грунте. Применение таких тяжелых условий расчета было обосновано тем, что плотина поддерживала подпор в водохранилище, расположенном всего лишь на расстоянии менее одного километра от города Клинтона, почему необходимо было обеспечить устойчивость плотины при самых невыгодных условиях ее работы.

По такому же принципу в Америке были рассчитаны следующие высокие плотины, а именно плотина „Kensico“

в штате Нью Йорк, высотой около 75 м и шириною по основанию около 70 м (рис. 14), а также плотина „Olive Bridge“, высотой около 64 м и шириною по основанию около 55 м (рис. 15).

Последние плотины не находились уже в таком близком расстоянии от городов как плотина „Wachusett“, например нижележащий от плотины „Kensico“ город был удален почти на 5 км, а от плотины „Olive Bridge“ на 32 км.

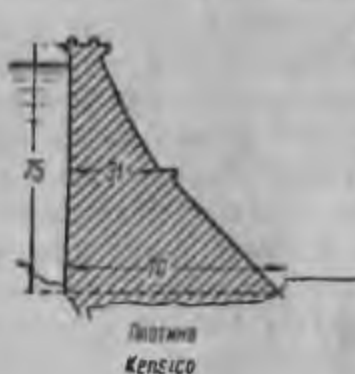


Рис. 14.

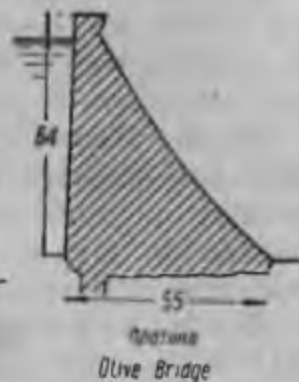


Рис. 15.

Построенные за последнее время американские плотины для водохранилищ г. Нью-Йорка, а именно плотина „Cross River“, постройки 1904—08 гг., высотой 47 м и шириною по основанию около 35 м, и плотина „Croton Falls“, постройки 1906—11 гг., высотой около 50 м и шириною понижу 39 м, были рассчитаны тоже на основании условий, установленных F. Stearns для плотины „Wachusett“, только давление льда для плотины „Cross R.“ было принято равным 35 т/пог. м, а для плотины „Croton Falls“ было исчислено, примерно, равным 45 т/пог. м. Последние плотины были построены в местности малонаселенной.

Положение о необходимости расчета высоконапорных плотин на давление фильтрационной воды и льда еще более укрепилось в американской инженерной практике после крушения в 1911 г. с большим числом жертв плотины „Austin“, Пенсильвания, высотой около 15 м. Эта плотина была построена (1909—10 гг.) на глинистом сланце, грунте несколько проницаемом, без устройства преграждающей стенки. Падение плотины Austin несомненно произошло под влиянием действия фильтрационной воды, облегчившей вес тела плотины и тем ослабившей сопротивление плотины сдвигу по основанию.*

Новейшие высоконапорные плотины С. Америки, как например, построенная в 1924 г. плотина „Los Angeles“ на S. Gabriel River, высотой около 150 м, рассчитывалась на давление фильтрационной воды с наибольшею интенсивностью у верхового ребра равной 0,5 высоты напора воды; две высокие плотины в Швейцарии, а именно „Barberine“, высотой 80 м, и „Waeggital“, высотой около 110 м, оконченные в 1925 г., были рассчитаны на фильтрационное давление распределенное по закону треугольника с наибольшею интенсивностью 0,8 напора воды.

Необходимость расчета плотин на давление снизу еще раз подтвердилась результатами обследования разрушений двух больших плотин, имевших место в самое последнее время, а именно в 1927 г. плотины „Набра“ в Алжире** (в третий раз со времени ее постройки в 1872 г.) и в 1928 г. плотины „San-Francis“ в Калифорнии.*** Последняя плотина, высотой 63 м, криволинейного очертания, шириною понижу около 51,5 м, построенная на грунте, включавшем в свой состав глинистые сланцы и гипсы, была полностью снесена, за исключением средней части. Одним из факторов, послуживших причиной разрушения рассматриваемых плотин, было и фильтрационное давление воды, проникавшей под основание плотины.

Необходимость большей обеспеченности прочности и устойчивости высоконапорных плотин привела к изданию инструкций для расчета и возведения плотин, из которых наибольшею известностью пользуется французская инструкция 1923 г. „Barrages de grande hauteur, resistant par leur propre poids“, устанавливавшая необходимость точной проверки прочности тела плотины по методу теории упругости (метод Pigeaud) и предлагавшая, на основании данных мировой практики, при некоторых местных условиях, производить расчет общей устойчивости плотины с учетом давления фильтрационной воды по подошве фундамента и давления льда.

* Failure of dam at Austin, Pa., Eng. News 1911.

** Le Génie Civil 1928 г. № 11 и 12.

*** Engineering N.-R. 1928 г. и Le Génie Civil 1928 г. № 15.

Практика СССР, основанная первоначально на образцах американской и шведской техники, приняла те же основные условия для расчета высоких плотин, — так одна плотина была рассчитана на фильтрационное давление с наибольшей интенсивностью 0,3 величины напора и давление льда 75 т/пог. м, другая плотина — на фильтрационное давление с интенсивностью 0,5 величины напора и давление льда 20 т/пог. м, причем тело плотины было проверено по методу теории упругости.*

Однако техника строительства высоконапорных плотин в СССР пошла еще дальше американской, так как в большинстве случаев грунтовые условия в СССР значительно труднее, чем в Америке, где высоконапорные сооружения построены преимущественно на скалистом грунте. Возведение плотин на глинистых грунтах и на песчаных грунтах требует особых изысканий — практических, экспериментальных и теоретических — для установления основных расчетных данных на предмет определения размеров плотин, удовлетворяющих условиям прочности и устойчивости.

Постепенное повышение величины напоров, увеличение высоты плотин, стремление достигнуть полной обеспеченности в прочности и устойчивости столь грандиозных сооружений, — влечет за собой возрастание потребной на устройство плотин бетонной кладки, в особенности при наличии слабых грунтов. Эти причины побудили мировую техническую мысль искать новых решений как для конструирования высоконапорных плотин на скалистом грунте, так и для проектирования такого рода плотин на сравнительно слабых грунтах, а именно по следующим направлениям.

Для скалистых, неразмываемых и мало деформируемых грунтов практика возведения высоконапорных плотин пошла по пути изменения работы гравитационной бетонной плотины приданием ей в плане формы арки. При таком очертании плотина начинает оказывать сопротивление гидростатической нагрузке не только собственным весом, как подпорная стенка, но и как горизонтальная арка, опирающаяся своими пятнами в берега преграждаемого русла, — решение вопроса, которое дает экономию в количестве необходимой бетонной кладки при известных условиях до 50 и даже более процентов.

Вместе с тем, с увеличением арочности, устойчивость и прочность плотины все меньше будут зависеть от величины давления фильтрационной воды, а также до некоторой степени и от давления льда.

Первые плотины такого вида, построенные преимущественно для ирригационных целей, были уже возведены в девяностых годах прошлого столетия, но большое распространение они получили лишь в послевоенное время, когда экономия материала стала вопросом первостепенной важности, причем только в США возведено более шестидесяти образцов такого рода плотин, а в Австралии и в Европе более двадцати плотин.

Кроме того вопрос о сбережении материала при устройстве высоконапорных плотин на скалистых грунтах может быть разрешен переходом к типам плотин из каменной наброски с непроницаемым экраном, смешанным типам и типам земляных плотин.

Для мягких грунтов, размываемых и деформируемых, возведение

* Дубяга. Расчет плотин по методу Pigeaud.

Галеркин. К исследованию напряжений в плотинах и подпорных стенах трапециевидального профиля.

бетонных плотин при высоких напорах представляет очень большие трудности в отношении придания плотине таких общих размеров, которые обеспечивали бы устойчивость сооружения на скольжение по грунту, и развития такого подземного контура, который устранял бы возможность опасной для устойчивости плотины фильтрации. Эти условия заставляют стремиться с одной стороны к наибольшему увеличению веса сооружения, и с другой — к максимальному уширению его по линии соприкосновения с грунтом. Отсюда с несомненностью вытекает, что при такого рода заданиях материал тела плотины должен быть очень дешевым и в неограниченном количестве, и что этим обстоятельствам в наибольшей степени удовлетворяют земляные типы плотин, быстрота и дешевизна возведения которых в полной мере обеспечивается современными видами механизации земляных работ. *

Значительным препятствием к правильному проектированию и возведению земляных плотин в настоящее время является недостаток научных знаний в области теории механики грунтов в связи с гидравликою напорных вод. В силу этих обстоятельств техника возведения земляных плотин развивается медленно, следуя преимущественно опыту уже построенных сооружений и опираясь в своем эволюционном движении на экспериментальные данные лабораторных исследований. Однако, последнее десятилетие сделало и в теоретическом отношении изучения грунтов и их механических свойств большие успехи, и в настоящее время многие научно-исследовательские институты и отдельные ученые, в особенности в СССР, заняты разрешением сложнейшей проблемы механики грунтов и имеются несомненные данные для ее успешного разрешения.

Таким образом, если проследить общую картину эволюции гидротехнического строительства высоконапорных плотин, то увидим, что практика возведения плотин, начатая с земляных типов сооружений, возвращается вновь к осуществлению их, но в более грандиозном виде, для значительно больших напоров, при механических способах их постройки в кратчайший срок.

Необходимо обратить внимание, что высоконапорные плотины в прошлом создавались и конструировались преимущественно в интересах водоснабжения и ирригации, в настоящее же время назначение высоконапорных сооружений в большинстве случаев обусловливается необходимостью получения гидроэлектрической энергии в связи с улучшением судоходства.

* Не исключаются, конечно, и особые типы плотин, как железобетонных с заполнением их водою, грунтом и т. д.

ГЛАВА II.

ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ПЛОТИН.*

Техника строительного дела различает в основе три класса грунтов, физические свойства которых устанавливают различные условия для возведения инженерных сооружений, относя к первому классу — скалистые грунты, ко второму — грунты типа глин и к третьему — типа песков.

Эти виды грунтов, в зависимости от прочности, могут быть в общих чертах характеризованы следующим:

а) скалистый грунт, как твердое тело, обладает прочностью на сжатие, растяжение и сдвиг;

б) глинистый грунт обладает теми же свойствами, степень которых зависит преимущественно от влияния воды, содержащейся в порах глин;

в) песчаный грунт обладает прочностью на сжатие, но не имеет сопротивления на растяжение и оказывает препятствие сдвигу лишь трением частиц, а не сцеплением, причем вода в свойствах песка играет второстепенную роль.

Рассмотрим некоторые свойства этих грунтов:

1. Скалистые грунты.

Техническое состояние горного массива в целом не всегда соответствует прочности, устойчивости, водопроницаемости и другим техническим свойствам слагающих его горных пород, и может быть резко от них отличным, так например, прочность горного массива следует считать, приблизительно, около $\frac{1}{3}$ и даже $\frac{1}{4}$ от прочности отдельных частей горной породы, составляющей массив.

Дислокация горных пород — сбросы, сдвиги, складки, толщина и наклонение пластов, трещины от разнообразных причин и другие физические явления в значительной степени изменяют свойства горных пород как скалистых оснований для инженерных сооружений. Ввиду этого, суждение о прочности скалистых оснований нельзя устанавливать на

* Эта глава не имеет в виду дать геологические сведения о грунтах, а лишь строительные свойства грунтов.

основании данных, характеризующих горную породу в отдельных ее кусках, и эти сведения могут быть только ориентировочными при установлении строительных свойств скалистых грунтов.

Исследование механических свойств горных пород показывает, что их деформации при сжатии и растяжении не следуют закону Гука, но модуль их упругости зависит от величины напряжений σ , так например, для гранита закон относительного сжатия ϵ может быть выражен формулой *

$$\epsilon = \frac{\sigma^{1.4}}{300\,000}.$$

Прочность горных пород на сжатие, растяжение и сдвиг можно характеризовать следующей таблицей примерных величин временных сопротивлений:

Таблица 2

№ п/п	Название горной породы	Удельный вес	Временное сопротивление кг/см ²			
			сжатие	растяж.	сдвиг	
1	Граниты	2,5—3,0	900—2600	40—55	100—240	1) Сопротивление сжатию R
2	Порфиры	2,3—2,6	1000—2500	—	—	2) То же растяжению $R_s \cong \frac{1}{26} R$
3	Гнейсы	2,4—2,7	600—2600	40—50	60—210	3) то же сдвигу $R_s \cong \frac{1}{13} R$
4	Известняки плотн.	2,4—2,8	600—1800	18—30	50—200	
5	Глинистые сланцы	—	300—400	—	—	
6	Песчаники	2,2—2,5	300—1900	20—50	14—215	
7	Конгломераты . .	—	230—1000	—	45—130	

Для характеристики горного массива в целом (т. е. с учетом подверженности к трещинам, выветриванию и тектоническим нарушениям расположения пластов горной породы, насыщенности водою и других факторов, влияющих на прочность породы), могут служить коэффициенты упругого оседания горных массивов K , выраженные в кг/см³ и полученные из отдельных практических определений при разработке горных массивов (табл. 3).

Водопропускная способность скалистых пород зависит главным образом от трещиноватости их, причем водоносные пути по трещинам в плотных породах представляют то открытые расселины, то мельчайшие волосные трещины.

БИБЛИОТЕКА

* См. Z. d. V. d. I. 1897. Вась.

В изверженных породах трещины, генетическая природа коих зависит от многих факторов, разнообразны по расположению, направлению и величине.

Таблица 3

№ п/п	Название горной породы	K кг/см ²
1	Граниты	500—800
2	Порфиры	600—800
3	Гнейсы	350—500
4	Известняки плотные	40—65
5	Глинистые сланцы	20—60
6	Песчаники	80—250
7	Конгломераты	10—50
8	Туфы	12—30

В породах слоистых и осадочных в известняках, доломитах, кристаллических сланцах и песчаниках — трещины, образовавшиеся до дислокации пластов, располагаются перпендикулярно наслоению, а трещины, происшедшие после дислокации пластов, имеют преимущественно вертикальное положение.

Кроме того, водоносность непроницаемых слоистых пород приурочена к пластовым трещинам.

Скорость движения воды в крупнотрещиноватых породах подчиняется ближе закону Шези, нежели закону Дарси, и может достигать весьма больших величин, так в естественных условиях скорость движения воды в трещиноватых известняках в окрестностях Ленинграда достигает в некоторых местах от 20 до 25 м/час. Во всяком случае общая водопропускная способность скалистых оснований зависит от величины, расположения и взаимной связи между собою отдельных трещин, составляющих при непроницаемых породах водопроводную сеть для напорной и грунтовой воды.

Наилучшею мерою для достижения непроницаемости скалистых оснований является их уплотнение при помощи цементации.

Примерами устройства плотин на скалистых трещиноватых грунтах могут служить американские плотины, как плотина San Mateo в Калифорнии, постройки 1887—88 г. высотой 48,6 м, плотина Elephant Butte в Новой Мексике, постройки 1906 г. высотой до 95 м и др. плотины.

2. Глинистые грунты.

Глины, являясь продуктом химического распада основных пород, состоят из смесей чешуйчатообразных частиц с наибольшим размером менее 0,005 мм и содержат небольшой процент коллоидальных частиц.

Физические свойства глины определяются с одной стороны природою грунтового скелета (частиц грунта) и с другой стороны грунтовой водою,

заполняющей частью или полностью пустоты между частицами грунта, причем в зависимости от влажности, т. е. от количества воды, заключающейся в грунтовой массе, глина может иметь три состояния, а именно текучее, пластичное и твердое.

Измерителем влажности w , при полном заполнении водой всех промежутков между частицами грунта, что имеет место безусловно при затопленном основании, может служить величина коэффициента порозности e грунта, равная

$$e = \frac{v_1}{v}$$

т. е. величина соотношения между объемом пустот v_1 и объемом v , занятым частицами грунта.*

Совершенно ясно, что при сжатии слоя глины, в условиях невозможности расширения грунта в стороны, объем пустот и возможная наибольшая влажность уменьшаются, причем каждой величине давления на поверхности слоя глины p будет соответствовать определенная величина порозности e^{**} и влажности w , т. е.

$$e \sim w = F(p).$$

Графическое изображение этой функции, например, для девонских глин р. Свири представляется в виде логарифмической кривой (рис. 16), которую при небольших изменениях напряжений можно заменить прямой с уравнением (рис. 16а)

$$e = b - ap,$$

где b — отрезок по оси ординат,

a — тангенс угла наклона прямой к оси абсцисс, причем

a — есть коэффициент уплотнения грунта, величина обратная модулю Юнга.***

Принимая во внимание, что для выхода капиллярной воды из мельчайших пор глины необходим достаточный промежуток времени, можно

* При коэффициенте порозности e относительная влажность в проценте от веса твердого вещества равна

$$w = \frac{\gamma_0 v_1}{\gamma v_s} = \frac{\gamma_0}{\gamma} e,$$

где γ — вес единицы объема твердого вещества в грунте, имеет почти постоянную величину 2,5—2,8 т/м³,

γ_0 — вес единицы объема воды.

** Частицы грунта и воду можно полагать несжимаемыми.

*** 1. Модуль Юнга равен $E = \frac{p}{\left(\frac{\Delta h}{h}\right)} \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$, где h толщина слоя грунта и

$\Delta h = y$ оседание грунта,

2. Коэффициент уплотнения

$$a = \frac{1}{E},$$

3. Коэффициент оседания грунта

$$K = \frac{p}{y} = \frac{E}{h}.$$

объяснить, почему деформация глины или ее оседание при сжатии, под действием постоянной нагрузки, происходит не сразу, а постепенно в течение продолжительного времени.

Зависимость величины оседания глины от напряжений можно найти опытным путем в котловане или особой шахте при помощи плиты,* нагружаемой постепенно (с некоторыми небольшими интервалами по времени) до предельного напряжения на грунт, при котором происходит выпирание грунта из-под плиты (рис. 17).

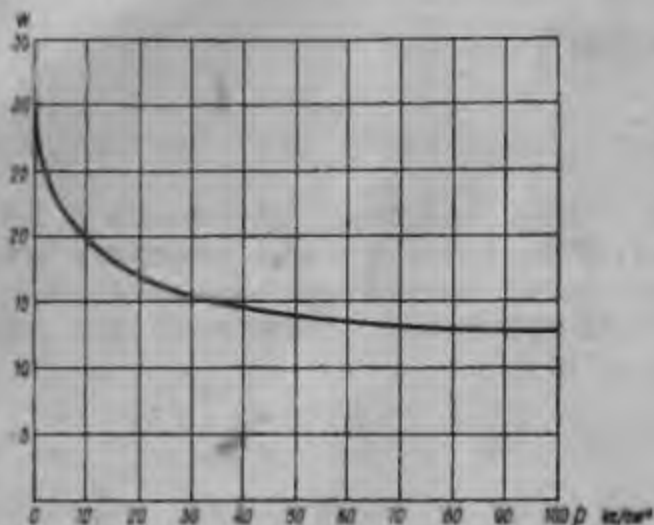


Рис. 16.

Диаграмма зависимости оседания грунта u от давлений p , непрерывно возрастающих до момента выпирания грунта, может служить** для уста-

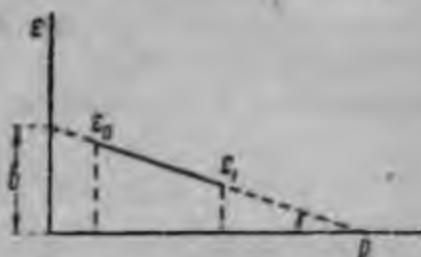


Рис. 16а.

новления напряжений p_0 , соответствующих временному сопротивлению грунта и определяемых перегибом кривой*** зависимости p и u .

Однако, на основании такой кривой нельзя иметь суждения для промежуточных решений вопроса об оседании грунта, т. е. не следует полагать, что, например, при интенсивности давления p на грунт сооружения осадка его будет u , так как u не есть конечное оседание, соот-

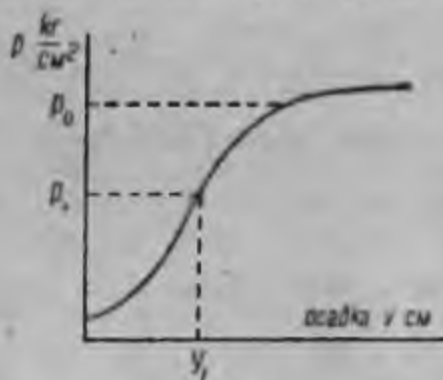


Рис. 17.

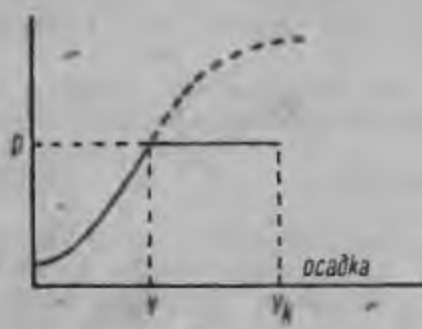


Рис. 18.

ветствующее напряжению p . Действительно, для получения окончательного оседания грунта необходимо, чтобы давление, интенсивностью p , дей-

* Размер площади плиты по германским данным принимается 900 см², на Свирьстрое принят 1400 см² — по американской практике.

** Необходимо, однако, обратить внимание, что при связном грунте (глина) величина осадки изменяется с изменением размера опытных плит, почему данные с малыми плитами не дают полного представления об осадке сооружения.

*** Хотя перегиб кривой иногда отчетливо и не наблюдается.

ствовало некоторый, иногда значительный, промежуток времени, в течение которого оседание грунта, возрастая, дошло бы до его конечной величины y_k * при той же нагрузке p (рис. 18).

Величина добавочного оседания грунта $\Delta y = y_k - y$ и интенсивность его возрастания будут тем больше, чем значительнее по величине напряжения грунта p , для которого определяется конечное оседание.

Опыт показывает, что глина еще при напряжениях p_1 меньших величины временного сопротивления p_0 может давать добавочные оседания Δy во времени непрекращающиеся, т. е. грунт приходит в состояние текучести.

Величина примерного соотношения между нагрузкой начала текучести грунта и временным его сопротивлением для глин получается около

$$\frac{p_1}{p_0} = 0,6 + 0,7.$$

а) Величина допускаемого напряжения на грунт основания сооружения, обеспечивающая его прочность ** и ограниченность оседания, должна быть ниже предела текучести грунта, т. е.

$$R \leq p_1 \text{ и примерно } R \cong 0,8 p_1.$$

Обычные нормы для глинистых грунтов дают допускаемые напряжения в пределах от 1 до 3 кг/см² на глубине около 2 м от поверхности грунта, с последующим увеличением этих норм при глубине погружения основания h по формуле

$$R_h \cong R + 0,15 (h - 2).$$

Однако, задаваясь для данного грунта допускаемым напряжением R , и имея расчетное напряжение на грунт от возведения сооружения, очень желательно знать величину осадки, которую получит построенное сооружение через известный промежуток времени.

Проф. Н. М. Герсеванов дает вывод и формулу теоретического определения осадки *** сооружения через промежуток времени t от постройки его, а именно

$$y = \frac{ah(\sigma_1 - \sigma_0)}{1 + \varepsilon_0} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{1}{2^t} \right],$$

где y — осадка сооружения через время t в годах,

a — коэффициент уплотнения, получаемый из опытной диаграммы (рис. 19) и равный в данных пределах

$$a = - \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_1}{p_0 - p_1}$$

σ_1 — нагрузка грунта в кг/см² от сооружения,

σ_0 — нагрузка грунта кг/см² до постройки сооружения,

ε_0 — порозность грунта в естественном состоянии,

ε_1 — то же при наличии сооружения,

* Полное оседание глины происходит через несколько лет, поэтому конечное оседание при опыте надлежит понимать условно, когда величина его возрастания относительно мала.

** Прочность определяется условием обеспеченности грунта от выпирания из-под сооружения.

*** При $p = \text{const.}$

а величина ζ определяется из равенства

$$\zeta = 2,5 \frac{k(1 + \varepsilon_0 + a\varepsilon_0)}{ah^2},$$

где k — коэффициент фильтрации см/год,

h — толщина слоя глины в см.

Полная осадка, к которой стремится сооружение через время $t = \infty$, получается равной

$$\lim y = \frac{ah(\sigma_1 - \sigma_0)}{1 + \varepsilon_0}$$

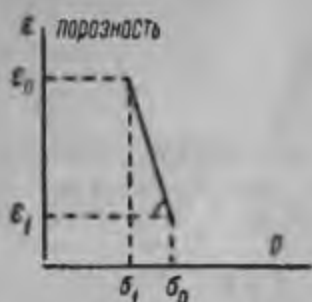


Рис. 19.

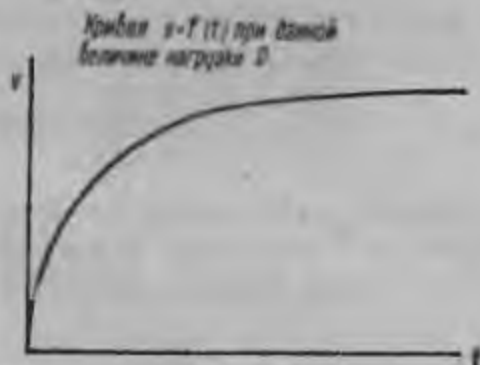


Рис. 20.

Изменение осадки с течением времени можно представить в виде кривой $y = f(t)$ зависимости осадки y от времени t при данной величине нагрузки p (рис. 20).

б) Коэффициент оседания грунта K_1 кг/см³, выражающий величину нагрузки на квадратную единицу грунта при оседании равном единице

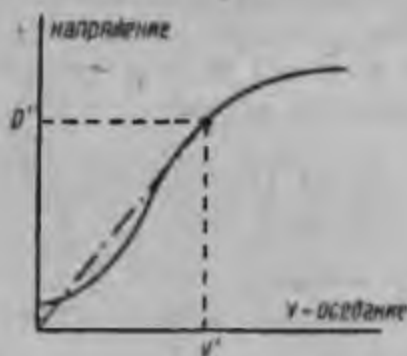


Рис. 21.

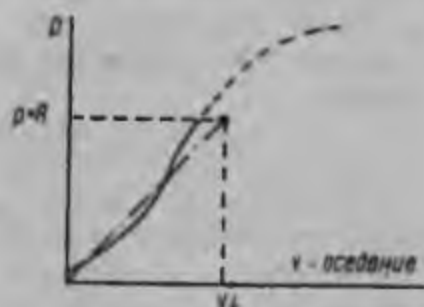


Рис. 22.

измерения, может быть получен из кривой зависимости осадки y от давления p , как среднее соотношение (рис. 21)

$$K_1 = \frac{p'}{y'} \cong \frac{p}{y}$$

при p меньше p' — условного предела упругости грунта.

Например, коэффициент оседания для плотных глин реки Свири получается около $K_1 = 2$ кг/см³. Однако, так получаемый коэффициент оседания K_1 соответствует условию непрерывной нагрузки (с малыми выдержками) до предела разрушения глины; в действительности же

коэффициент K для расчетов надо иметь в пределах, при которых нагрузка не превосходит прочного сопротивления R , и при условии, что грунт получает конечное оседание y_k , соответствующее прочному сопротивлению R (рис. 22).

Коэффициент оседания грунта K расчетный может быть определен из соотношения

$$K = \frac{R}{y_k},$$

где y_k — конечное оседание при нагрузке p равной прочному сопротивлению R .

Коэффициент K получится несколько менее, чем K_1 , и с некоторым запасом можно полагать $K \cong 0,9 K_1$.

Величина коэффициента K для глинистых грунтов обычно дается в пределах

- а) глина пластичная (влажность $w > 25\%$) . . до 1 кг/см²
- б) глина плотная влажная ($w = 15-25\%$) . . . 1—5 .
- в) глина плотная сухая 5—10 .

Необходимо однако обратить внимание, что по вскрытии котлована и при оставлении его основания временно без нагрузки часто наблюдается подъем глинистого грунта, каковое явление иногда уменьшает величину коэффициента оседания K в несколько раз.

в) Коэффициент сопротивления сдвигу глин (срезывание) f_1 может быть определен на основании опытных данных строительства на р. Свири, в среднем, по эмпирической формуле

$$f_1 = \frac{c}{p} + f,$$

где c — сила сцепления глины 0,10—0,40 кг/см²,

f — коэффициент чистого трения 0,15—0,25,

причем большие величины относятся к плотным глинам с влажностью до 25%.

Коэффициент сопротивления сдвигу по Terzaghi для глины 0,25—0,40.

г) Водопроницаемость глины, поры которой дают систему капиллярных трубок, связанных между собою в одну общую сеть, характеризуется коэффициентом фильтрации * k , определяющим по Darcy и скорость и расход грунтового потока

$$v = ki$$

$$q = ki\omega,$$

где k — коэффициент фильтрации,

i — пьезометрический уклон $\left(\frac{h}{l}\right)$

ω — площадь поперечного сечения грунта,

v — скорость фильтрации, отнесенная к сечению ω ,

q — расход воды.

* Коэффициент фильтрации есть средняя скорость потока, отнесенная к сечению грунта, при i равном 1.

Коэффициент фильтрации по данным Terzaghi может быть для глин выражен формулой

$$k = \frac{c}{\eta_0} \cdot \frac{\eta_0}{\eta_t} \cdot \frac{(e - 0,15)^{1,1} (1 + e)}{(e - 0,15)^2 + \frac{c}{d^2}} d^3,$$

где c — коэффициент от $800 \eta_0$ до $460 \eta_0$ в зависимости от формы частиц грунта и их однородности,

η_0 — коэффициент вязкости воды при 10°C ,

η_t — то же при температуре t ,

e — пористость, равная отношению объема пор к объему твердого грунта,

d — действующая величина частиц грунта, по Hazen'у размер такой частицы, меньше которой в данном грунте содержится 10% по весу.

k — коэффициент фильтрации.

3. Песчаные грунты.

Песчаные грунты в значительной степени отличаются по своим свойствам от глинистых грунтов, так как для песчаных грунтов характерным является, что

а) пористость их e не превосходит 50% максимум, в то время как для глины может достигать большего значения;

б) объем песчаного грунта не уменьшается при высыхании, для глины замечается обратное явление;

в) чистый песок обладает свойством сыпучести (лишен связности), в то время как глина обладает связностью;

г) песчаный грунт не пластичен, глинистые грунты пластичны;

д) песчаный грунт сжимается при нагрузке немедленно и значительно менее по величине, нежели глина;

е) частицы песчаного грунта округлены или угловаты и жестки, частицы глины эластичны и плоски.

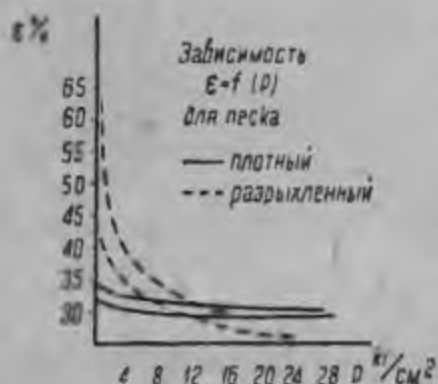


Рис. 23.

Из перечисленных обстоятельств следует, что основным физическим свойством песка является жесткость и сыпучесть грунтового скелета, быстро деформирующегося при нагрузке вследствие малого влияния капиллярной воды, содержащейся в песчаном грунте, в то время как основным свойством глины является эластичность и связность грунтового скелета, медленно деформирующегося при нагрузке вследствие большого влияния капиллярной воды, содержащейся в глинистом грунте.

Зависимость между пористостью песка e и давлением $p \text{ кг/см}^2$ на его поверхность можно представить в виде кривых для случая песка плотного и песка разрыхленного, причем деформация для каждой нагрузки достигает конечной величины в короткий промежуток времени * и не зависит от того, погружен ли песок в воду или нет (рис. 23 и 24).

* Для песка в опытах до часу, для глины до 24 час. и более.

Оседание песчаного грунта под действием внешней нагрузки на поверхность его имеет вид почти прямой линии до предела временного его сопротивления (рис. 25), когда начинается выпирание его из-под опытной плиты, заложенной в котловане или особой шахте. Получаемые данные пробной нагрузки для песчаных грунтов можно считать более действительными в применении их к сооружению, так как по опытам Terzaghi оседания в пределах пропорциональности для сыпучих грунтов не зависят от площади плиты.

Предел пропорциональности p_1 для рыхлого песка лежит примерно на $1/3 - 1/2$, а для плотного песка около $1/2 - 3/4$ от временного сопротивления его p_0 .

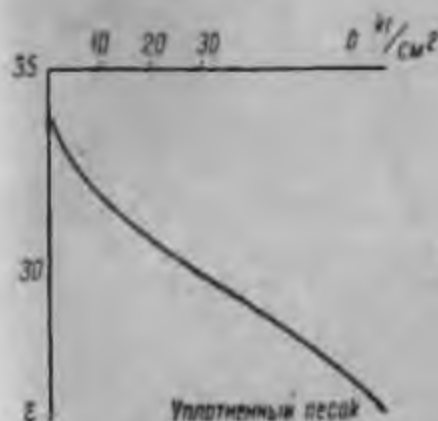


Рис. 24.

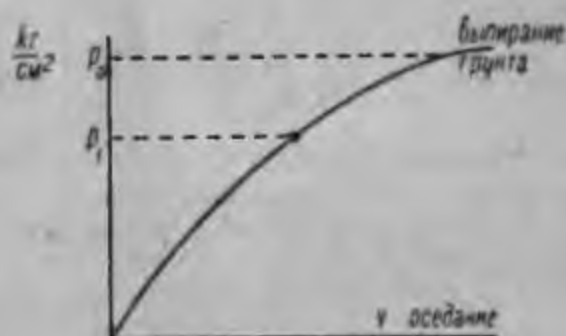


Рис. 25.

Допускаемое напряжение на песчаный грунт можно принять приблизительно равным

$$R = 0,8 p_1.$$

Обычная величина допускаемого напряжения на чистый песок средней крупности принимается 2—4 кг/см², а для очень плотного 4—6 кг/см². Коэффициент оседания K для чистого песчаного грунта может быть принят 3—5 кг/см³.

Водопроницаемость песка характеризуется коэффициентом фильтрации k , определяющим по Дарси и скорость и расход грунтового потока

$$v = ki \quad \text{и} \quad q = ki \omega,$$

где v — скорость фильтрации,
 ω — площадь сечения грунта,
 q — расход воды,
 k — коэффициент фильтрации,

величина которого дается рядом формул, как А. Hazen'a, Slichter'a, Крюгера, Козени, Смрекера, Кребера и др.

Для практических целей для определения величины k можно пользоваться формулой А. Hazen'a, по которой

$$k = cd_e^3 \tau,$$

где c — коэффициент для песка в зависимости от примесей от 1000 до 700 и ниже,

d_e — действующая величина зерна в мм, *

$\tau = 0,7 + 0,03 t$,

t — температура по С,

причем формула применяется для песков, имеющих $d_e = 0,1 \div 3$ мм. Данные по Hazen'у для песков при $d > 3$ мм можно представить таблицей скоростей фильтрации м/сутки

Таблица 4

d_e мм \ t	0,0005	0,001	0,002	0,006	0,01	0,02	0,03	0,05	0,1
3	3,5	7	14	40	67	125	183	280	500
5	10	21	40	113	175	300	400	560	980
10	30	58	110	275	385	580	750	1060	1550
20	80	145	275	620	830	1800	—	—	—
30	150	275	480	930	1220	—	—	—	—
40	250	450	710	1240	—	—	—	—	—

Однако, формула Hazen'a не связана с порозностью грунта, каковая является основным фактором, устанавливающим физические свойства грунтов, почему приводим еще формулу Slichter'a для коэффициента фильтрации k , а именно

$$k = abd_e^2 \tau$$

где d_e для формулы Slichter'a от 0,01 до 5 мм,

a — числовой коэффициент ~ 5000 ,

τ — поправка на температуру, $\tau = 1 + 0,0337 t$,

b — коэффициент, зависящий от порозности e^{**} и определяемый по таблице:

Таблица 5

$e^{0/0}$	b	$e^{0/0}$	b
35	0,01187	53	0,03808
37	0,01350	64	0,04524
41	0,01694	69	0,05839
45	0,02122	75	0,06467
49	0,02601	82	0,07295
54	0,03163	89	0,08455

Для крупнозернистых песков, начиная уже примерно с $d = 3 \div 5$ мм, закон фильтрации воды Дарси является мало применимым, так как зависимость между скоростью и уклоном перестает быть линейной.

Для крупных материалов можно привести формулу Смрекера, представляющуюся в виде

$$u = \left(\frac{2g\lambda}{m} \right)^{2/3}$$

* d_e — размер зерна, меньше которого в данном грунте содержится 10% частиц по весу.

** Порозность по Terzaghi определяем, как отношение объема пор к объему грунтового скелета.

где u — скорость воды в порах грунта,
 g — ускорение силы тяжести,
 m — коэффициент, зависящий от пористости грунта,
и формулу Форхеймейра

$$i = \alpha v + \beta v^2 + \gamma v^3,$$

имеющую цифровые значения для гравелистых грунтов

$$\text{от } i = 0,82v + 10,7v^2$$

$$\text{до } i = 1,77v + 31,8v^2,$$

в зависимости от состава грунта.

4. Разные грунты.

Основные типы строительных грунтов, а именно глина и песок, редко встречаются в чистом виде, и большую часть представляют собою смешанные песчано-глинистые грунты; кроме того, песчаные грунты, отличаясь друг от друга крупностью частиц, переходят в виды грунтов, известных под названием гравия и гальки. В настоящее время общепринятой классификации грунтов по механическому составу не существует, так как еще не решен вопрос, что надо считать глинистой субстанцией. Некоторые авторы относят к собственно глинистым частицам все частицы, имеющие размеры меньше 0,01 мм, другие же принимают за глину частицы диаметром меньше 0,005 мм.*

Наиболее распространенная практическая классификация грунтовых частиц по их размерам приведена в следующей таблице:

меньше	0,01 мм		глина (ид)
	0,01—0,05		песчаная пыль
	0,05—0,25		мелкий песок
	0,25—0,5		средний
	0,50—1,0		крупный песок
	1,0—2,0		мелкий гравий
	2—5		средний гравий
	5—10		крупный
	1—2 см		мелкая галька
	2—5		средняя
	5—10		крупная

Встречающиеся в природе породы представляют собою обыкновенно смесь всех этих частиц в той или иной пропорции.

Так как наибольшее влияние на физические свойства грунтов оказывают глинистые частицы, то по их содержанию в породе и произведена практическая разбивка всех песчано-глинистых грунтов на отдельные грунты.

* Форма частиц чешуйчатообразная, песка — угловатая или округленная.

	Частицы диаметром до 0,01 мм в %	> 0,01 мм в %
1. Песок	0—5	100—95
2. Супесь (песок слабо глинистый или слабо заиленный)	5—15	95—85
3. Легкий суглинок (песок глинистый или заиленный)	15—25	85—75
4. Средний суглинок (песок сильно глинистый или сильно заиленный)	25—35	75—65
5. Тяжелый суглинок (глина сильно песчаная или ил сильно песчаный)	35—50	65—50
6. Глина песчаная (или ил песчаный)	50—70	50—30
7. Глина жирная (или жирный ил)	70	30

Для каждой из основных групп песчаные породы в свою очередь подразделяются на крупнозернистые, среднезернистые и мелкозернистые по выше указанной классификации.

Для наносных речных грунтов с частицами меньше 0,01 мм можно дать название ила.

ГЛАВА III.

ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД ПОД ПЛОТИНАМИ.

Многочисленные теоретические исследования движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями, большое число лабораторных опытов и практическое выполнение плотин не дали до сего времени правильного и исчерпывающего решения о движении грунтовых вод под плотинами.

Работы Parker'a, Forheimer'a, Жуковского, Wolff'a и особенно Н. Н. Павловского* установили, что движение напорных грунтовых вод под гидротехническими сооружениями следует рассматривать, как гидромеханическую задачу и решать ее, исходя из основных дифференциальных уравнений математической физики.

В настоящее время считают, что движение грунтовых вод совершается с потенциалом скоростей, подчиняясь уравнению Лапласа

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0,$$

которое относится к эллиптическому типу упомянутых выше уравнений.

Для определения основных обстоятельств движения грунтового потока является достаточным решить это уравнение для заданных пограничных условий на контуре, ограничивающем поток.

Вопрос, таким образом, сводится к изысканию способов наиболее изящного математического решения уравнения Лапласа, в применении к любому подземному контуру плотины, и притом решения столь простого, чтобы им можно было пользоваться для инженерной практики расчета гидротехнических сооружений.

К сожалению такого способа решения уравнения движения грунтовой воды под сооружениями мы до сего времени не имеем, почему гидромеханический метод разрешения вопроса о фильтрации напорной воды под гидротехнические сооружения пока не вошел в обычную инженерную практику и имеет преимущественно теоретический интерес.

Задача установившегося движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями рассматривается обычно как плоская задача, в каком виде, пользуясь данными разных авторов, и приводим схему ее решения.

* Акад. Н. Н. Павловским дано исключительно интересное решение этой задачи.

1. Дифференциальные уравнения движения грунтовых вод.

Дифференциальные уравнения движения грунтовых вод могут быть установлены, исходя из принципа Дарси, определяющего соотношение между скоростью фильтрации и пьезометрическим уклоном.

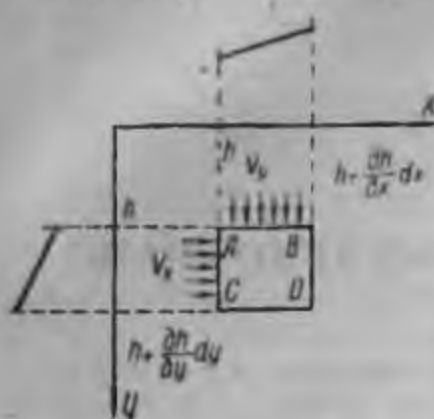


Рис. 26.

Выделяя из жидкости параллелепипед с измерениями* в плоскости координат dx и dy и полагая величину пьезометрического напора в точке A равной h (рис. 26), можем написать, пренебрегая силами инерции** и сжимаемостью воды, уравнения движения грунтовой воды в направлении каждой из осей координат*** по принципу Дарси

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y},$$

где v_x и v_y — компоненты скоростей движения грунтовой воды,
 h — пьезометрический напор,
 k — коэффициент фильтрации грунта.

Эти уравнения и являются дифференциальными уравнениями движения грунтовой воды.

2. Дифференциальное уравнение неразрывности жидкости.

Дифференциальное уравнение неразрывности несжимаемой жидкости может быть установлено из условия, что по отношению к выделенному параллелепипеду масса вытекающей жидкости равна массе втекающей жидкости за данный промежуток времени (рис. 27).

а) Масса жидкости, входящей или выходящей по отношению к выделенному параллелепипеду в направлении оси X за промежуток времени dt , имеет величину

$$m_x = \rho \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy \cdot dt,$$

где ρ плотность жидкости.

б) Масса жидкости, входящей или выходящей по отношению к данному параллелепипеду в направлении оси Y за промежуток времени dt равна

$$m_y = \rho \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy \cdot dt,$$

* Измерение по оси Z равно единице измерения.

** Ввиду малой изменяемости величины скорости фильтрации.

*** Следует принять во внимание соотношения

$$i_x = \frac{h - \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \cdot dx \right)}{dx} = -\frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{и} \quad i_y = \frac{h - \left(h + \frac{\partial h}{\partial y} \cdot dy \right)}{dy} = -\frac{\partial h}{\partial y}.$$

откуда, полагая

$$m_x + m_y = 0,$$

получаем дифференциальное уравнение неразрывности для несжимаемой жидкости в виде

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0.$$

3. Основное дифференциальное уравнение движения грунтовых вод.

Основное дифференциальное уравнение движения грунтовых вод может быть получено по замене в уравнении неразрывности жидкости компо-

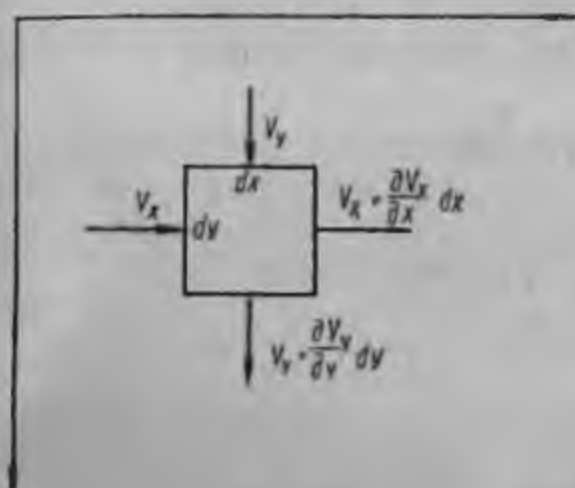


Рис. 27.

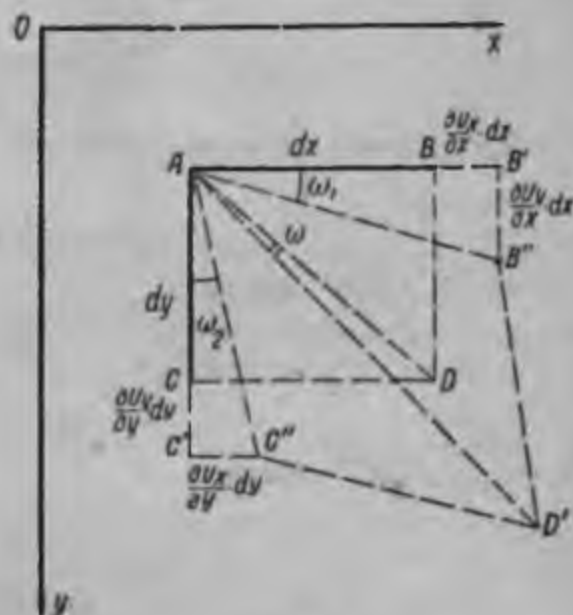


Рис. 28.

нентов скорости v_x и v_y значениями их, определяемыми из условий Darcy, и представлено в виде

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0,$$

основного уравнения, которое по своей форме относится к эллиптическим дифференциальным уравнениям математической физики и носит название уравнения Лапласа.

Рассмотрение этого уравнения приводит к очень важному положению, а именно:

а) картина движения грунтового потока не зависит от физических свойств грунта, выражаемого коэффициентом фильтрации грунта k ,

б) картина движения грунтового потока не зависит от абсолютных размеров напора воды,

в) физические свойства грунта и пьезометрический уклон определяют величины скорости движения грунтового потока.

Движение грунтовых вод является движением безвихревым и, следовательно, потенциальным.

1) Плоское безвихревое движение характеризуется тем, что компоненты угловых скоростей вращения жидкости должны быть равны нулю. Угловая скорость вращения частицы жидкости определяется величиной угла сдвига в единицу времени и может быть установлена из геометрических соотношений (рис. 28) изменения элемента жидкости $ABCD$.

Действительно, компоненты скорости точки A равны

$$v_x \text{ и } v_y,$$

компоненты скорости точки B равны

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot dx\right) \text{ и } \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial x} \cdot dx\right)$$

и точки C имеют величину

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial y} \cdot dy\right) \text{ и } \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot dy\right).$$

Угол сдвига вектора AD может быть определен условием

$$\omega = \frac{1}{2} (\omega_1 - \omega_2),$$

но из $\triangle AB'B''$ имеем

$$\omega_1 \cong \frac{\frac{\partial v_y}{\partial x} \cdot dx}{dx + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx} \cong \frac{\partial v_y}{\partial x}$$

и из $\triangle AC'C''$ имеем

$$\omega_2 \cong \frac{\frac{\partial v_x}{\partial y} dy}{dy + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy} \cong \frac{\partial v_x}{\partial y},$$

откуда получаем

$$\omega = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} \right)$$

а так как

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \text{ и } v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y},$$

то непосредственно следует, что угловая скорость ω равна нулю и движение безвихревое.

2) Потенциальное движение характеризуется тем, что компоненты скоростей являются частными производными одной функции φ , называемой потенциалом скоростей, т. е. должно быть соблюдено условие

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = v_x \text{ и } \frac{\partial \varphi}{\partial y} = v_y.$$

Это условие после подстановки компонентов v в уравнение неразрывности получает вид уравнения Laplace'a

$$\nabla^2 \varphi = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0.$$

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

показывает, что условие потенциала всегда выполнено.

Таким образом движение грунтовых вод является движением потенциальным, причем потенциалом скоростей является величина, пропорциональная напорной функции h , а именно

$$\varphi = -kh.$$

4. Кинематическая картина движения грунтовых вод.

Кинематическая картина движения грунтовых вод, как потенциального плоского потока, представляется двумя сериями линий, а именно эквипотенциальными кривыми и линиями тока, образующими ортогональную сеть.

а) Эквипотенциальными кривыми называются линии равных потенциалов скоростей ($\varphi = \text{const}$).

Эквипотенциальные кривые для грунтового потока являются одновременно и эквинапорными кривыми, т. е. линиями равных напоров ($h = \text{const}$).

В частном случае эквипотенциальные кривые могут быть прямыми линиями.

Функция потенциала φ или напор h должны удовлетворять уравнению

$$\nabla^2 \varphi \sim \nabla^2 h = 0.$$

б) Линиями тока называются кривые, касательные которых дают направление скоростей течения жидкости, причем для установившегося движения линии токов являются одновременно и траекториями точек жидкости.

Уравнение линии тока можно написать в виде выражения

$$\frac{dx}{v_x} = \frac{dy}{v_y} \quad \text{или} \quad v_x dy - v_y dx = 0.$$

Так как из условия неразрывности потока

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = -\frac{\partial v_y}{\partial y},$$

то уравнение линии тока интегрируется и может быть найдено решение, называемое функцией тока ψ , причем компоненты скоростей могут быть представлены в зависимости от функции тока ψ в виде

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{и} \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x}.$$

При безвихревом движении, т. е. при наличии условия

$$\frac{\partial v_y}{\partial x} - \frac{\partial v_x}{\partial y} = 0,$$

уравнение для функции тока получает вид

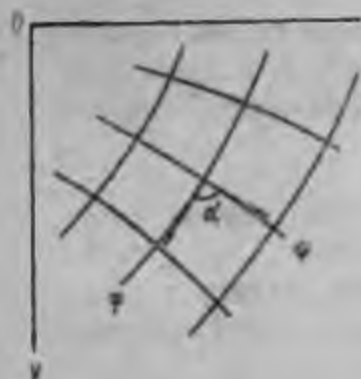
$$\nabla^2 \psi = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0.$$

в) Линии тока ортогональны эквипотенциальным или эквинамным линиям (рис. 29).

Из предыдущих рассуждений имеем выражения для компонентов скорости

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}$$

$$v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x},$$



откуда можно составить выражение пропорциональное косинусу угла α между нормальными кривой φ и кривой ψ в виде

$$\cos \alpha \sim \frac{\partial \varphi}{\partial x} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{\partial y} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial y} = 0,$$

Рис. 29.

и так как $\cos \alpha$ равен нулю, то линии тока и эквипотенциальные линии взаимно ортогональны.

Таким образом, картина движения грунтового потока представляется двумя семействами линий, составляющих ортогональную сеть, причем как функция тока ψ , так и потенциальная функция φ должны быть гармоническими, т. е. должны удовлетворять уравнению Laplace'a

$$\nabla^2 \varphi = 0 \text{ и } \nabla^2 \psi = 0.$$

Общее уравнение ортогональной сети кривых можно написать в виде функции течения

$$w = \varphi + i\psi,$$

причем эта функция комплексного переменного является аналитической в данной области, так как φ и ψ имеют для каждой точки этой области определенные частные производные.

5. Изображение картины движения грунтового потока.

Представление картины движения грунтового потока можно исполнить при помощи метода конформных отображений, сущность которого заключается в следующем.

При решении задачи принимается наличие плоскостей,* из которых в одной плоскости изображена ортогональная сеть прямых линий, определяемых комплексным переменным

$$\zeta = \xi + i\eta,$$

а на другой — ортогональная сеть кривых линий, определяемых аналитической** функцией комплексного переменного ζ

$$z = f(\zeta) = x + iy,$$

где x и y суть функции ξ и η ,

причем обе плоскости в известных областях отображаются одна на другую, т. е. каждому значению комплексной переменной ζ на первой плоскости соответствует значение функции z на второй плоскости.

При таком соответствии изображений задачу о движении грунтового потока можно решить в простейшем виде на плоскости ζ и перенести при помощи зависимости

$$z = f(\zeta)$$

на плоскость z действительных условий течения грунтового потока, что и дает искомое решение задачи.

Возможность применения этого метода конформных отображений обуславливается положением, чтобы в пределах данной области две пересекающиеся кривые на плоскости ζ составляли такой же угол, как и соответственные кривые на плоскости z , а линейные бесконечно-малые элементы кривых плоскости ζ находились взаимно в том же отношении, как и соответственные элементы кривых на плоскости z .

Это положение равносильно условию существования подобия бесконечно-малых треугольников в плоскостях z и ζ или условию, чтобы отношение бесконечно-малых элементов dz и $d\zeta$ не зависело от направления вектора ds приращения аргумента этих функций.

Так как для любого направления вектор ds имеет величину, определяемую из равенства

$$ds^2 = d\xi^2 + d\eta^2, ***$$

то для сохранения подобия изображений в бесконечно-малых частях необходимо, чтобы модуль подобия

$$\lambda = \frac{dz}{d\zeta},$$

будучи функцией от ξ и η , не зависел от приращений $d\xi$ и $d\eta$.

* Обычно полуплоскостей в положительной их части.

** Функция z комплексного переменного $\zeta = \xi + i\eta$ называется аналитической в данной области, если она имеет однозначную производную $\frac{dz}{d\zeta}$ в каждой точке области.

*** Направление вектора ds устанавливается косинусами углов $\frac{d\xi}{ds}$ и $\frac{d\eta}{ds}$.

Так как

$$dz = \frac{\partial z}{\partial \xi} d\xi + \frac{\partial z}{\partial \eta} d\eta = \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} + i \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) d\xi + \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} + i \frac{\partial y}{\partial \eta} \right) d\eta$$

и

$$d\zeta = d\xi + i d\eta,$$

то величина λ будет иметь значение

$$\lambda = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \xi} + i \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) d\xi + \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} + i \frac{\partial y}{\partial \eta} \right) d\eta}{d\xi + i d\eta}$$

и не будет зависеть от $d\xi$ и $d\eta$ при наличии условия *

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} + i \frac{\partial y}{\partial \xi} = \frac{1}{i} \left(\frac{\partial x}{\partial \eta} + i \frac{\partial y}{\partial \eta} \right).$$

Приравнивая вещественные и мнимые части, получаем условие, формулированное Cauchy — Riemann'ом, в виде равенств

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = \frac{\partial y}{\partial \eta}$$

$$\frac{\partial x}{\partial \eta} = - \frac{\partial y}{\partial \xi}.$$

Дифференцируя эти выражения по ξ и η , а затем складывая их и вычитая, получаем условие возможности применения конформных отображений в виде

$$\nabla^2 x = \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} = 0$$

$$\nabla^2 y = \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} = 0.$$

Принимая во внимание, что для потенциальной функции φ и для функции тока ψ соблюдены все условия Cauchy — Riemann'a, для представления кинематической картины движения грунтового потока можно использовать метод конформных отображений.

6. Построение линий тока и эквипотенциальных линий для напорного потока под плотинами.

Построение линий тока и эквипотенциальных линий для напорного потока грунтовых вод в основаниях под плотинами можно исполнить при простейших очертаниях подземного контура фундамента, пользуясь методом конформных отображений.

* Для возможности сокращения дроби на $(d\xi + i d\eta)$.

Однако, применение этого метода в значительной степени осложняется правильным подбором отображающей (переходной функции)

$$z = f(\zeta)$$

при том или другом очертании флюتبета.

Ограничиваясь простейшем примером, в качестве иллюстрации приводим решение задачи для фундамента плотины, лежащего на бесконечно-глубоком слое водопроницаемого грунта и незаглубленного в него* (рис. 30).

Построение кинематической картины грунтового потока можно исполнить, полагая напор равным единице измерения, величину которой можно принять равной $h = 1$.

Область грунтового потока на полуплоскости ζ представим в виде прямоугольника (рис. 31), отнесенного к осям $\xi O\eta$ с пограничными усло-

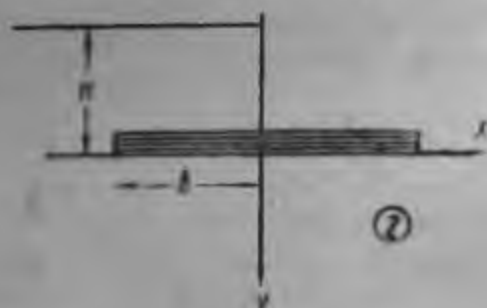


Рис. 30.

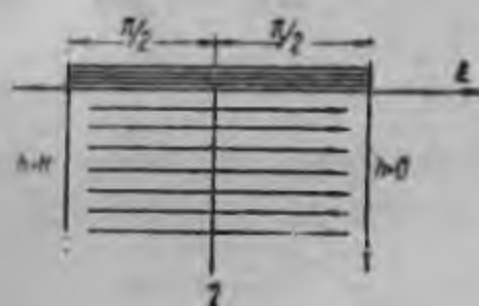


Рис. 31.

виями, чтобы на верховой грани фундамента при $\xi = -\frac{\pi}{2}$ величина напора была равна

$$h = H = 1,$$

а на низовой грани при $\xi = \frac{\pi}{2}$

$$h = 0.$$

Линии тока, параллельные оси ξ , имеют на полуплоскости ζ уравнения

$$\eta = \text{const.}$$

Эквинапорные линии, параллельные оси η , имеют на полуплоскости ζ уравнения

$$\xi = \text{const.}$$

Отображающая функция конформных преобразований может быть принята для рассматриваемого случая

$$z = \sin \zeta$$

или

$$x + iy = \sin(\xi + i\eta).$$

* Решение этим методом дано академиком Н. Н. Павловским.

$$x + iy = \sin \xi \cdot \operatorname{ch} \eta + i \cos \xi \cdot \operatorname{sh} \eta^*$$

и приравнявая вещественные и мнимые части, получаем

$$x = \sin \xi \cdot \operatorname{ch} \eta \quad \text{и} \quad y = \cos \xi \cdot \operatorname{sh} \eta$$

Возвышая оба выражения в квадрат, складывая и вычитая полученные равенства, находим уравнения линий токов и эквипотенциальных линий в виде

$$\frac{x^2}{\operatorname{ch}^2 \eta} + \frac{y^2}{\operatorname{sh}^2 \eta} = 1 \quad \text{и} \quad \eta = f_2(x, y)$$

$$\frac{x^2}{\sin^2 \xi} - \frac{y^2}{\cos^2 \xi} = 1 \quad \text{и} \quad \xi = f_1(x, y).$$

Так как на полуплоскости ζ линии тока характеризуются значениями $\eta = \operatorname{const}$, то задаваясь для первого уравнения величинами

$$\eta = 0, \quad \frac{\pi}{n}, \quad \frac{2\pi}{n}, \dots, \infty,$$

получаем линии тока в виде семейства эллипсов (рис. 32).

Так как на полуплоскости ζ эквипотенциальные линии характеризуются $\xi = \operatorname{const}$, то задаваясь для второго уравнения величинами

$$\xi = -\frac{\pi}{2}, \dots, -\frac{\pi}{2n},$$

$$0, +\frac{\pi}{2n}, \dots, +\frac{\pi}{2}$$

получим эквипотенциальные линии в виде семейства гипербол.

Кинематическая картина грунтового потока представлена на схеме рис. 32.

Напорная функция h для данного грунтового потока может быть определена, принимая во внимание следующее.

Распределение интенсивности давления на полуплоскости ζ представляется по прямой линии, почему напорная функция для полуплоскости имеет вид (рис. 33)

$$h = \frac{H}{2} \left(1 - \frac{2\xi}{\pi} \right) + h_2,$$

где H — напор на плотине,

h_2 — глубина нижнего бьефа над подошвой фундамента.

* $\cos(i\eta) = \operatorname{ch} \eta$ и $\sin(i\xi) = i \operatorname{sh} \xi$, где sh и ch суть обозначения гиперболического синуса и гиперболического косинуса.

Для полуплоскости z , т. е. для действительных обстоятельств фильтрации под фундаментом плотины, при напоре H , напорная функция представится уравнением

$$h = \frac{H}{2} \left[1 - \frac{2f_1(x, y)}{\pi} \right] + h_2,$$

где H , h и h_2 , а также координаты x и y выражены в измерении полуширины фундамента $b=1$.

Потенциальная функция φ может быть представлена в зависимости от напорной функции

$$\varphi = -kh = -\frac{kH}{2} \left[1 - \frac{2f_1(x, y)}{\pi} \right] - kh_2,$$

причем в этом выражении напор H и глубину h_2 следует выражать в тех же линейных измерениях, что и коэффициент фильтрации k .

Функция тока ψ может быть представлена в зависимости от функции φ , так как известно, что

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} = \frac{\partial \varphi}{\partial x},$$

откуда

$$\psi = \int \frac{\partial \varphi}{\partial x} dy.$$

Для полуплоскости ζ имеем значение функции тока

$$\psi = \frac{kH}{\pi} \eta.$$

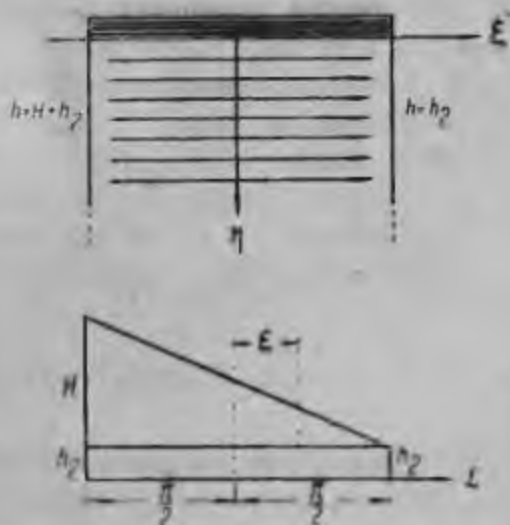


Рис. 33.

Для полуплоскости z , т. е. для действительного фундамента при величине функции $\eta = f_2(x, y)$ получаем

$$\psi = \frac{kH}{\pi} f_2(x, y).$$

Объединяющая комплексная функция течения, характеризующая грунтовой поток под фундаментом плотины, незаглубленным в грунт, представится в окончательной форме

$$w = \varphi + i\psi = -\frac{kH}{2} \left(1 - \frac{2f_1}{\pi} \right) - kh_2 + i \frac{kH}{\pi} f_2,$$

где f_1 и f_2 суть функции координат x и y , выраженные в измерении b — полуширины фундамента.

* Произвольная постоянная $C=0$, так как $\psi=0$ при $\eta=0$.

ГЛАВА IV.

ВНЕШНИЕ СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ПЛОТИНЫ.

Основными внешними силами, действующими на высоконапорные плотины, в обычных условиях их работы, являются:

1. Гидростатическое давление воды.
2. Давление грунта и наносов, отлагающихся у напорной грани плотины, и грунта с низовой стороны.
3. Давление ветровой волны в верхнем бьефе.
4. Давление льда по гребню плотины.
5. Взвешивающее давление воды по подошве фундамента.

1. Гидростатическое давление воды.

Гидростатическое давление на криволинейную поверхность любого вида для покоящейся жидкости может быть определено двумя составляющими P_x и P_y , величина которых устанавливается следующим способом.

Вырезая элемент ds , проекции коего на оси координат равны dx и dy , определяем величину силы давления воды на элемент ds (рис. 34)

$$dP = \gamma_0 y ds$$

и проекций этой силы на оси координат

$$dP_x = \gamma_0 y dy$$

$$dP_y = \gamma_0 y dx.$$

откуда составляющие полного давления на всю поверхность представляются формулами

$$P_x = \gamma_0 \int_0^h y dy = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2$$

$$P_y = \gamma_0 \int_0^b y dx = \gamma_0 S,$$

где S — площадь, заключенная между осями координат и кривою.

Точка приложения этих сил определится координатами x_0 и y_0 (рис. 35), которые могут быть вычислены из уравнений моментов

$$P_x y_0 = \gamma_0 \int_0^h y^2 dy = \frac{2}{3} h P_x$$

$$P_y x_0 = \gamma_0 \int_0^b xy dx,$$

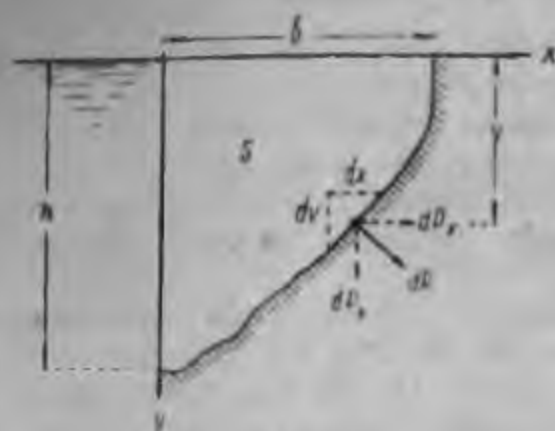


Рис. 34.

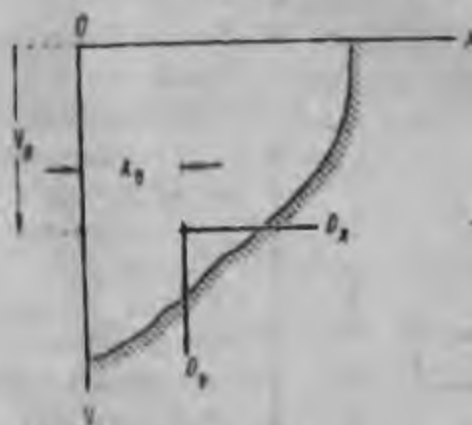


Рис. 35.

откуда можем определить

$$y_0 = \frac{2}{3} h$$

$$x_0 = \frac{\int_0^b xy dx}{\int_0^b y dx},$$

т. е. горизонтальная составляющая приложена на одной трети высоты h от подошвы стенки, а вертикальная проходит через центр тяжести площади S .

В частном случае, для наклонной под углом α к вертикали стенки длиной l , составляющие давления воды равны (рис. 36)

$$P_y = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2 \operatorname{tg} \alpha$$

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2$$

при величине полного давления

$$P = \frac{1}{2} \gamma_0 h l$$

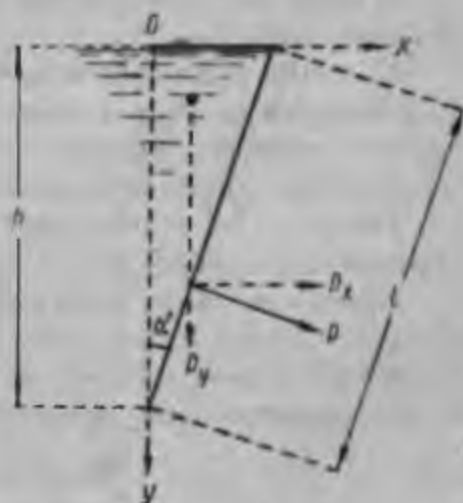


Рис. 36.

и координатах точки приложения равнодействующей

$$x_0 = \frac{1}{3} h \operatorname{tg} \alpha$$

$$y_0 = \frac{2}{3} h$$

или на расстоянии по длине стенки от горизонта воды $\frac{2}{3} l$.

2. Давление грунта и наносов.

Давление грунта и наносов, которые могут отложиться в верхнем бьефе плотины, определяется в предположениях:



Рис. 37.

- а) полного насыщения грунта водой,
- б) раздельной работы воды и грунта,
- в) наличия полного гидростатического давления воды,
- г) наличия полного давления грунта, взвешенного в воде.

При таких условиях, например, для вертикальной части плотины высотой h (рис. 37) находящейся под давлением воды и грунта на высоте h_1 , можно написать формулу для определения давления в виде выражения:

$$P + E = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2 + \frac{1}{2} \left(\gamma_3 - \frac{\gamma_0}{1 + \varepsilon} \right) h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где γ_0 — вес м^3 воды,

γ_3 — вес м^3 грунта,

φ — угол естественного откоса грунта,

ε — порозность грунта, измеряемая как отношение объема пор к объему грунтового скелета.

Для определения давления земли на наклонную грань плотины выведем формулу для случая горизонтальной поверхности грунта и наклоненной к горизонту под некоторым углом.

При выводе формулы введем два основных предположения, а именно:

а) сила распора E перпендикулярна к грани плотины,

б) точка приложения силы распора E находится на линии, проведенной из центра тяжести призмы обрушения параллельно линии скольжения.

1-й случай — поверхность грунта горизонтальна (рис. 38).

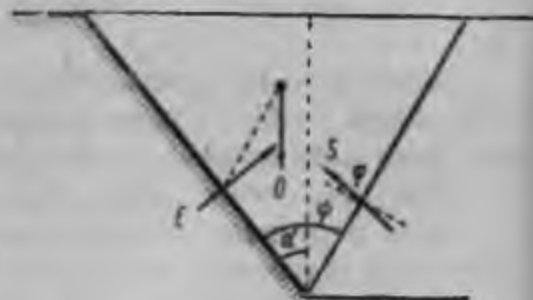


Рис. 38.

Принимая грань плотины наклоненной под углом α к вертикали и намечая линию скольжения грунта под углом ψ к этой грани, можем написать условия равновесия проекций сил E , Q и S на горизонтальную и вертикальную оси, представив их в виде равенств

$$E \cos \alpha - S \cos (\varphi + \psi - \alpha) = 0$$

$$E \sin \alpha + S \sin (\varphi + \psi - \alpha) - Q = 0,$$

откуда легко получаем

$$E = Q \frac{\cos(\varphi + \psi - \alpha)}{\sin(\varphi + \psi)},$$

где Q — вес призмы обрушения грунта, который может быть определен из геометрических данных:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 [\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}(\psi - \alpha)].$$

Величина угла призмы обрушения ψ найдется из условия максимального значения распора грунта E или при наличии

$$\frac{dE}{d\psi} = 0 \quad \text{и} \quad \frac{d^2E}{d\psi^2} < 0,$$

откуда после подстановки и решения уравнений получаем

$$\psi = 45^\circ - \frac{\varphi - \alpha}{2}$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right) + \operatorname{tg} \alpha \right]^2 \cos \alpha,$$

где γ — вес м^3 грунта, равный, например, при взвешенности грунта

$$\left(\gamma_a - \frac{\gamma_a}{1 + \varepsilon} \right).$$

2-й случай — поверхность грунта наклонна под углом φ к горизонту.

Принимая поверхность грунта наклоненной к горизонту под углом естественного откоса φ (рис. 39), из условий равновесия призмы обрушения получаем уравнение для определения распора грунта

$$E = Q \frac{\cos(\varphi + \psi - \alpha)}{\sin(\varphi + \psi)},$$

где сила Q , равная весу призмы обрушения, из геометрических соотношений имеет величину

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \frac{\operatorname{tg} \psi}{\cos^2 \alpha [1 + \operatorname{tg}(\varphi + \alpha) \operatorname{tg} \psi]}.$$

Наибольшая величина распора грунта E получается при угле ψ призмы обрушения равном

$$\psi = 45^\circ - (\varphi - \alpha)$$

и имеет величину

$$E = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^3 \alpha}.$$

При вертикальной стенке, т. е. при α равном нулю, величина распора равна

$$E = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \cos^2 \varphi,$$

где γ — вес м^3 грунта, равный при взвешенном состоянии $\left(\gamma_a - \frac{\gamma_a}{1 + \varepsilon} \right)$.



Рис. 39.

3. Давление от действия ветровой волны на плотину.

В бассейне выше плотины, под действием ветра, могут возникать волны, наличие которых заставляет с одной стороны поднимать гребень плотины, а с другой учитывать при расчете плотины возможный удар волны (рис. 40).

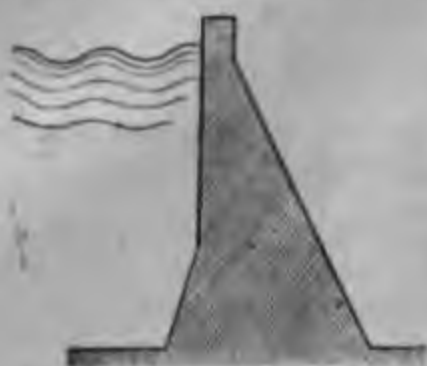


Рис. 40.

Высота волн возрастает с увеличением длины L поверхности воды, подвержен-

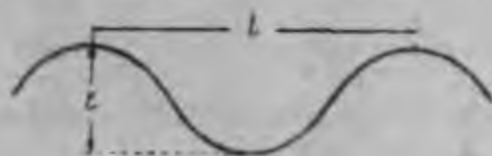


Рис. 41.

ной действию ветра, причем зависимость между длиной участка L и высотой волны можно выразить при помощи формулы Т. Stevenson'a, представляемой для короткого участка выражением

$$\zeta = 0,45 \sqrt{L} + (0,75 - 0,3 \sqrt{L}),$$

где ζ — высота волны в метрах,

L — длина в морских милях (до < 40 миль).

Однако, эта формула не учитывает влияния силы ветра на высоту волны, что можно оценить до некоторой степени формулой

$$\zeta = 0,10 w \quad \text{при} \quad w \leq 20 \text{ м/сек.},$$

где w — скорость ветра в метрах.

При проектировке плотины для определения высоты волн можно пользоваться следующей таблицей:

Таблица 6

L мор. миль	ζ м	L мор. миль	ζ м
0,3	0,8	6,0	1,4
0,7	0,9	7,0	1,5
1,0	0,9	8,0	1,5
2,0	1,0	9,0	1,6
3,0	1,1	10,0	1,6
4,0	1,2	15,0	1,9
5,0	1,3	20,0	2,1

Отношение высоты волны ζ к ее длине l (рис. 41), на основании наблюдений, можно принять в среднем для волн, не превышающих 2-3 м по высоте, около

$$\frac{\zeta}{l} = 0,08 + 0,10.$$

Теория трохондальной волны дает выражение для энергии волны в виде уравнения

$$\varepsilon = \frac{\gamma_0}{g} \cdot \frac{\pi^2}{4} v^2 \zeta^2,$$

где γ_0 — вес м^3 воды,

g — ускорение силы тяжести,

ζ — высота волны,

причем v — скорость волны — определяется по формуле

$$v = \sqrt{\frac{gl}{2\pi}} = 1,25 \sqrt{l},$$

где l — длина волны.

Интенсивность давления волны на сооружение можно приблизительно определить по формуле

$$q = \gamma_0 \eta \frac{c^2}{2g} \text{ т/м}^2,$$

где γ_0 — вес м^3 воды.

$\eta \cong 1,5$ — опытный коэффициент,

c — скорость, равная сумме скоростей v волны и u линейной скорости частицы при движении ее по круговой или эллиптической траектории, исчисляемой по формуле

$$u = \frac{\zeta}{2} \sqrt{\frac{2\pi g}{l}}.$$

Площадь, на которую действует давление воды, определяется в зависимости от возвышения гребня волны над спокойным уровнем воды a (рис. 42).

Высота a по Gaillard'у может быть определена приблизительно

$$a = (0,67 \div 0,89) \zeta \cong 0,75 \zeta.$$

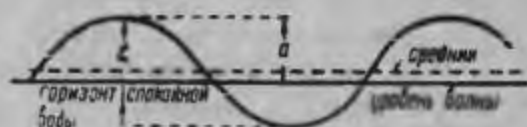


Рис. 42.

Для установления выражения интенсивности давления волны $p = qa$ на пог. метр гребня плотины, подставим в формулу вместо q ее величину в функции от высоты волны ζ , а именно

$$p = qa = \gamma_0 \eta \frac{c^2}{2g} \cdot 0,75 \zeta,$$

где

$$c = 1,25 \sqrt{l} + \frac{\zeta}{2} \sqrt{\frac{2\pi g}{l}} \cong 5,3 \sqrt{\zeta},$$

тогда получим окончательную формулу для давления на пог. метр гребня плотины от действия волны

$$p = 1,6 \zeta^2,$$

где ζ определяется по формуле Stevenson'a

$$\zeta = 0,45 \sqrt{L} + (0,75 - 0,3 \sqrt[4]{L}),$$

или при пользовании для высоты волны второю формулою

$$p \cong 0,025 w^2,$$

где w — наибольшая скорость ветра.

4. Давление льда по гребню плотины.

Ледяной покров верхнего бьефа при расширении, вследствие изменения температуры воздуха, может оказывать давление на плотину при наличии условий, не позволяющих ледяному покрову свободно расширяться.

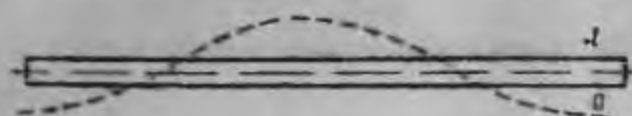


Рис. 43.

Вопрос о давлении льда на гидротехнические сооружения ни теоретически, ни практически

правильно еще не разрешен, в силу сложности самого явления, зависящего от целого ряда причин, как например:

- а) длины, ширины и толщины ледяного покрова,
- б) конфигурации, формы и жесткости берегов,
- в) механических свойств льда.

При повышении температуры воздуха верхняя поверхность ледяного покрова (рис. 43) испытывает расширение на длине s на величину

$$\Delta s = \epsilon_l s t,$$

где ϵ_l — коэффициент линейного расширения льда, имеющий величину в среднем около 0,000055,

s — длина участка ледяного покрова,

t — изменение температуры льда;

нижняя же поверхность льда остается при температуре воды.

Это обстоятельство заставляет свободный по краям ледяной покров, при конечной его длине, изгибаться по кривой, но происходящее при этом перераспределение водоизмещения изменяет форму упругой линии, приближая ее к волнообразной кривой.

Действие температурного расширения можно уподобить работе фиктивной силы P , приложенной по концам ледяного покрова, с эксцентриситетом по отношению к его оси равным $\frac{h}{6}$, где h — толщина льда (рис. 44).



Рис. 44.

Величина фиктивной силы P , исходя из удлинения поверхностного волокна ледяного покрова, равна

$$P = \frac{1}{2} h \epsilon_l t E,$$

где E — модуль упругости льда, который имеет среднюю величину около $300\,000 \text{ т/м}^2$, *

Ледяной покров под влиянием фиктивной силы P и фиктивного момента M , покоясь на воде (рис. 45), будет изгибаться, как балка, лежащая на упругом основании при коэффициенте оседания его $K = 1 \text{ т/м}^3$.

Предполагая длину ледяного покрова s значительной по сравнению с высотой h , можем разложить рассматриваемую балку на две балки бесконечной длины с двумя системами нагрузок (рис. 46), решения которых в сумме дают решение для нашей задачи.



Рис. 45.

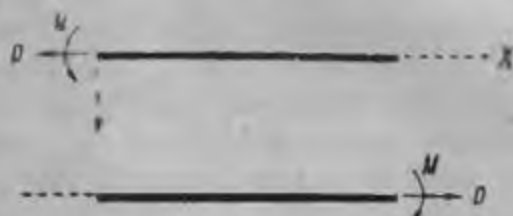


Рис. 46.

Уравнение упругой линии балки бесконечной длины представится в виде выражения для прогиба балки y

$$y = \frac{2}{L^2 K} M \psi,$$

где величина M — изгибающий момент,

K — коэффициент оседания основания,

$$\psi = e^{-\xi} (\sin \xi + \cos \xi),$$

$$\xi = \frac{x}{L},$$

x — координата, считая от начала балки,

J — момент инерции сечения балки,

$$L = \sqrt{\frac{4EJ}{K}} \text{ — характеризующий фактор балки, лежащей на упругом основании.}$$

Значения функции ψ могут быть получены по следующей таблице:

Таблица 7

ξ	ψ	ξ	ψ	ξ	ψ
0,0	—1,000	0,6	—0,143	2,0	0,179
0,1	—0,810	0,7	—0,060	2,5	0,115
0,2	—0,640	0,8	0,009	3,0	0,056
0,3	—0,489	0,9	0,066	3,5	0,018
0,4	—0,356	1,0	0,111		
0,5	—0,242	1,5	0,207		

* Модуль упругости льда сильно колеблется от $40 \cdot 10^3$ до $900 \cdot 10^3 \text{ т/м}^2$, при средней величине около $300 \cdot 10^3$.

Зависимость модуля упругости льда от его температуры может быть определена по формуле Крауэга

$$E = (50 + t) 10^3 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Упругая линия каждой из балок бесконечной длины представится в виде волнообразной кривой, с высотой волны, быстро уменьшающейся от начала балки (рис. 47).



Рис. 47.

Суммируя прогибы двух систем балок бесконечной длины, можно построить приблизительную форму ледяного покрова длиной s после деформации его при изменении температуры.

Упругая линия ледяного покрова изображена на рис. 48.

Быстрое убывание высоты волны упругой линии от начала координат позволяет при длине балки s более $5L$ уже не производить при построении упругой линии балки суммирования прогибов двух систем балок бесконечной длины, а довольствоваться построением волнообразных кривых с каждого конца ледяного покрова, считая среднюю часть его за прямолинейную.

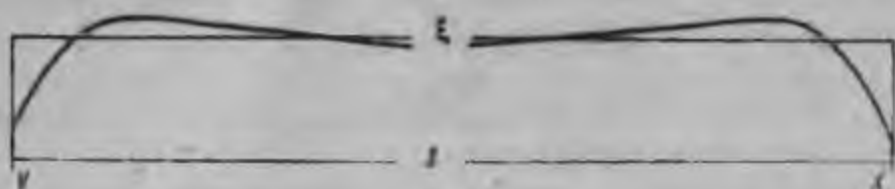


Рис. 48.

Например, при толщине льда $h = 1$ м и величине характеризующего фактора

$$L = \sqrt[3]{\frac{4EJ}{K}} \cong 18 \text{ м},$$

средняя часть ледяного покрова останется почти горизонтальной при длине его

$$s \geq 5 \cdot 18 \cong 90 \text{ м}.$$

Предыдущие рассуждения приводят к основной мысли, что при наличии примерзания ледяного покрова к плотине сооружение должно испытывать нагрузку с одной стороны от действия силы

$$P = \frac{1}{2} h \varepsilon_t E,$$

с другой стороны от действия момента

$$M = \frac{1}{6} Ph,$$

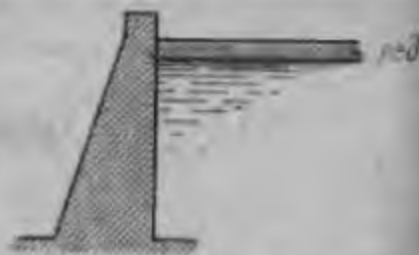


Рис. 49.

причем величины этой силы и момента не зависят от длины ледяного покрова s (рис. 49).

Однако, величины силы P и момента M при таком исчислении получаются столь значительными, что едва ли их можно принять правильными ввиду наличия пластичности льда.

Например, при обычном значении толщины льда $h = 1$ м, коэффициенте температурного расширения $\epsilon = 0,000055$, модуле упругости $E = 300\,000$ т/м² и изменении температуры льда в верхней части около 10° будем иметь величину силы P

$$P = \frac{1}{2} h \epsilon_t E = 82,5 \text{ т},$$

причем напряжение на крайнем волокне ледяного покрова

$$\sigma = 165 \text{ т/м}^2 = 16,5 \text{ кг/см}^2$$

при временном сопротивлении льда от 10 до 30 кг/см².

Учитывая пластические свойства льда, N. Royen * показал, что для льда можно установить меньшую величину сжимающей силы, необходимой для того, чтобы за время повышения температуры ледяного покрова можно было бы компенсировать его расширение соответствующим сжатием.

Формула N. Royen'a, определяющая давление на пог. метр сооружения, представляется в виде выражения

$$P = 0,9h(t+1)\sqrt{\frac{t}{T}(t+1)^2} \text{ т/пог. м},$$

где h — толщина ледяного покрова,

t — изменение температуры,

T — число часов повышения температуры.

Например, для плотины р. Свири, при $h = 1,0$ м, $t = 12^\circ$ и $T = 100$ час., величина силы P была принята равной

$$P = 0,9 \cdot 13 \sqrt{\frac{12}{100} \cdot 13^2} \cong 30 \text{ т/пог. м},$$

что надо полагать близким к действительности.

Практическая непроверенность всех теоретических вычислений, недостаток опытных данных и систематических наблюдений над величиной давления ледяного покрова на сооружения в натуре, и трудный учет природной работы ледяного покрова, — все эти обстоятельства заставляют до сего времени, не исключая теоретических подсчетов, пользоваться примерными нормами величины давления льда.

Можно рекомендовать определение величины давления ледяного покрова от температурного расширения, например полагая на каждые 0,1 м толщины ледяного покрова около 4 т давления на погонный метр плотины.

Разнообразие принятых величин давления льда объясняется многими соображениями, в частности необходимостью достигнуть большей или меньшей гарантии от разрушения плотины, учетом влияния берегов, конфигурацией местности и т. д.

* А. Н. Комаровский. Действие ледяного покрова на сооружения и борьба с ним.

Примеры принятых норм давления льда

№	Плотина	Район или река	Максим. примерн. толщина льда в м	Принято
1	Волховская	р. Волхов	1,25	75 т/м
2	Днепровская	р. Днепр	0,75	20 "
3	Свирская	р. Свирь	1,0	30 "
4	Сызранская	р. Сызрань	0,80	15 "
5	Wachusett	Boston	0,60	70 "
6	Cross River	New-York	0,60	35 "
7	Croton Falls	" "	0,60	45 "
8	New Croton	" "	0,60	0 "
9	Olive Bridge	" "	0,60	70 "
10	Kensico	" "	0,60	70 "
11	Lake Cheesinen	Colorado	0,30	32 "
12	Колумбус	Огайо	0,30	51 "
13	Salmon Creek	Alaska	—	15 "
14	Suorva Lakes	Швеция	—	60 "
15	Norrfors	"	—	20 "
16	Gideabacka	"	—	15 "
17	Германские плотины	—	$h < 0,5$	0 "

5. Давление воды по подошве фундамента.

Для правильного учета внешних сил, действующих на плотину, необходимо иметь во-первых картину распределения напора * фильтрационной воды по подошве фундамента, и во-вторых его величину.

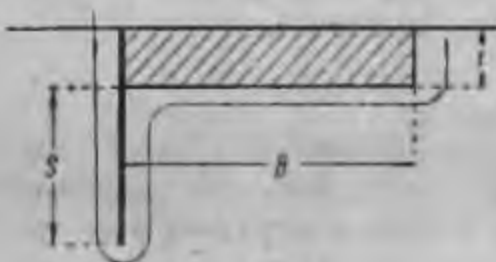


Рис. 50.

Простейшее решение по этому вопросу было дано Bligh, который полагал, что распределение напора по подземному контуру гидротехнических сооружений может быть положено изменяющимся по закону прямой линии (рис. 50).

Длина развернутого подземного контура фундамента L плотины должна быть принимаема с учетом как вертикальных, так и горизонтальных путей фильтрации, т. е. для приведенного примера фундамента

$$L = 2s + B + 2t,$$

а величина напора воды в любой точке фундамента может быть исчислена по эпюре (рис. 51) и представлена формулой

$$h = \frac{H}{L} x,$$

* Напором в данной точке подземного контура условно называем $h = \frac{H}{L} x$, где H — разность горизонтов бьефов.

где x — расстояние от нижнего конца развернутого контура до данной точки.

Интенсивность давления воды в любой точке подземного контура фундамента плотины определяется величиною

$$U = \gamma_0 \frac{H}{L} x + \gamma_0 y,$$

где y — глубина погружения данной точки по отношению к горизонту воды ниже сооружения (рис. 52).

Так как современные теоретические расчеты не подтвердили правильности предположений Bligh, то пользование ими при проектировании больших напорных сооружений не представляется возможным.

Однако теоретические расчеты определения величины противодавления воды настолько сложны, что практически приходится пользоваться лишь готовыми выполненными решениями задач этого рода или прибегать к опытным исследованиям по методу электро-гидродинамических аналогий.

В этих целях приводим главнейшие данные теоретических решений, с помощью которых или по аналогии с коими можно установить картину



Рис. 51.

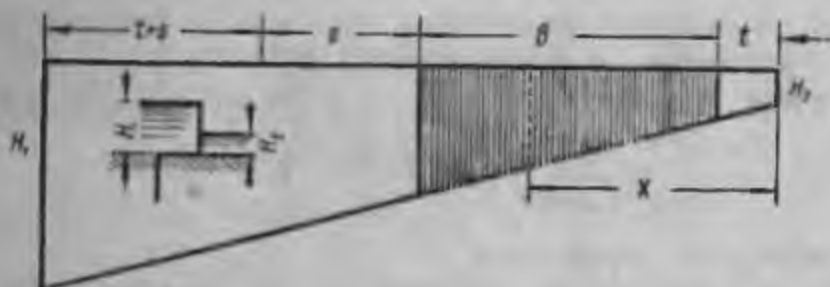


Рис. 52.

распределения интенсивности давления фильтрационной воды для разных очертаний подземных контуров фундаментов плотин, встречающихся в практической жизни.

а) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и фундамент не заглублен в него (рис. 53).

Изменение напора по подошве фундамента, определяемое по формуле

$$h = \frac{H}{\pi} \arccos x,$$

при $H=1$ и x в измерениях полуширины b фундамента, может быть представлено в виде таблицы:

x	Точное решение *	По прямой линии **	x	Точное * решение	По прямой линии **
— 1,00	1,00	1,00	0	0,50	0,50
— 0,95	0,9	0,975	0,2	0,14	0,40
— 0,9	0,86	0,95	0,4	0,37	0,30
— 0,8	0,80	0,90	0,6	0,29	0,20
— 0,6	0,71	0,80	0,8	0,21	0,10
— 0,4	0,63	0,70	0,9	0,14	0,05
— 0,2	0,56	0,60	0,95	0,10	0,025
0	0,50	0,50	1,00	0	0

Сравнение расчетных данных по точному решению задачи с простейшими предположениями Bligh об изменении величины напора по закону прямой линии можно сделать по приведенной таблице и графическому построению кривой распределения давления (рис. 54).



Рис. 53.

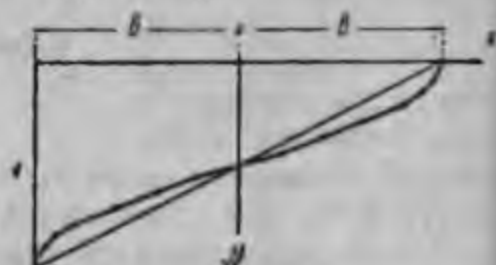


Рис. 54.

Компоненты скорости фильтрации по подошве фундамента, определяемые как производные от потенциальной функции $\varphi = -kh$, при $y=0$ имеют значения

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{kH}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{1-x^2}}$$

$$v_y = 0$$

где k — коэффициент фильтрации.

Компоненты скорости фильтрации по линии дна нижнего бьефа определяются

$$v_x = 0$$

$$v_y = \frac{kH}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{x^2-1}}$$

б) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и фундамент заглублен в грунт на глубину t (рис. 55).

Для ориентировочного установления влияния глубины заложения фундамента на распределение величины напора по подошве можно воспользоваться таблицей, * в которой приведены напоры h фильтрационной воды по подошве фундамента в зависимости от отношения $\frac{t}{b}$, где b — полуширина фундамента:

* По решению Н. Н. Павловского.

** По Bligh.

Таблица 10

h	0,50	0,40	0,30	0,214	0,20	0,187	0,141
$\frac{t}{b}$	x в долях b						
0	0	0,309	0,588	0,783	0,809	0,833	0,903
0,2	0	0,372	0,696	—	0,931	—	1
0,4	0	0,415	0,769	0,968	0,987	1	—
0,6	0	0,453	0,832	1	—	—	—

По этим данным можно определить отношение потери напора на пог. единицу вертикальных граней фундамента и горизонтальных его частей для разных заглублений его (рис. 56).

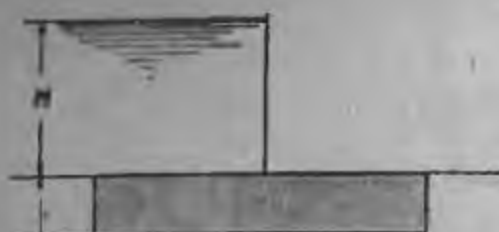


Рис. 55.

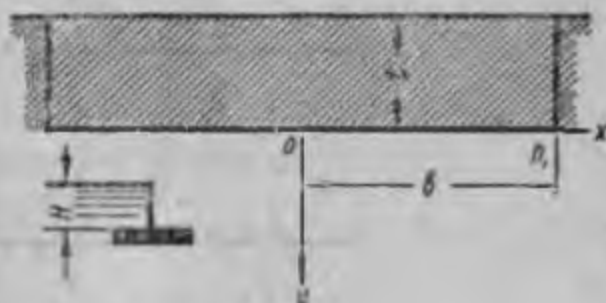


Рис. 56.

Действительно, градиент напора по вертикальной части фундамента равен

$$\Delta_1 = \frac{h_1}{t},$$

а по горизонтальной части его

$$\Delta_2 = \frac{h_0 - h_1}{b},$$

откуда имеем отношение градиентов

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = \frac{h_1}{h_0 - h_1} \cdot \frac{b}{t}.$$

где h_0 — величина напора в точке с координатой, равной нулю,
 h_1 — то же при $x = b$.

Численные значения приводим в таблице, приняв единицу измерения равной t :

Таблица 11

$\frac{t}{b}$	h_1	Δ_1	Δ_2	$\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$
0,2	0,141	0,141	0,072	2
0,4	0,187	0,187	0,125	1,5
0,6	0,214	0,264	0,178	1,2

Так как обычное заглубление фундамента плотины на проницаемых грунтах колеблется от $0,4b$ до $0,5b$, то обычное соотношение градиента напора по вертикальным частям фундамента к таковому по горизонтальным частям определяется примерно величиною

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = 1,5 \div 1,4.$$

в) Основание — водопроницаемый грунт слоем толщиной T и фундамент не заглублен в него (рис. 57).

Изменение величины напора h на подошве фундамента приведено в таблице, в зависимости от отношения $\frac{b}{T}$, где b — полуширина фундамента.

Таблица 12

$\frac{b}{T}$	2	1	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{\infty}$
h	x в долях b				
0,5	0	0	0	0	0
0,4	0,243	0,274	0,287	0,296	0,309
0,3	0,485	0,538	0,559	0,571	0,588
0,2	0,720	0,771	0,787	0,796	0,809
0,1	0,914	0,941	0,943	0,946	0,951
0	1	1	1	1	1

Примечание: Расчетные данные приведены только для $h = 0,5 \div 0$, так как величина x для $h = 0,5 \div 1$ имеет те же абсолютные численные значения, но взятые со знаком минус.

Изучение данных этой таблицы показывает, что с уменьшением толщины T водопроницаемого слоя эпюра напоров по подошве фундамента стремится по виду к прямой линии. Это важное следствие дает возможность принимать для фундаментов плотины в скалистом грунте распределение интенсивности давления по закону прямой линии.

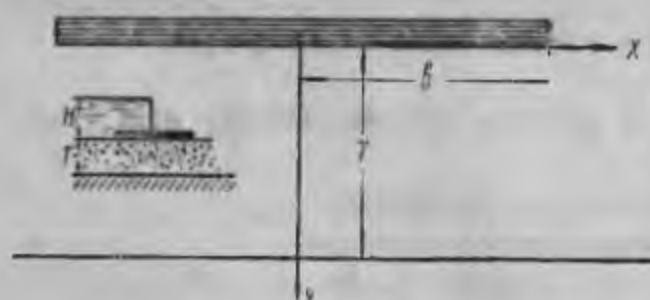


Рис. 57.

г) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и незаглубленный

в него фундамент имеет шпунт s , забитый у верхового конца (рис. 58).

* По данным теоретического решения Н. С. Волфа,

Принимая ширину фундамента равной B и глубину шпунта равной s , можно представить картину распределения напора по шпунту и фундаменту для частного случая $B = 1,5s$ — следующей эпюрой (рис. 59) и таблицей.

Таблица 13

x	1,33	1,09	0,88	0,74	0,67	0,62	0,37	0	0,45	0,78	0,95	1,00
	x по развернутому контуру в долях B											
h	1,00 (1)	0,90	0,80	0,70	0,58 (2)	0,50	0,40	0,36 (3)	0,3	0,2	0,1	0 (4)

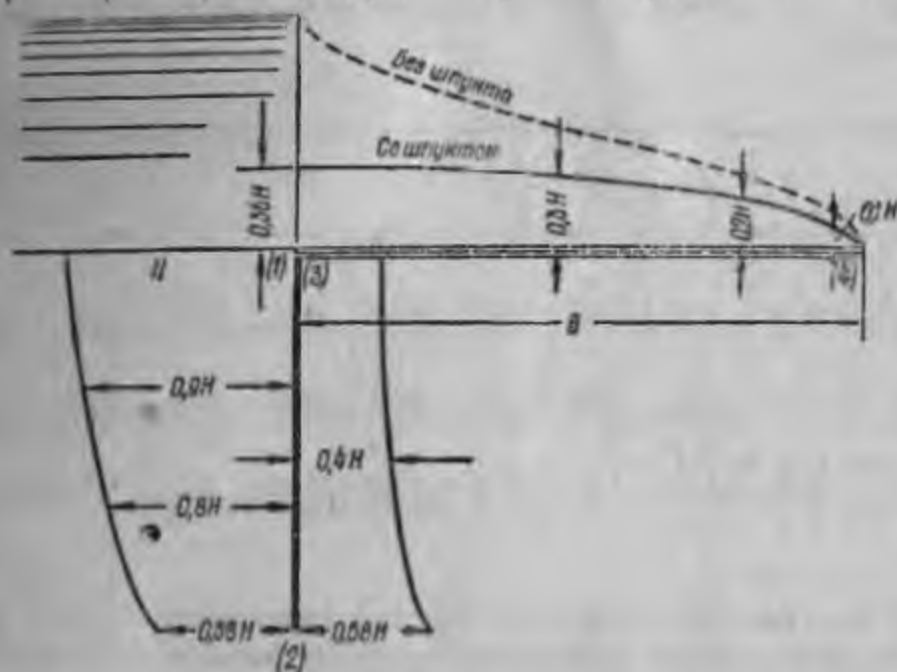


Рис. 58.



Рис. 59.

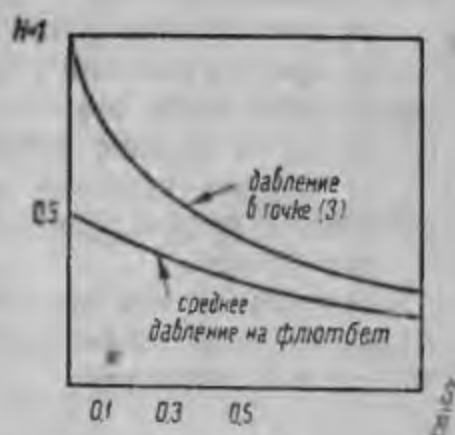


Рис. 60.

Для определения величины напорного давления в начале фундамента, ниже шпунтового ряда (точка 3), при других соотношениях B и s можно пользоваться следующим графиком Wolff'a (рис. 60), дающим, во-первых, давление в начале флутбета (3) и, во-вторых, среднее давление на подошву фундамента в частях H , или таблицю 14 величин давления:

Таблица 14

$\frac{s}{B}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
h_s	1,0	0,73	0,6	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28
h_c	0,5	0,45	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20

где h_s — величина напора в точке (3),

h_c — средняя величина напора для всего фундамента.

Принимая длину шпунта, равную s , за единицу измерения, можно выразить величину падения напора на единицу вертикального хода (длиною $2s$) и единицу горизонтального хода (длиною B) нижеследующую таблицю:

Таблица 15

$\frac{s}{B}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\Delta_1 = \frac{H-h_s}{2s}$	0,13	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,36
$\Delta_2 = \frac{h_s}{B}$	0,07	0,12	0,16	0,19	0,21	0,23	0,25	0,26	0,27	0,28
$\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$	1,86	1,58	1,44	1,38	1,38	1,35	1,32	1,30	1,29	1,28

Интересно при этом отметить, что для вертикального хода вниз градиент напора получается примерно в два раза больше, чем при движении фильтрационной воды вверх по шпунту.

Из этих данных можно видеть, что

а) средняя величина напора h_c фильтрационной воды по подошве фундамента мало изменяется при увеличении длины шпунта больше — $0,5 B$, где B ширина фундамента;

б) средняя величина напора h_c фильтрационной воды может быть уменьшена устройством шпунта или преграждающего зуба до 20—40% и даже более;

в) градиент или падение напора на пог. единицу измерения вертикального хода фильтрации более такового на горизонтальных путях фильтрации примерно

$$\text{при } \frac{s}{B} = 0,1 \div 0,2 \quad 1,85 \div 1,60 \text{ раз}$$

$$\frac{s}{B} = 0,2 \div 0,5 \quad 1,60 \div 1,40 \text{ „}$$

$$\frac{s}{B} > 0,5 \quad \text{около } 1,3 \text{ „}$$

г) градиент напора на вертикальных ходах вниз примерно в два раза больше, чем на вертикальных ходах вверх,

д) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и незаглубленный в него фундамент имеет шпунт длиной s на расстоянии b_1 от верхового конца фундамента (рис. 61).

Для упрощения решения задачи все размеры фундамента принимаются в функции от длины шпунта, т. е. за единицу измерения берется $s = 1$.

Точное решение задачи определяет величину напора фильтрационной воды в любой точке подошвы фундамента следующей формулой:

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{-2\sqrt{1+x^2} + \sqrt{1+b_1^2} - \sqrt{1+b_2^2}}{\sqrt{1+b_1^2} + \sqrt{1+b_2^2}} \right]$$

для $x > 0$

$$h = \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{2\sqrt{1+x^2} + \sqrt{1+b_1^2} - \sqrt{1+b_2^2}}{\sqrt{1+b_1^2} + \sqrt{1+b_2^2}} \right],$$

где напор H равен единице измерения.

$B = (b_1 + b_2)$ — ширина фундамента.

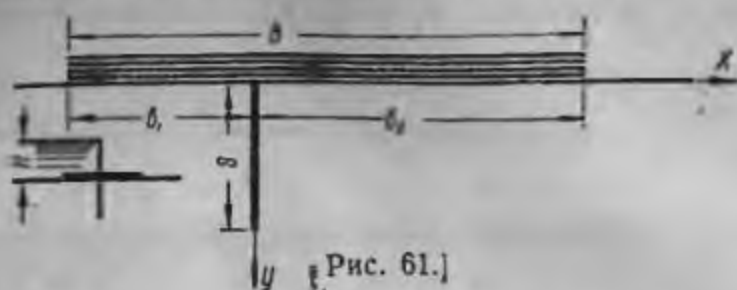


Рис. 61.]

е) Основание — водопроницаемый грунт при слое толщиной T и

не заглубленный в него фундамент имеет шпунт длиной s (рис. 62—63).

Выражая все размеры фундамента в зависимости от толщины слоя грунта T , приводим величины напора фильтрационной воды по подошве фундамента при $H =$ единице измерения.

Рис. 62—63.

1-й случай $s = 0,3 T$

Таблица 16

x в долях T

b_1	-0,75	-0,50	-0,25	-0*	+0**	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	b_2
0	—	—	—	1,00	0,62	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0	1,5
0,5	—	1,00	0,83	0,78	0,56	0,53	0,46	0,38	0,29	0,20	0	1,5
1,0	0,83	0,76	0,69	0,66	0,48	0,45	0,40	0,33	0,25	0,17	0	1,5
0	—	—	—	1,00	0,54	0,49	0,39	0,26	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,80	0,74	0,45	0,43	0,34	0,23	—	—	—	1,0
1,0	0,81	0,71	0,64	0,61	0,39	0,36	0,29	0,19	—	—	—	1,0

* Перед шпунтом, ** Ниже шпунта.

Из данных этой таблицы видно, что на шпунте гасится напора приблизительно 20—40%, а именно при разных соотношениях размеров частей фундамента b_1 и b_2 , по приводимой ниже таблице в процентах:

Таблица 17

$b_1 \backslash b_2$	1,00	1,5	
0	46	38	
0,5	29	22	
1,0	21	18	

Для иллюстрации влияния длины шпунта на распределение величин напора по подземному контуру, приводим еще данные для случая $s = 0,4 T$.

2-й случай: $s = 0,4 T$

Таблица 18

x в долях T													
$b_1 \backslash b_2$	-0,75	-0,50	-0,25	-0	+0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,25	1,50	1,75	b_2
0	—	—	—	1,00	0,63	0,60	0,55	0,48	0,41	0,34	0,26	0,17	2,0
0,5	—	1,00	0,88	0,84	0,58	0,56	0,51	0,45	0,39	0,39	0,25	0,16	2,0
1,0	0,9	0,83	0,76	0,73	0,52	0,50	0,45	0,40	0,34	0,28	0,22	0,14	2,0
0	—	—	—	1,00	0,56	0,53	0,44	0,39	0,30	0,20	0	—	1,5
0,5	—	1,00	0,85	0,82	0,51	0,49	0,43	0,36	0,28	0,19	0	—	1,5
1,0	0,85	0,72	0,71	0,69	0,45	0,43	0,38	0,32	0,24	0,16	0	—	1,5
1,5	0,72	0,67	0,62	0,60	0,40	0,38	0,33	0,28	0,22	0,15	0	—	1,5
0	—	—	—	1,00	0,47	0,43	0,35	0,24	0	—	—	—	1,0
0,5	—	1,00	0,81	0,77	0,42	0,39	0,32	0,22	0	—	—	—	1,0
1,0	0,82	0,73	0,67	0,64	0,36	0,33	0,27	0,18	0	—	—	—	1,0

Потеря напорного давления на шпунте колеблется также около 20—50%, причем изменяется в зависимости от положения шпунта по отношению к фундаменту, т. е. от относительного значения величин b_1 и b_2 , как то усматривается из нижеследующей таблицы:

Таблица 19

$s = 0,4 T$			
$b_1 \backslash b_2$	1,0	1,5	2,0
0	0,53	0,44	0,37
0,5	0,35	0,30	0,26
1,5	0,28	0,24	0,21

Исходя из этих данных можно заключить, что наивыгоднейшим расположением шпунта или преграждающего зуба у плотины является его устройство у верховой грани фундамента плотины (рис. 64).

Для этого случая расположения шпунта, обозначая через h_2 величину напора в точке (3), можно определить падение напора на единицу линейного измерения или градиент его для вертикальных частей подземного контура равным

$$\Delta_1 = \frac{H - h_2}{2s},$$

а для горизонтальных частей подземного контура

$$\Delta_2 = \frac{h_2}{B},$$

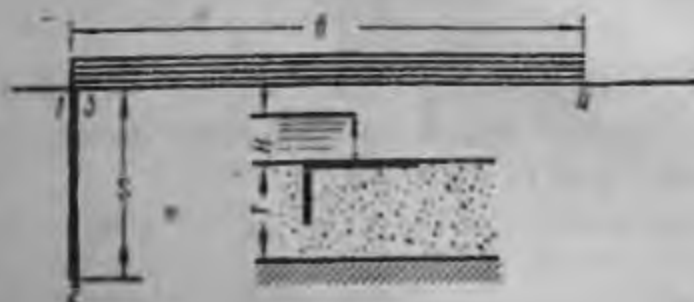


Рис. 64.

что дает, считая за единицу измерения длину шпунта s , соотношения по табл. 20.

Таблица 20

Длина s	Длина B	h_2	Δ_1	Δ_2	$\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$
0,3 T	1,5 T	0,62	0,19	0,124	1,53
0,3 T	T	0,54	0,23	0,162	1,42
0,4 T	2 T	0,63	0,185	0,126	1,47
0,4 T	1,5 T	0,56	0,22	0,150	1,47
0,4 T	T	0,47	0,265	0,188	1,41

Из таблицы легко усмотреть, что, независимо от толщины проницаемого слоя T , градиент напора на вертикальных путях подземного контура в 1,4—1,5 раза более такового на вертикальных путях фильтрации воды.

Интересно отметить, что при отнесении шпунта от верхового конца фундамента к середине последнего, отношение $\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$ быстро падает, приближаясь к единице.

ж) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и незаглубленный в него фундамент имеет два шпунта, верховой и низовой, одинаковой глубины (рис. 65).

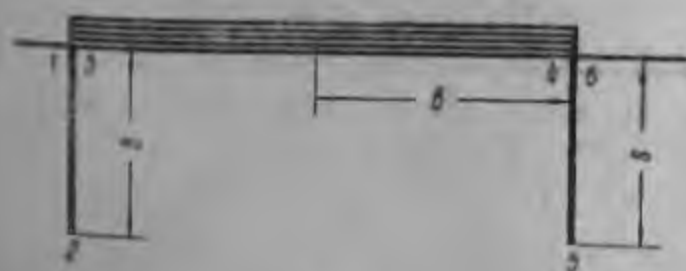


Рис. 65.

Величины напоров в отдельных точках фундамента и шпунтов могут быть представлены следующей таблицей при разных длинах шпунта s :

Таблица 21

$\frac{s}{b}$	h_1	h_2	h_4	h_5
0,2	1,0	0,733	0,267	0,186
0,4	1,0	0,647	0,353	0,244
0,6	1,0	0,597	0,403	0,277

что дает соотношения градиентов напора на вертикальных и горизонтальных ходах по табл. 22

Таблица 22

$\frac{s}{b}$	Δ_1	Δ_2	$\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$
0,2	0,67	0,233	2,8
0,4	0,44	0,147	3,0
0,6	0,33	0,10	3,3

причем на вертикальном ходу вниз на низовом шпунте теряется меньше, чем на ходу вверх, примерно в 2—2,5 раза.

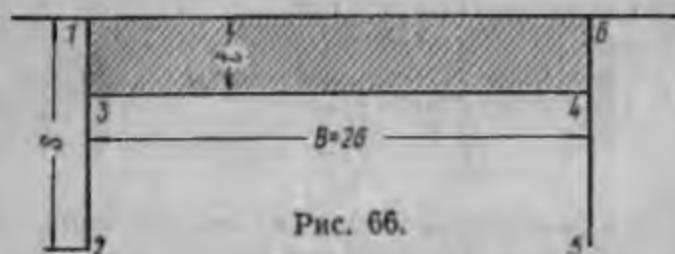


Рис. 66.

з) Основание — водопроницаемый грунт бесконечной толщины и заглубленный в него на высоту t фундамент имеет два шпунта, верховой и низовой, одинаковой глубины (рис. 66).

Величины напоров фильтрационной воды в отдельных точках фундамента и шпунтов могут быть представлены таблицей при разных длинах шпунта s и толщины фундамента

Таблица 23

№	$\frac{s}{b}$	$\frac{t}{b}$	h_1	h_2	h_4	h_5
1	0,40	0,2	1,0	0,706	0,294	0,226
2	0,60	0,40	1,0	0,686	0,314	0,252

что дает соотношение градиентов на вертикальных и горизонтальных ходах по следующей таблице

Таблица 24

№	Δ_1	Δ_2	$\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$
1	0,49	0,206	2,4
2	0,39	0,186	2,1

Из приведенных вычислений можно заключить, что при данном виде подземного контура и размерах соотношение падений напоров на вертикальных и горизонтальных ходах не менее двух.

и) Общее заключение. В заключение можно высказать следующие общие соображения по вопросу об установлении картины изменения напора воды по подземному контуру фундамента плотины и об определении величины давления на фундамент плотины.

1. Картина изменения напора воды по подземному контуру представляется в общем случае в виде эпюры криволинейного очертания.

2. Закон изменения напора воды по подземному контуру, состоящему только из одних горизонтальных участков, практически мало отличается от закона прямой линии, а величины давления воды в том и другом случае тождественны.

3. Закон изменения напора воды по подземному контуру, состоящему из горизонтальных и вертикальных участков, значительно отличается от закона прямой линии, но может быть трансформирован в таковой введением эквивалентного контура путем умножения длины вертикальных участков на коэффициент $m = \frac{\Delta_1}{\Delta_2}$, имеющий значение для вертикальных граней фундамента и верхового шпунта около 1,3—2,0.

4. Интенсивность давления воды в любой точке подошвы фундамента в случае однородного грунта с достаточной для практики точностью может быть определена из условий линейного распределения давления по длине развернутого эквивалентного подземного контура фундамента, а именно

$$u = \gamma_0 \frac{H}{L_0} x + \gamma_0 y,$$

где H — разность горизонтов верхнего и нижнего бьефа,

y — глубина погружения данной точки по отношению к горизонту воды нижнего бьефа сооружения,

$L_0 = ma + l$ — длина эквивалентного контура,

m — коэффициент эквивалентности, равный отношению градиентов $\frac{\Delta_1}{\Delta_2}$,

a — длина вертикальных участков подземного контура фундамента,

l — длина горизонтальных участков того же контура,

x — расстояние от низового конца развернутого контура.

5. Эпюра давления фильтрационной воды по подземному контуру фундамента и величина давления воды теоретически не зависит от коэффициента фильтрации k .

ГЛАВА V.

ГРАВИТАЦИОННЫЕ БЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ.

1. Основные размеры бетонных плотин.

Главные размеры высоких бетонных плотин характеризуются обычно, при основном треугольном профиле и напоре воды H (рис. 67), следующими данными и соотношениями:

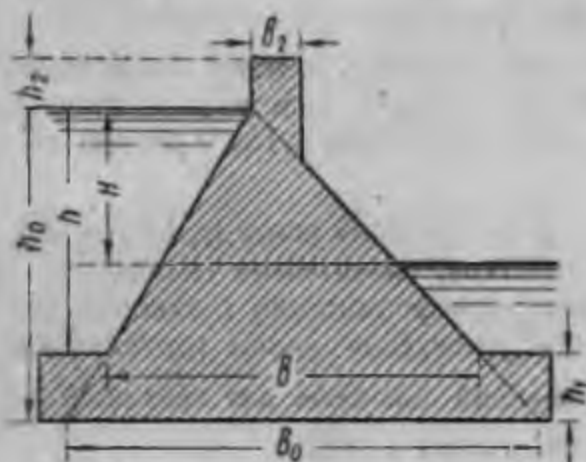


Рис. 67.

1) высотой треугольного профиля над верхней плоскостью фундамента h ,

2) высотой треугольного профиля над нижней плоскостью фундамента $h_0 = h_1 + h$, где h_1 высота фундамента;

3) шириною плотины b на уровне верхней плоскости фундамента и шириною b_0 на уровне нижней плоскости фундамента;

4) шириною верхней площадки плотины b_2 и возвышением ее над уровнем подпорного горизонта h_2 .

При установлении главных размеров бетонных высоких плотин необходимо учитывать следующие внешние силы, а именно:

- 1) давление напорной воды и давление грунта,
- 2) давление фильтрационной воды по подошве фундамента,
- 3) давление льда на верхнюю часть плотины на уровне горизонта,
- 4) собственный вес плотины.

При установлении главных размеров бетонных высоких плотин следует различать:

- а) грунты твердые, скалистые,
- б) грунты — мягкие, связные и сыпучие,

так как при одном и том же напоре в зависимости от рода грунта определяется и форма тела плотины и глубина фундамента.*

* При предварительных определениях главных размеров плотины можно задаваться высотой фундамента примерно

$$\text{для скалистых грунтов } \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{5} \right) h \cong \frac{1}{10} h,$$

Главные размеры и их основные взаимоотношения должны быть определены предварительно, до детального расчета плотины, из общих условий устойчивости и прочности плотины на грунте.

Общими условиями устойчивости следует считать:

1) плотина должна иметь достаточный запас на опрокидывание около переднего ребра фундамента, измеряемый коэффициентом устойчивости на опрокидывание η_1 ;

2) плотина должна иметь достаточный запас на скольжение по грунту, измеряемый коэффициентом устойчивости на скольжение η_2 .

Общими условиями прочности плотины следует считать:

1) нормальные напряжения на грунт по подошве фундамента должны быть сжимающими, т. е. кривая давления должна проходить в средней трети основания плотины (условие средней трети);

2) нормальные напряжения на грунт не должны превосходить допускаемых пределов.

При определении главных размеров плотины наиболее трудно достигаемыми и важными расчетными обстоятельствами являются — условие устойчивости на скольжение и условие средней трети, и более легко получаемыми — условие устойчивости на опрокидывание и условие прочности на предел напряжений.

Установим наиболее рациональные формы треугольного профиля плотины, удовлетворяющие каждому из этих наиболее важных условий устойчивости и прочности, с последующей проверкой их более точными и подробными расчетами.

а) Наивыгоднейшая форма треугольного профиля плотины из условия устойчивости на опрокидывание (рис. 68).

Момент сил, удерживающих плотину от опрокидывания около переднего ребра, определяется равным

$$M_y = Q_1 a_1 + Q_2 a_2 + P_y a_3$$

или

$$M_y = \frac{1}{3} \gamma_1 (b_0 - b_1)^2 h_0 + \frac{1}{2} \gamma_1 b_1 \left(b_0 - \frac{2}{3} b_1 \right) h_0 + \frac{1}{2} \gamma_0 b_1 \left(b_0 - \frac{1}{3} b_1 \right) h_0.$$

Момент сил, опрокидывающих плотину около переднего ребра, определяется

$$M_0 = \frac{1}{6} \gamma_0 h_0^3.$$

где γ_0 — вес м^3 воды,

γ_1 — вес м^3 бетонной кладки плотины.

для глинистых и песчаных грунтов $\left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h \cong \frac{11}{4} h$,
т. е. полагать

для скалистых грунтов $h_0 \cong 1,1 h$ $\left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h \cong \frac{11}{4} h$,
для глино-песчаных грунтов $h_0 \cong 1,2 h$ $\left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h \cong \frac{11}{4} h$,

Коэффициент устойчивости на опрокидывание может быть установлен из соотношения

$$\eta_{11} = \frac{M_y}{M_o} = \frac{\frac{1}{3} \gamma_1 (b_0 - b_1)^2 h_0 + \frac{1}{2} \gamma_1 b_1 \left(b_0 - \frac{2}{3} b_1 \right) h_0 + \frac{1}{2} \gamma_0 b_1 \left(b_0 - \frac{1}{3} b_1 \right) h_0}{\frac{1}{6} \gamma_0 h_0^3}$$

Наибольшее значение коэффициента устойчивости η_{11} на опрокидывание, при одном и том же объеме материала, т. е. при постоянных значениях b_0 и h_0 , может быть найдено, принимая проекцию верховой грани b_1 за переменную величину и приравняв нулю производную выражения η_{11} как функции от b_1 .

Из этого условия получаем уравнение, из которого можем определить величину b_1 , равного

$$b_1 = \frac{3\gamma_0 - \gamma_1}{2\gamma_0} b_0.$$

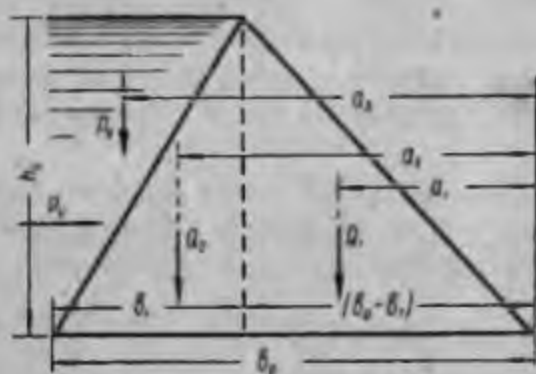


Рис. 68.

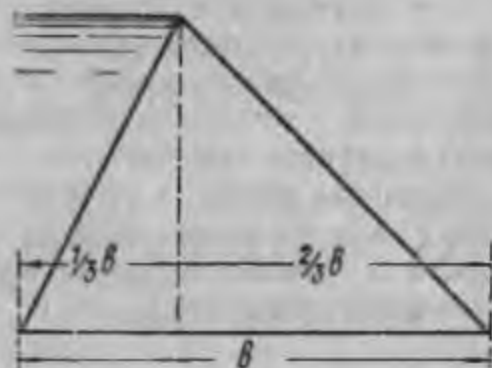


Рис. 69.

Учитывая, что вес кубич. метра кладки в среднем около $\gamma_1 \cong 2,3 \text{ т/м}^3$ и воды $\gamma_0 = 1 \text{ т/м}^3$, находим

$$b_1 \cong \frac{1}{3} b_0,$$

т. е. наивыгоднейшая форма треугольного профиля плотины для обеспечения устойчивости на опрокидывание должна иметь соотношение проекций низовой и верховой граней на основание равным двум (рис. 69).

При наличии фильтрационного давления по подошве фундамента введем для упрощения решения задачи предположение, что интенсивность давления воды постоянна по подошве фундамента и равна $u = \gamma_0 h_0$ у верховой грани, в каковом выражении γ коэффициент интенсивности давления меньше единицы. Наивыгоднейшая форма треугольного профиля плотины может быть установлена из условия получения максимального коэффициента устойчивости η_{11} , равного

$$\eta_{11} = \frac{M_y}{M_o + \frac{1}{2} \gamma h_0 b_0^2}$$

Так как в выражении η_1 знаменатель дроби не зависит от b_1 , то из условия $\frac{d\eta_1}{db_1} = 0$ величина b_1 определится равной

$$b_1 = \frac{3\gamma_0 - \gamma_1}{2\gamma_0} b_0.$$

Из полученного результата ясно, что наивыгоднейшее отношение $\frac{b_1}{b_0}$ для треугольного профиля плотины, определяемое из условия устойчивости на опрокидывание, не изменяется от того, принимается ли во внимание при расчете фильтрационное давление снизу или нет. Размеры же плотины по основанию при наличии фильтрационного давления и сохранении постоянной величины коэффициента устойчивости возрастают.

б) Наивыгоднейшая форма треугольного профиля из условия устойчивости на скольжение (рис. 70).

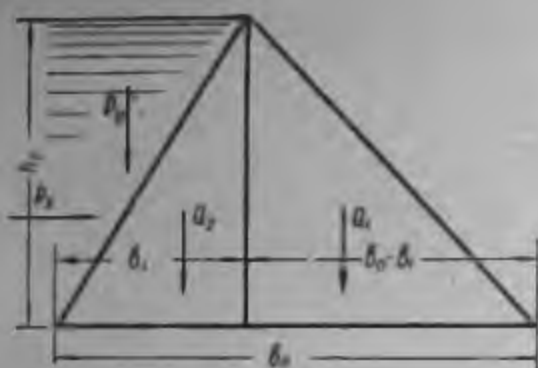


Рис. 70.



Рис. 71.

Сила, сдвигающая плотину по основанию, определяется равной

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 h_0^2.$$

Сила, сопротивляющаяся сдвигу плотины по основанию, равна

$$fN = f \left(\frac{1}{2} \gamma_1 b_0 h_0 + \frac{1}{2} \gamma_0 b_1 h_0 \right),$$

где N — нормальная к основанию сила, равная $(Q_1 + Q_2 + P_y)$,
 f — коэффициент трения по грунту.

Коэффициент устойчивости на скольжение устанавливается из условия

$$\eta_2 = \frac{fN}{P_x} = \frac{f \left(\frac{1}{2} \gamma_1 b_0 h_0 + \frac{1}{2} \gamma_0 b_1 h_0 \right)}{P_x}.$$

Наибольшее значение коэффициент устойчивости на скольжение при $b_0 = \text{const}$ получает при максимальном значении b_1 , т. е. при

$$b_1 = b_0,$$

каковое положение соответствует прямоугольному треугольнику с наклонной верховой и вертикальной низовой гранью (рис. 71).

Задавая определенную величиною коэффициента устойчивости на скольжение η_2 , легко получить соотношение между $\frac{b_0}{h_0} = \operatorname{tg} \alpha$, а именно

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\eta_2}{f \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_0} + 1 \right)} = \frac{\eta_2}{f (\gamma_1 + 1)}.$$

Для примера, принимая $\eta_2 = 1,5 \div 1,25$ и $\gamma_1 = 2,3 \text{ т/м}^3$, имеем

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,45 \div 0,38}{f}.$$

Так как коэффициент трения бетонной кладки по мягким грунтам колеблется обычно от 0,4 до 0,2 и в среднем равен 0,3, то значение $\operatorname{tg} \alpha$ определяется равным

$$\operatorname{tg} \alpha \cong 1,5 \div 1,3.$$

Для очень хороших скалистых грунтов при коэффициенте трения около $f = 0,4 \div 0,6 \cong 0,5$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,9 \div 0,75.$$

В случае наличия фильтрационного давления снизу, распределение интенсивности которого по подошве фундамента принимаем для первого приближения по прямоугольнику (рис. 72), коэффициент устойчивости на скольжение получит выражение

$$\eta_2 = \frac{f(Q_1 + Q_2 + P_y - U)}{P_x}$$

или

$$\eta_2 = \frac{f \left(\frac{1}{2} \gamma_1 b_0 h_0 + \frac{1}{2} \gamma_0 b_1 h_0 - \gamma_0 v h_0 b_0 \right)}{P_x}.$$

Максимальное значение этот коэффициент устойчивости будет иметь при наибольшей величине b_1 , т. е. при $b_1 = b_0$.

Отсюда можем вывести заключение, что фильтрационное давление воды на подошву фундамента, по какому бы закону ни принималось распределение его интенсивности, влиять на рациональную форму плотины не будет, и она остается неизменной в виде прямоугольного треугольника с верховую наклонную гранью.

Задавая определенную величиною коэффициента устойчивости на скольжение η_2 , легко получаем величину $\operatorname{tg} \alpha$ в виде

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\eta_2}{f \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_0} + 1 - 2v \right)} = \frac{\eta_2}{f (\gamma_1 + 1 - 2v)}.$$

в) Наивыгоднейшая форма треугольного профиля плотины из условия средней трети.

* v — коэффициент интенсивности фильтрационного давления.

Для устранения возможности появления растягивающих напряжений в бетонной кладке кривая давления при полной нагрузке плотины не должна выходить из средней трети основания и крайнее ее положение может быть определено точкою O , находящейся на расстоянии $\frac{b_0}{3}$ от переднего ребра плотины и момент около которой всех действующих сил равен нулю (рис. 73).

Рассматриваемое условие аналитически может быть представлено уравнением

$$Q_1 a_1 + Q_2 a_2 + P_y a_3 - \frac{1}{3} P_x h_0 \geq 0$$

или

$$\frac{1}{2} \gamma_1 h_0 (b_0 - b_1) \left(\frac{1}{3} b_0 - \frac{2}{3} b_1 \right) + \frac{1}{3} \gamma_1 h_0 b_1 (b_0 - b_1) + \\ + \frac{1}{6} \gamma_0 h_0 b_1 (2b_0 - b_1) - \frac{1}{6} \gamma_0 h_0^3 \geq 0,$$



Рис. 72.

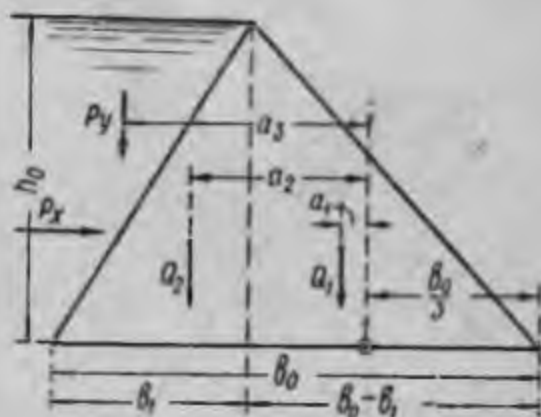


Рис. 73.

которое после приведения получает вид

$$(\gamma_1 b_0^3 - \gamma_0 h_0^3) - [(\gamma_1 - 2\gamma_0) b_0 b_1 + \gamma_0 b_1^3] \geq 0.$$

Так как b_0 и b_1 всегда положительны и $\gamma_1 > 2\gamma_0$, то второй член этого неравенства больше или равен нулю, поэтому для наличия условия, выраженного уравнением, должно быть соблюдено неравенство

$$\gamma_1 b_0^3 - \gamma_0 h_0^3 \geq 0,$$

откуда получаем соотношение между высотой плотины h_0 и шириною по основанию

$$b_0 \geq h_0 \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma_1}} \approx \frac{2}{3} h_0.$$

Кроме того, наивыгоднейшее решение для профиля плотины при данных размерах b_0 и h_0 получится при минимальном значении выражения второго члена уравнения, что имеет место при $b_1 = 0$, так как отрицательным b_1 быть не может.

Таким образом, наивыгоднейшая форма треугольного профиля плотины для удовлетворения условию средней трети получается в виде прямоугольного треугольника с вертикальной верховой и наклонною низовой гранью, при отношении основания к высоте плотины не меньше $\sim \frac{2}{3}$ (рис. 74).

При учете фильтрационного давления воды снизу, с распределением его равномерно по основанию плотины, уравнение, определяющее положение кривой давления в пределах средней трети сечения, представится в виде (рис. 75)

$$Q_1 a_1 + Q_2 a_2 + P_y a_3 - \frac{1}{3} P_x h_0 - U a_4 \geq 0$$

или

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \gamma_1 h_0 (b_0 - b_1) \left(\frac{1}{3} b_0 - \frac{2}{3} b_1 \right) + \frac{1}{3} \gamma_1 h_0 b_1 (b_0 - b_1) + \\ + \frac{1}{6} \gamma_0 h_0 b_1 (2b_0 - b_1) - \frac{1}{6} \gamma_0 h_0^3 - \frac{1}{6} \gamma_0 h_0 b_0^2 \geq 0 \end{aligned}$$

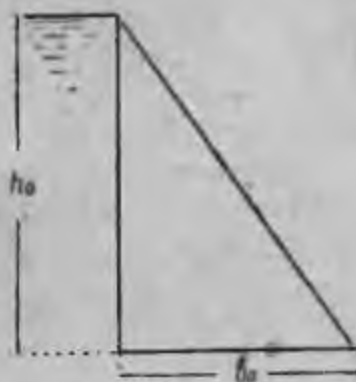


Рис. 74.

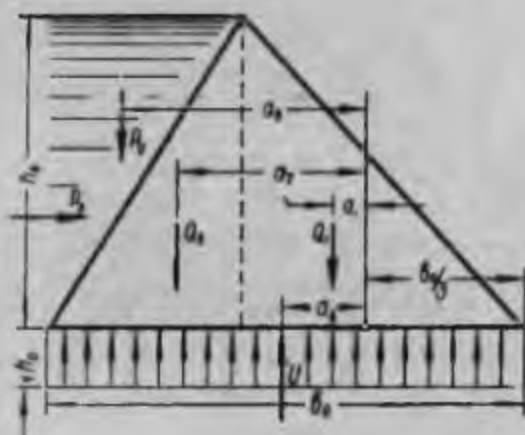


Рис. 75.

или наконец после преобразований

$$(\gamma_1 b_0^2 - \gamma_0 h_0^2 - \gamma_0 \nu b_0^2) - [(\gamma_1 - 2\gamma_0) b_0 b_1 + \gamma_0 b_1^2] \geq 0.$$

Из этого выражения по указанным выше соображениям имеем два условия, а именно первое

$$\gamma_1 b_0^2 - \gamma_0 h_0^2 - \gamma_0 \nu b_0^2 \geq 0,$$

откуда

$$b_0 \geq h_0 \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma_1 - \gamma_0 \nu}} \quad \text{или} \quad b_0 \geq \frac{h_0}{\sqrt{\gamma_1 - \gamma_0 \nu}} \quad (\text{при } \gamma_0 = 1),$$

и второе

$$b_1 = 0.$$

Таким образом, можно сделать заключение, что наивыгоднейшая форма треугольного профиля для удовлетворения условия средней трети не зависит от фильтрационного давления по подошве фундамента и предста-

вляется в виде прямоугольного треугольника с размером основания, зависящим от фильтрационных условий и равным

$$b_0 \geq \frac{h_0}{\sqrt{\gamma_1 - \gamma}},$$

где γ — коэффициент интенсивности фильтрационного давления.

г) Наивыгоднейшая форма треугольного профиля, удовлетворяющая одновременно условию устойчивости на скольжение и условию средней трети.

Два профиля плотины — один наивыгоднейший на устойчивость при скольжении (I) и другой наивыгоднейший для удовлетворения условию средней трети (II) — отличаются противоположными тенденциями в распределении материала по сечению (рис. 76—77).

Действительно, первый профиль с наклонной верховой гранью требует для удовлетворения условию средней трети соблюдения равенства

$$\frac{1}{3} P_x h_0 + \frac{1}{6} U b_0 = \frac{1}{3} P_y b_0,$$

где $P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 h_0^2$ — горизонтальная составляющая давления воды,

$P_y = \frac{1}{2} \gamma_0 h_0 b_0$ — вертикальная

$U = \gamma_0 \gamma h_0 b_0$ — давление фильтрационной воды.

Из этого выражения получаем

$$\frac{b_0}{h_0} = \frac{1}{\sqrt{1 - \gamma}}$$

или при отсутствии фильтрации

$$\frac{b_0}{h_0} = 1.$$

Второй профиль для удовлетворения условию устойчивости на скольжение требует соблюдения равенства

$$\gamma_{12} = \frac{f(Q - U)}{P_x},$$

т. е. при

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_1 b_0 h_0, \quad P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 h_0^2 \quad \text{и} \quad U = \gamma_0 \gamma h_0 b_0$$

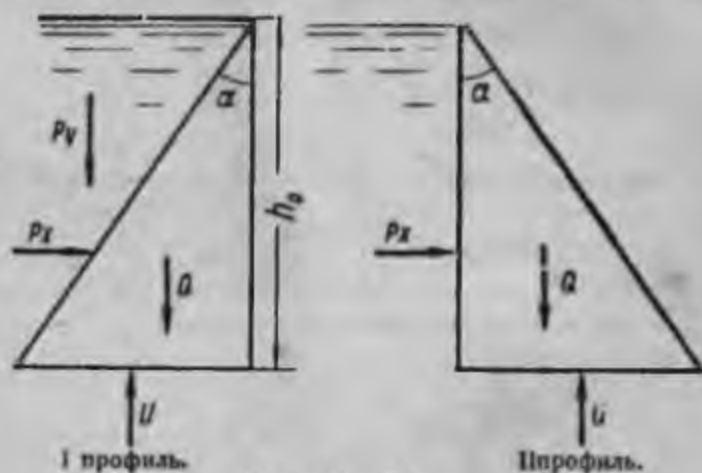


Рис. 76—77.

Задаваясь величиною $\eta_2 = 1,5 \div 1,25$ и считая $\gamma_1 = 2,3$, получаем значение f равным примерно

$$f \leq \frac{1,5 \div 1,25}{3,3} = 0,45 \div 0,38,$$

что имеет место для обычных грунтов песчаных и глинистых.

При наличии фильтрации то же условие формулируется неравенством

$$\frac{\eta_2}{f(\gamma_1 + 1 - 2\nu)} \geq \frac{1}{\sqrt{1-\nu}}$$

или

$$f \leq \frac{\eta_2 \sqrt{1-\nu}}{\gamma_1 + 1 - 2\nu};$$

2) второй профиль является выгодным, если

$$\frac{\eta_2}{f\gamma_1} \leq 1.$$

Задаваясь величиною $\eta_2 = 1,5 \div 1,25$ и считая $\gamma_1 = 2,3$, получаем значение f равным примерно

$$f \geq 0,65 \div 0,55,$$

что имеет место лишь при очень хорошей скале.

При наличии фильтрации то же условие формулируется неравенством

$$\frac{\eta_2}{f(\gamma_1 - 2\nu)} \leq \frac{1}{\sqrt{1-\nu}}$$

или

$$f \geq \frac{\eta_2 \sqrt{1-\nu}}{\gamma_1 - 2\nu};$$

3) при значениях коэффициента трения между указанными величинами

$$\frac{\eta_2 \sqrt{1-\nu}}{\gamma_1 + 1 - 2\nu} \leq f \leq \frac{\eta_2 \sqrt{1-\nu}}{\gamma_1 - 2\nu}$$

следует переходить к профилю с двумя наклонными гранями.

Примечание. Необходимо иметь в виду, что плотины с формой прямоугольного треугольника имеют предел высоты, определяемый величиною допускаемого напряжения на сжатие бетона при работе плотины в случае опорожненного верхнего бьефа, а именно

$$\text{пред. } H \leq \frac{R}{\gamma_1},$$

где R — допускаемое напряжение бетона на сжатие,
 γ_1 — вес м³ бетона.

При большей высоте следует от вертикальной грани в нижней части тела плотины переходить к наклонной, т. е. уширять сечение тела плотины.

где

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_1 h_0 b_0 - \text{вес кладки тела плотины,}$$

$$P_y = \gamma_0 h_0 z_1^* - \text{вес воды на уширении фундамента } z_1,$$

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 h_0^2 - \text{давление воды на плотину,}$$

$$U = \gamma_0 v h_0 (b_0 + z_1) - \text{давление фильтрационной воды на подошву фундамента,}$$

откуда после подстановки имеем

$$\eta_2 = \frac{f \left[\frac{1}{2} \gamma_1 h_0 b_0 + \gamma_0 h_0 z_1 - \gamma_0 v h_0 (b_0 + z_1) \right]}{\frac{1}{2} \gamma_0 h_0^2}$$

и можем получить величину понурного уступа плотины

$$z_1 = \frac{\eta_2 h_0 - f b_0 (\gamma_1 - 2v)}{2(1-v)f}$$

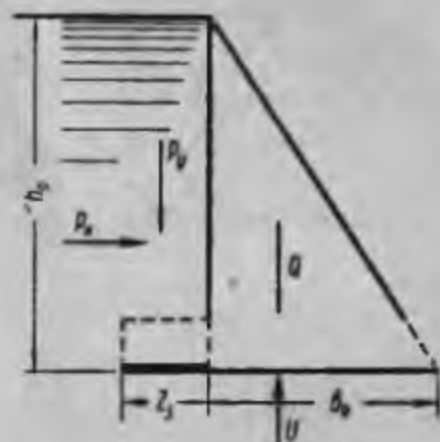


Рис. 79.

Например, без учета фильтрационного давления, т. е. при $v=0$ и принимая $\gamma_1=2,3$, $\eta_2=1,25$ имеем

$$z_1 = \frac{\eta_2 h_0}{2f} - 1,15 b_0,$$

а при принятом отношении $\frac{b_0}{h_0} \cong 0,7$ имеем

$$z_1 = \left(\frac{\eta_2}{2f} - 0,8 \right) h_0,$$

что дает при $f=0,3$ $z_1 = 1,3 h_0$

" 0,5 " 0,46 h_0

" 0,65 " 0,2 h_0

Результаты вычислений показывают, что ширина выступа фундамента z_1 при малых коэффициентах трения бетона по грунту f получается очень значительной, что заставляет изменять форму треугольного профиля плотины и переходить к схеме с двумя наклонными гранями, каковое решение задачи по определению нового значения z_1 следует вести тем же порядком.

* Считая плиту тонкой на уровне нижней постели фундамента.

к необходимости все большего и большего уточнения расчета тела плотины, равно как и ее основания, переходя к расчету плотины при главных предположениях

- а) монолитности тела плотины,
- б) допущения наличия растягивающих нормальных напряжений в бетоне,
- в) допущения работы бетона на срезывание, учитывая иногда одновременно и возможность трения в материале плотины,
- г) исследования величины и направления главных нормальных и касательных напряжений.

Таблица 27

Примеры высоких прямолинейных плотин высотой более 30 метров

№ п/п	Плотина	Местность	Год постройки	Высота	Ширина:		Длина по гребню
					По-верху	По-низу	
1	Lozoya	Spain	1852	32	6,7	30,0	725
2	Habra	Algiers	1865—873	38	4,3	29,0	450
3	Gran Gheurfas	"	1882—884	40	4,0	41,0	155
4	Hamiz	"	1885	41,2	5,0	27,8	162
5	Vymwy	England	1882—889	44,5	6,1	36,0	412
6	Tansa	India	1886—891	36,0	3,7	30,5	2680
7	Peryar	"	1888—897	55,0	3,7	41,5	366
8	Mouche	France	1890	30,8	3,5	—	410
9	Fiticus	U. States	1890—895	41,2	5,5	22,9	163
10	New Croton	"	1898—907	90,5	6,7	63,0	662
11	Spier Falls	"	1900—905	47,0	—	—	417
12	Boonton	"	"	34,8	5,2	23,5	648
13	Wachusett	"	1900—906	69,5	7,9	57,0	450
14	Cataract	Australia	1902—908	58,6	5,0	48,3	247
15	Olive Bridge	U. States	1907—917	76,8	7,9	61,0	305
16	Kensico	"	1910—917	93,5	8,5	71,6	562

Все эти предположения требуют разрешения вопроса о расчете бетонной плотины современным методом теории упругости, вводя, конечно, для целей удобства практики некоторые упрощения, не влияющие на результаты расчетов более, чем то допускается в жизненных технических расчетах массивных инженерных сооружений вообще и гидротехнических в частности.

При решении задач расчета плотины по методам теории упругости предполагается плоское напряженное состояние тела, т. е. задача теории упругости, идея которой заключается в определении по данным внешним силам деформации тела и внутренних напряжений в нем, в двух измерениях. *

* Плоское напряженное состояние имеет место в двух случаях —

а) $\sigma_z = 0$ и имеется свободная деформация по оси Z ,

б) $\epsilon_z = 0$, причем напряжение $\sigma_z \neq 0$;

при расчете плотины имеем в наличии второй случай плоского напряженного состояния.

При расчете плотины по заданным внешним силам требуется для любой точки тела установить величины нормальных напряжений σ_x и σ_y , отнесенных к двум взаимно-перпендикулярным площадкам и величину касательного напряжения τ для тех же площадок. Эти напряжения должны быть представлены как функции координат x и y .

Для нахождения общих решений для напряжений σ_x , σ_y и τ необходимо иметь три уравнения теории упругости, которые получаются — два уравнения из условия равновесия элемента тела и одно — из условия совместности деформаций этого элемента.

4. Основные дифференциальные уравнения теории упругости.

1) Дифференциальные уравнения равновесия.

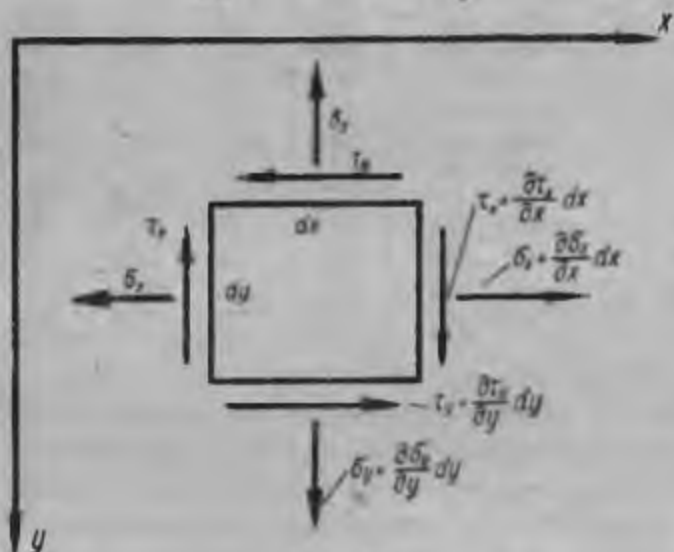
Полагая в данной точке нормальные напряжения равными σ_x и σ_y * и касательные τ_x и τ_y и вырезая элемент с размерами граней dx и dy , составим уравнения равновесия выделенного элемента тела (рис. 91).

а) Горизонтальная проекция сил равна нулю, т. е.

$$\sum X = 0$$

или

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy + \rho \cdot X \cdot dx \cdot dy = 0,$$



откуда

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} = -\rho X,$$

где X — горизонтальная проекция объемной силы, приходящейся на единицу массы.

б) Вертикальная проекция сил равна нулю, т. е.

$$\sum Y = 0$$

или

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \cdot dx \cdot dy + \rho \cdot Y \cdot dx \cdot dy = 0,$$

откуда

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = -\rho Y,$$

где Y — вертикальная проекция объемной силы, приходящейся на единицу массы.

* Индекс показывает направление нормали площадки.

и после подстановки в выражение τ_θ имеем

$$\tau_3 = \max \tau = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

Условие прочности на скалывание имеет вид

$$\tau_3 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \leq R_s.$$

где R_s — допускаемое напряжение на скалывание.

Площадка действия главных нормальных напряжений наклонена к площадке действия наибольшего касательного напряжения под углом

$$\theta_0 = \theta_3 - \theta = 45^\circ,$$

так как

$$\operatorname{tg} 2\theta_3 = -\frac{1}{\operatorname{tg} 2\theta} = -\operatorname{ctg} 2\theta = \operatorname{tg} (90^\circ + 2\theta)$$

и

$$\theta_3 = 45^\circ + \theta.$$

в) И н в а р и а н т ы плоского напряженного состояния могут быть представлены в виде равенств

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y$$

$$\sigma_1 \sigma_2 = \sigma_x \sigma_y - \tau^2,$$



Рис. 98.

справедливость каковых условий легко доказать подстановкою значений главных напряжений, как функций напряжений σ_x , σ_y и τ .

г) Касательные напряжения при учете сил трения в бетонной кладке.

Полагая коэффициент трения бетона по бетону равным f и считая силы трения пропорциональными нормальным напряжениям, получаем касательное напряжение s при учете сил трения равным (рис. 98)

$$s = \tau_\theta - f\sigma_\theta,$$

где

$$\sigma_\theta = \sigma_x^* \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + \tau \cdot \sin 2\theta,$$

$$\tau_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin 2\theta + \tau \cdot \cos 2\theta,$$

и в зависимости от главных нормальных напряжений величина касательного напряжения s равна

$$s = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\theta - f (\sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta).$$

Максимальное значение касательного напряжения s получится при значении θ , обращающем первую производную касательного усилия s , как функции θ , в ноль, а именно

$$\frac{ds}{d\theta} = (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos 2\theta - f(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin 2\theta = 0,$$

откуда получаем значение $\operatorname{tg} 2\theta$ в виде выражения

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{1}{f} = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} = \operatorname{tg} (90^\circ - \varphi)^*$$

т. е.

$$\theta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2},$$

причем угол θ есть угол наклона к оси X нормали к площадке действия главного касательного напряжения или то же угол, составляемый этим напряжением с одним из главных нормальных напряжений.

Принимая во внимание, что

$$\sin 2\theta = \cos \varphi$$

$$\sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2} = \frac{1}{2} (1 - \sin \varphi)$$

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2} = \frac{1}{2} (1 + \sin \varphi),$$

можем получить величину наибольшего касательного напряжения $\max s$ в зависимости от угла трения φ в виде выражения

$$\begin{aligned} \max s &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos \varphi - \frac{1}{2} f [(\sigma_1 + \sigma_2) - (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin \varphi] = \\ &= \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi} [(\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \varphi]. \end{aligned}$$

Учитывая, что

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

и

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y,$$

можем представить величину касательного напряжения $\max s$ при учете сил трения в виде выражения

$$\max s = \frac{1}{2 \cos \varphi} [\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} - (\sigma_x + \sigma_y) \cdot \sin \varphi],$$

где σ_x и σ_y — нормальные напряжения на две ортогональные площадки, τ — касательное напряжение в тех же площадках, φ — угол трения, равный для бетона при $f = 0,60 \div 0,70$ около $\varphi = 30 \div 35^\circ$.

* φ — угол трения бетона по бетону. $f = \operatorname{tg} \varphi$.

Условие прочности на скалывание будет иметь вид

$$\max s = \frac{1}{2 \cos \varphi} [V(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2 - (\sigma_x + \sigma_y) \cdot \sin \varphi] \leq R.$$

2) Эллипс напряжений. Построение эллипса напряжений в данной точке тела надлежит вести в следующем порядке:

а) определить углы θ_1 и θ_2 из условия (рис. 99)

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(\sigma_y - \sigma_x) \pm V(\sigma_y - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}{2\tau},$$

б) определить наибольшее и наименьшее главное напряжение по формуле

$$\sigma_1 \text{ и } \sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} V(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2,$$

в) построить эллипс с уравнением в канонической форме

$$\frac{\xi^2}{\sigma_1^2} + \frac{\eta^2}{\sigma_2^2} = 1,$$

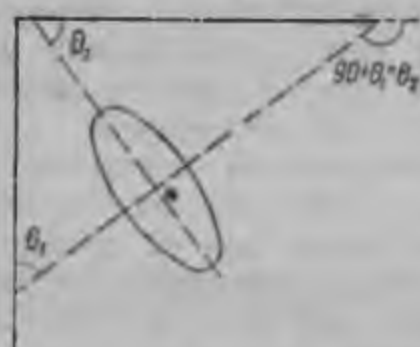


Рис. 99.

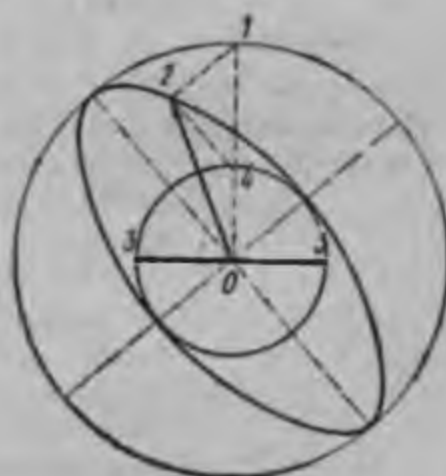


Рис. 100.

принимая главные напряжения за полуоси эллипса.

Графическое исполнение построения и определение напряжения на любую площадку в данной точке может быть представлено в следующем виде (рис. 100):

а) направление площадки дано и изображается диаметром малого круга эллипса (3—3'),

б) нормаль к площадке дает пересечение (1) с окружностью большого круга эллипса напряжений;

в) линия из точки (1), параллельная малой полуоси эллипса, и линия из точки (4), параллельная большой полуоси эллипса, дают точку (2), лежащую на эллипсе,

г) величина, определяемая радиусом-вектором (0—2) есть геометрическое изображение напряжения, отвечающего площадке (3—3').

3) Кривые напряжений. Траектории главных нормальных напряжений характеризуются как две системы кривых линий ортогональных между собою, касательные к которым дают направление напряжений (рис. 101).

Уравнение траектории в дифференциальной форме может быть написано для главного напряжения σ_1

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \theta_1$$

и для главного напряжения σ_2

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \theta_2 = -\operatorname{ctg} \theta_1,$$

где θ_1 и θ_2 определяются из условия

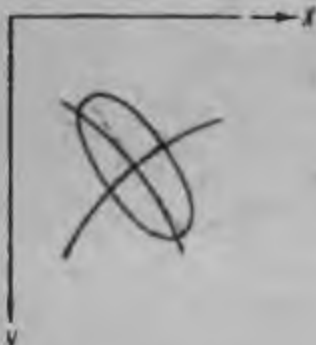
$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}$$

или

$$\operatorname{tg} \theta_{1,2} = \frac{(\sigma_y - \sigma_x) \pm \sqrt{(\sigma_y - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}}{2\tau},$$

причем напряжения σ_1 , σ_2 и τ суть функции координат x и y .

4) Изостатические кривые главных нормальных напряжений характеризуются как две системы кривых линий ортогональных между собой, касательные к которым дают направление площадок действия главных напряжений.



Так как главные нормальные напряжения перпендикулярны к площадкам действия, то фактически сеть изостатических кривых совпадает с сетью траекторий главных напряжений, т. е. изостатическая кривая для напряжения σ_1 совпадает с траекторией напряжения σ_2 в той же точке.

Рис. 101.

5) Эквинапряженные линии главных нормальных напряжений характеризуются как семейство кривых, представляющих геометрическое место точек, в которых главные напряжения σ_1 или σ_2 равны постоянному значению, т. е.

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} = C,$$

где σ_x , σ_y и τ суть функции координат x и y .

6) Траектории главных скалывающих напряжений характеризуются как две системы кривых, касательные к которым дают направление главных скалывающих напряжений.

Так как скалывающие напряжения лежат в плоскости площадки их действия, то траектории главных скалывающих напряжений являются одновременно и изостатическими кривыми для главных скалывающих напряжений.

4) Уравнения для определения шести неизвестных коэффициентов можно установить в следующем порядке:

$$I. a_1 + b_3 = 0$$

$$II. b_2 + a_3 = -\gamma_1,$$

вытекающие из решения основных уравнений.

Остальные уравнения для определения коэффициентов могут быть получены из рассмотрения пограничных условий, имеющих общий вид

$$\sigma_x \cdot \cos \beta \pm \tau \cdot \sin \beta + q_x = 0$$

$$\sigma_y \cdot \sin \beta \pm \tau \cdot \cos \beta + q_y = 0$$

на верховой и низовой гранях профиля плотины:

а) пограничное условие на верховой грани при значениях интенсивности нагрузки

$$q_x = \gamma_0 y, \quad q_y = 0 \quad \text{и} \quad \beta = 0$$

дает

$$\sigma_x = -\gamma_0 y = a_1 x + b_1 y$$

и

$$\tau = 0 = a_2 x + b_2 y,$$

откуда при координатах для верховой грани $x = 0$ и $y = y$ имеем уравнения

$$III. b_1 = -\gamma_0$$

$$IV. b_2 = 0,$$

б) пограничное условие на низовой грани при значении интенсивности нагрузки $q_x = 0$, $q_y = 0$ и при $\beta = \alpha$ дает

$$\sigma_x = \tau \cdot \operatorname{tg} \alpha = a_1 x + b_1 y$$

и

$$\sigma_y = \tau \cdot \operatorname{ctg} \alpha = a_2 x + b_2 y,$$

откуда при координатах для верховой грани $x = y \cdot \operatorname{tg} \alpha$ и $y = y$ имеем уравнения

$$V. a_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha + b_1 = (a_2 \cdot \operatorname{tg} \alpha + b_2) \operatorname{tg} \alpha$$

$$VI. (a_2 \cdot \operatorname{tg} \alpha + b_2) \cdot \operatorname{tg} \alpha = a_3 \cdot \operatorname{tg} \alpha + b_3.$$

5) Определение неизвестных коэффициентов для функций напряжений из шести уравнений дает следующее решение:

$$a_1 = 0$$

$$b_1 = -\gamma_0$$

$$b_2 = \gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1$$

$$a_2 = \gamma_1 \cdot \operatorname{ctg} \alpha - 2\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^3 \alpha$$

$$a_3 = -\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

$$b_3 = 0.$$

6) Определение напряжений как функций от координат x и y — в окончательном виде может быть исполнено подстановкою найденных величин коэффициентов в выражения напряжений, что дает

$$\sigma_x = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_y = (\gamma_1 \cdot \operatorname{ctg} \alpha - 2\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^3 \alpha) x + (\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1) y$$

$$\tau = -\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha \cdot x.$$

7) Исследование этих функций показывает, что

а) нормальные напряжения по данному горизонтальному шву ($y = \text{const}$) распределяются так же, как при элементарном решении задачи, и имеют тождественную с ними величину;

б) касательные напряжения по данному горизонтальному шву ($y = \text{const}$) распределяются по треугольному закону, имея наибольшую величину у наклонной грани, что отлично от элементарного решения задачи;

в) Касательные напряжения по данному горизонтальному шву имеют величину у верховой грани равную нулю, а у низовой грани равную удвоенной величине напряжения, определенного при элементарном решении задачи.

8) Главные нормальные и касательные напряжения определяются по формулам

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

и

$$\tau_2 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2},$$

причем оси эллипса напряжений наклонены к осям координат под углом θ , определяемым из равенства

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}.$$

Для какой-либо точки с координатами $x = y \operatorname{tg} \beta$ и при значениях напряжений

$$\sigma_x = b_1 y$$

$$\sigma_y = a_2 x + b_2 y = (a_2 \cdot \operatorname{tg} \beta + b_2) y$$

$$\tau = a_3 x = a_4 y \cdot \operatorname{tg} \beta$$

имеем значение для угла поворота осей эллипса напряжений из равенства

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2a_2 \operatorname{tg} \beta}{(b_1 - b_2) - a_2 \operatorname{tg}^2 \beta},$$

которое не зависит от величины координат, а только от угла β .

Следовательно, на каждом луче с углом β к оси Y все эллипсы напряжений имеют одинаковое наклонение осей по отношению к координатам (рис. 103).

9) Напряжения на верховой и низовой грани могут быть представлены из общих формул, как частные случаи, а именно

а) напряжения на верховой грани при $x=0$ и $y=y$, т. е. для сечения на глубине y от подпорного горизонта, определяются

$$\sigma_x = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_y = (\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1) y$$

$$\tau = 0$$

Главные напряжения для той же точки имеют величины

$$\sigma_1 = \sigma_x = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_2 = \sigma_y = (\gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1) y$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{1}{2} (\gamma_1 - \gamma_0 \cdot \operatorname{cosec}^2 \alpha) y.$$



Рис. 103.

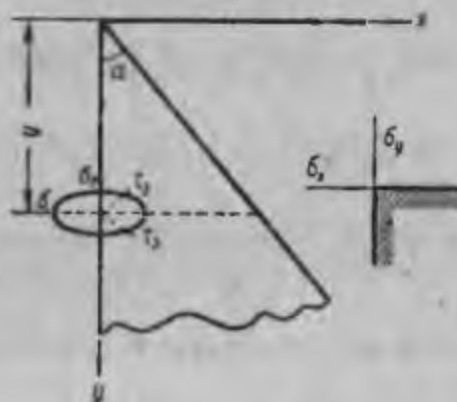


Рис. 104.



Рис. 105.

Направление осей эллипса напряжений определяется углом θ из равенства (рис. 104)

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = 0,$$

т. е.

$$\theta_1 = 0 \quad \text{и} \quad \theta_2 = 90^\circ;$$

б) напряжения на низовой грани при $x=y \operatorname{tg} \alpha$ и $y=y$, т. е. для сечения на глубине y от подпорного горизонта, определяются

$$\sigma_x = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_y = -\gamma_0 y \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

$$\tau = -\gamma_0 y \cdot \operatorname{ctg} \alpha.$$

Главные напряжения для той же точки имеют величины (рис. 105)

$$\sigma_1 = -\gamma_0 y (1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha) = \sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)$$

$$\sigma_2 = 0$$

$$\tau = \frac{1}{2} \sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

Направление осей эллипса напряжений определяется углом θ из уравнения

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = \frac{2 \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{1 - \operatorname{ctg}^2 \alpha} = -\operatorname{tg} 2\alpha,$$

откуда

$$\theta_1 = 90^\circ - \alpha \quad \text{и} \quad \theta_2 = 180^\circ - \alpha.$$

Эллипс напряжений для точек на низовой грани обращается в прямую линию, направленную по этой грани.

10) Произведенное исследование показывает, что плотины треугольного профиля с вертикальной верховой гранью и наклонной низовой можно рассчитывать элементарным методом, но при условии введения следующих дополнений:

а) определения главных сжимающих напряжений у низовой грани плотины по формуле

$$\sigma_1 = \sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \leq R_d,$$

где σ_y — нормальное напряжение по горизонтальному шву у низового ребра, устанавливаемое элементарным методом расчета;

б) определения главного касательного напряжения у низового ребра по формуле

$$\tau_3 = \frac{1}{2} \sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \leq R_s,$$

откуда непосредственно следует, что допускаемое напряжение на сжатие для треугольного профиля не должно быть более удвоенного допускаемого напряжения на скалывание (без учета трения), т. е.

$$R_d \cong 2R_s.$$

11) Траектории главных нормальных и касательных напряжений.

Ортогональная сеть траекторий главных напряжений, совпадающая с ортогональной сетью изостатических кривых, * характеризуется уравнением

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \theta = \frac{(\sigma_y - \sigma_x) \mp \sqrt{(\sigma_y - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}.$$

* Траектория одного главного напряжения является изостатической кривой другого главного напряжения.

Пограничное условие на нижней грани, для которой интенсивность нагрузки равна $q_x = 0$ и $q_y = 0$, представляется в виде уравнений при $\beta = 0$

$$\sigma_x = 0 = a_1 x + b_1 y$$

и

$$\tau = 0 = a_3 x + b_3 y,$$

откуда при $x = 0$ имеем

$$\text{III. } b_1 = 0$$

$$\text{IV. } b_3 = 0.$$

Пограничное условие на верхней грани, для которой интенсивность нагрузки равна

$$q_x = \gamma_0 y \cdot \cos \alpha \quad \text{и} \quad q_y = \gamma_0 y \cdot \sin \alpha$$

представляется в виде уравнений при $\beta = \alpha$

$$\sigma_x \cdot \cos \alpha - \tau \cdot \sin \alpha + \gamma_0 y \cdot \cos \alpha = 0$$

$$\sigma_y \cdot \sin \alpha - \tau \cdot \cos \alpha + \gamma_0 y \cdot \sin \alpha = 0.$$

Деля эти уравнения на $\cos \alpha$ и подставляя значения напряжений получаем

$$\sigma_x = a_1 x + b_1 y = 0^*$$

$$\sigma_y = a_2 x + b_2 y$$

$$\tau = a_3 x,$$

и при $x = y \cdot \operatorname{tg} \alpha$ имеем условия

$$\text{V. } a_3 = \gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

$$\text{VI. } a_2 \operatorname{tg} \alpha + b_2 = \gamma_0 (\operatorname{ctg}^2 \alpha - 1).$$

4) Решение шести уравнений для определения неизвестных коэффициентов дает следующие их значения:

$$a_1 = 0$$

$$b_1 = 0$$

$$a_2 = (\gamma_1 - \gamma_0) \cdot \operatorname{ctg} \alpha + 2\gamma_0 \operatorname{ctg}^3 \alpha$$

$$b_2 = -(\gamma_1 + \gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha)$$

$$a_3 = \gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

$$b_3 = 0.$$

* Коэффициенты a_1 и b_1 из предыдущих условий равны 0.

5) Напряжения как функции от координат x и y представляются выражениями

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_y = [(\gamma_1 - \gamma_0) \operatorname{ctg} \alpha + 2\gamma_0 \operatorname{ctg}^3 \alpha] x - (\gamma_1 + \gamma_0 \operatorname{ctg}^3 \alpha) y$$

$$\tau = \gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha \cdot x.$$

6) Исследование этих функций показывает, что

а) нормальные напряжения по данному горизонтальному шву тела плотины распределяются так же, как при элементарном решении задачи, и имеют тождественную с ними величину;

б) касательные напряжения по данному горизонтальному шву распределяются по треугольнику с наибольшей ординатой у наклонной грани;

в) касательные напряжения по данному горизонтальному шву имеют значение у верховой грани равное удвоенной величине напряжения, определенного при элементарном решении задачи.



Рис. 110.

7) Напряжения на низовой вертикальной грани определяются при $x = 0$ равными (рис. 110)

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_y = -(\gamma_1 + \gamma_0 \operatorname{ctg}^3 \alpha) y$$

$$\tau = 0$$

Главные напряжения имеют значения

$$\sigma_1 = 0$$

$$\sigma_2 = -(\gamma_1 + \gamma_0 \cdot \operatorname{ctg}^3 \alpha) y$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = -\frac{1}{2} \sigma_2.$$

Направление осей эллипса напряжений определяется по уравнению

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = 0,$$

откуда видно, что эллипс для низовой вертикальной грани обращается в прямую линию, направленную по вертикальной грани.

8) Напряжения на верховой (наклонной) грани определяются при $x = y \operatorname{tg} \alpha$ равными

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_y = \gamma_0 (\operatorname{ctg}^2 \alpha - 1) y$$

$$\tau = \gamma_0 y \cdot \frac{1}{2} \operatorname{ctg} \alpha.$$

Главные напряжения имеют значения

$$\sigma_1 = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_2 = \gamma_0 y \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

$$\tau = \frac{1}{2} \gamma_0 (1 - \operatorname{ctg}^2 \alpha) y.$$

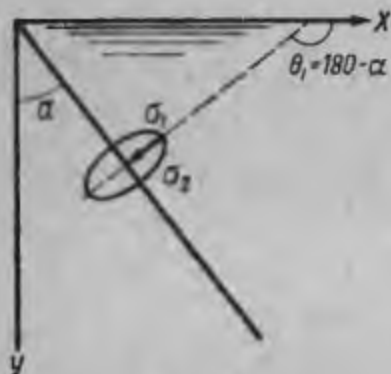
Направление осей эллипса определяется углом θ из условия (рис. 111)

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = -\operatorname{tg} 2\alpha,$$

откуда

$$\theta_1 = 180^\circ - \alpha \quad \text{и} \quad \theta_2 = 90^\circ - \alpha.$$

9) Произведенное исследование показывает, что плотины треугольного профиля с наклонной верховой гранью и вертикальной низовой гранью можно рассчитывать элементарными методами, но при условии следующих дополнений:



а) определения главных растягивающих напряжений, имеющих направление вдоль верховой грани, по формуле

$$\sigma_2 = \gamma_0 y \operatorname{ctg}^2 \alpha = \sigma_y + \gamma_0 y \leq R_z,$$

причем нормальное напряжение для горизонтального шва σ_y является также растягивающим при всех значениях угла

$$\alpha \leq \frac{\pi}{4},$$

Рис. 111.

б) определения главных скалывающих напряжений у низовой вертикальной грани по формуле

$$\tau_s = -\frac{1}{2} \sigma_y = \frac{1}{2} (\gamma_1 + \gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha) y \leq R_s;$$

или установления допускаемого напряжения на сжатие по горизонтальному шву не более удвоенного допускаемого напряжения на скалывание (без учета трения).

10) Траектории главных нормальных и касательных напряжений и изостатические кривые для треугольного профиля с вертикальной низовой гранью могут быть построены методом, указанным для профиля с вертикальной низовой гранью.

б) на наклонной грани

$$\sigma_x = -2F \frac{\alpha}{(\alpha^2 - \sin^2 \alpha) y} \cdot \sin^3 \alpha \cdot \cos \alpha = -4,27 \frac{F}{y}$$

$$\sigma_y = -2F \frac{\alpha}{(\alpha^2 - \sin^2 \alpha) y} \cdot \sin \alpha \cdot \cos^3 \alpha = -9,42 \frac{F}{y}$$

$$\tau = -2F \frac{\alpha}{(\alpha^2 - \sin^2 \alpha) y} \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha = -6,34 \frac{F}{y},$$

а элементарным методом

$$\sigma_x = 0$$

$$\sigma_y = -\frac{12F}{y} \cdot \operatorname{ctg}^3 \alpha \left(\operatorname{tg} \alpha - \frac{1}{2} \right) = -13,5 \frac{F}{y}$$

$$\tau = -\frac{F}{y} \cdot \operatorname{ctg} \alpha = -1,5 \frac{F}{y}.$$

Из сравнения приведенных данных можно вывести следующие заключения:

а) влияние силы давления льда, приложенной в вершине треугольного профиля, на величину нормальных и касательных напряжений по горизонтальному шву тела плотины гиперболически убывает с удалением горизонтального шва от вершины профиля;

б) элементарные методы решения задачи дают преуменьшенные нормальные напряжения на вертикальной грани примерно на 15% и преувеличенные нормальные напряжения на наклонной грани примерно на 40%;

в) элементарные методы дают значительно преуменьшенное касательное напряжение по наклонной грани тела плотины.

Добавляя найденные нормальные и касательные напряжения от действия льда к напряжениям σ_x , σ_y и τ на ортогональные площадки от других нагрузок и собственного веса плотины, — можно вычислить главные нормальные и касательные напряжения и их траектории от совместного действия всех нагрузок.

10. Определение напряжений в теле плотины от уширения верхней части треугольного профиля плотины.

Простейшим видом верхней части бетонной плотины является прямоугольная форма ее, сопрягающаяся с треугольным профилем (рис. 116).

Однако, при расчете плотины на давление льда эта форма верхней части плотины должна быть изменена в трапецеидальную в целях достижения прочности верхней части плотины (рис. 117).

Все напряжения от давления льда при треугольном профиле плотины, как показано было выше, изменяются гиперболически с увеличением координаты y , т. е. для вертикальной грани

$$\sigma_y = k \frac{F}{y},$$

11. Упругая деформация тела бетонной плотины.

Упругая деформация тела плотины определяется прогибом ее, как балки, заделанной одним концом, в предположении неизменности положения фундамента плотины (рис. 119 и 120).

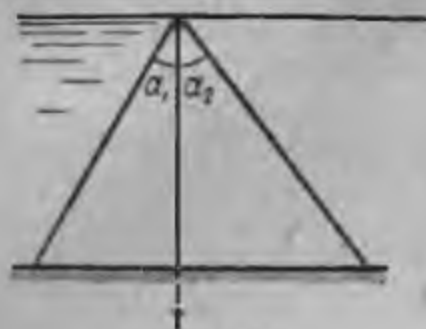


Рис. 119.

1) Для определения прогиба от давления напорной воды в любой точке, находящейся на расстоянии y_1 от вершины треугольного профиля плотины, воспользуемся уравнением начала возможных перемещений

$$\sum P_i \delta_i = \int_0^h \frac{MM_1}{EJ} ds,$$



Рис. 120.

применяя его к двум видам загрузки, причем

P_i — внешние силы первого вида загрузки,

δ_i — перемещения второго вида загрузки,

M_1 и M — моменты соответственно первого и второго вида загрузки

и интеграл взят по всей высоте плотины.



Рис. 121.

Первый вид загрузки (рис. 121) принимаем в виде силы P_i , равной единичному вектору, приложенному в месте определения прогиба, т. е. на расстоянии y_1 от вершины треугольного профиля. Тогда для сечений верхнего участка плотины изгибающий момент будет равен $M_1 = 0$, для сечений нижнего участка плотины изгибающий момент будет равен $M_1 = 1 \cdot (y - y_1)$.



Рис. 122.

Второй вид загрузки принимаем в виде действительной нагрузки давлением напорной воды, которая для участка на длине y дает две составляющие силы (рис. 122)

горизонтальную $P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 y^2$

вертикальную $P_y = \frac{1}{2} \gamma_0 y^2 \operatorname{tg} \alpha_1$

и момент для сечения на расстоянии y от вершины треугольного профиля

$$M = \frac{1}{6} \gamma_0 y^3 - \frac{1}{2} \gamma_0 y^2 \operatorname{tg} \alpha_1 \left(\frac{b}{2} - \frac{1}{3} y \operatorname{tg} \alpha_1 \right),$$

приняв два вида загрузки, а именно первое силой равною единичному вектору и второе действительною нагрузкою приложенною к гребню плотины треугольного профиля (рис. 123).

Первое загрузке силой, равною единице, дает изгибающие моменты для сечения верхней части

$$M_1 = 0,$$

для сечения нижней части

$$M_1 = 1 \cdot (y - y_1).$$

Второе загрузке силой F дает изгибающие моменты

$$M = Fy.$$

Уравнение начала возможных перемещений приобретает вид

$$\delta_y = \int_{y_1}^h \frac{(y - y_1) Fy}{EJ} dy,$$

где J — момент инерции сечения, который определяется как функция y в виде

$$J = \frac{y^3 (m + n)^2}{12}.$$

После подстановки имеем

$$\delta_y = \frac{12 F}{E (m + n)^2} \int_{y_1}^h \frac{y(y - y_1)}{y^3} dy,$$

а так как интеграл равен

$$\int_{y_1}^h \frac{dy}{y} - y_1 \int_{y_1}^h \frac{dy}{y^2} = \ln \frac{h}{y_1} + y_1 \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{y_1} \right),$$

то прогиб равен

$$\delta_y = \frac{12 F}{E (m + n)^2} \left[\ln \frac{h}{y_1} + \frac{y_1}{h} - 1 \right].$$

При значении $y_1 = 0$ прогиб получает бесконечную величину, что и должно иметь место для треугольного профиля плотины.

При значении $y_1 = h$ прогиб δ_y становится равным нулю.

Таким образом общая формула для определения теоретического прогиба в любой точке на расстоянии y_1 от гребня плотины треугольного профиля представляется в виде

$$\delta_y = \frac{12 F}{E} \frac{\left[1 - \frac{1}{2} m (m + 3n) \right]}{(m + n)^2} (h - y_1)^2 + \frac{12 F}{E (m + n)^2} \left[\ln \frac{h}{y_1} + \frac{y_1}{h} - 1 \right].$$

где

$m = \operatorname{tg} \alpha_1$ — уклон верховой грани плотины,

$n = \operatorname{tg} \alpha_2$ — уклон низовой „ „

h — высота плотины треугольного профиля,

F — давление льда на пог. м,

E — модуль упругости,

$\gamma_0 U_1$ — интенсивность давления воды в данной точке.

Для придания жесткости верхней части плотины к треугольному профилю добавляют верхнюю прямоугольную или трапецидальную часть, которую при вычислении прогиба можно считать за бесконечно-жесткое тело.

ГЛАВА VI.

ФУНДАМЕНТЫ ПЛОТИН И ИХ РАСЧЕТ.

Первоначальные основные размеры фундаментов плотин и очертание их подземного контура намечаются обычно из общих условий устойчивости плотины, почему подробный расчет фундамента приводится к проверке гидравлическим и статическим расчетом достаточности принятых размеров фундамента как в отношении обеспечения безопасных для устойчивости плотины условий фильтрации напорной воды, так и в отношении статической прочности отдельных частей фундамента.

1. Гидравлический расчет фундаментов плотин.

Для прочности и устойчивости плотин необходимо устранить возможность подмыва фундаментов их, явление, которое обычно имеет место с низовой стороны фундамента.



Рис. 124.

При наличии разности горизонтов верхнего и нижнего бьефа под сооружением существует поток грунтовых вод, кинематическая картина движения которого при однородном грунте не зависит от фильтрационных свойств последнего; только при наличии тех или иных фильтрационных качеств грунта наступление конечной формы распределения линий токов и эквипотенциальных кривых будет зависеть от времени и продолжительности поддержания напора на сооружении.

Однако, при существовании одной и той же кинематической картины движения фильтрационного потока в разных грунтах размывающее действие этого потока на грунт будет не одинаковое, так как

а) скорость движения воды в грунте при одном и том же напорном градиенте будет получаться различная в зависимости от фильтрационных свойств грунта, а именно (рис. 124):

$$v = -k \frac{dh}{dn}$$

а градиент по внешней поверхности низового шпунта или зуба длиной s_1

$$\Delta H = m_1 \frac{H}{L_0}.$$

На основании этих данных можно определить величину напора воды в разных точках по контуру фундамента, а именно в соответствии с обозначениями на рис. 129.

$$H_1 = H$$

$$H_2 = H - \Delta_c m s$$

$$H_3 = H - \Delta_c m (2s - t)$$

$$H_4 = \Delta_c [m(s_1 - t) + m_1 s_1]$$

$$H_5 = \Delta_c m_1 s_1$$

$$H_6 = 0,$$

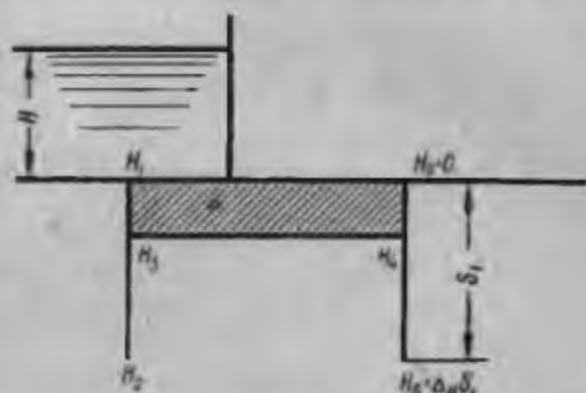


Рис. 129.

где $\Delta_c = \frac{H}{L_0}$.

Пользуясь исчисленными величинами давлений можно построить диаграмму распределения напоров по подземному контуру фундамента (рис. 130).

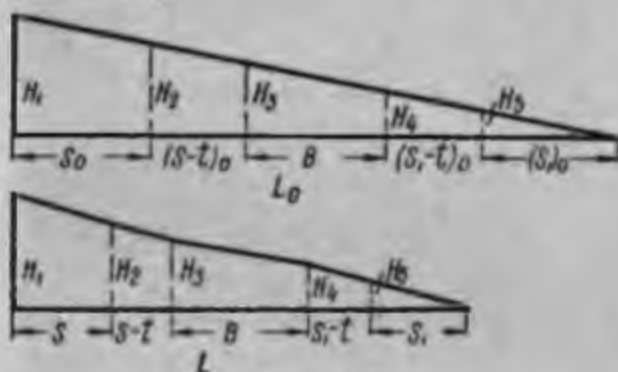


Рис. 130.

а) Диаграмма напоров по эквивалентному подземному контуру L_0 .

б) Диаграмма напоров по действительному подземному контуру L .

При наличии нижнего бьефа величина интенсивности давления $\gamma_0 \gamma H^*$ увеличивается на $\gamma_0 y$, где y погружение данной точки фундамента по отношению к горизонту воды нижнего бьефа.

2) Определение начальной скорости размыва грунта.

Наблюдения и теория показывают, что размыв грунта при наличии фильтрации напорной воды под фундаментом плотины начинается в низовой части сооружения. Для выяснения общей картины этого явления и установления размеров фундамента, устраняющих опасность вымыва грунта, можно привести следующие элементарные рассуждения и расчеты.

Предположим, что имеется фундамент, заглубленный в грунт на высоту t и подверженный действию фильтрационной воды, протекающей под напором H из верхнего бьефа в нижний при глубине последнего h_2 .

* γ — коэффициент интенсивности давления.

Если учесть, что фильтрующая через грунт вода воздействует на грунтовый скелет и передает ему всю свою энергию, то выведенная формула примет вид

$$L_0 \geq \frac{\gamma_s m_1 (1 + \varepsilon)}{\gamma_z (1 + \varepsilon) - \gamma_0} H = CH.$$

Это соотношение является критическим, соответствующим началу перемещения частиц грунта, и при суждении о длине L_0 следует вводить для несвязных грунтов коэффициент запаса около $n \cong 4-6$.

Коэффициент C по Bligh и Parker'у для разных грунтов имеет примерные значения:

- | | |
|--|------|
| 1) ил, мельчайший песок | 18 |
| 2) мелкий песок | 15 |
| 3) обыкновенный грубозернистый песок | 12 |
| 4) гравий | 9 |
| 5) глинистые грунты | 5-9. |

3) Определение глубины заложения фундамента при наличии фильтрации.

Уменьшение веса грунта ниже фундамента при наличии фильтрации напорной воды оказывает большое влияние на глубину заложения фундамента, при определении этой величины из условия устойчивости грунта на выпирание под действием нагрузки сооружением. Эту задачу можно приближенно решить элементарными методами, а именно применением общеизвестной формулы Паукера, исходящей из равенства напряжений, или формулы Бельзецкого, основанной на равенстве давления грунта в плоскости низовой грани фундамента, и других формул.



Рис. 132.

Принимая положение Паукера, можем написать условие, обеспечивающее грунт ниже фундамента от выпирания, из условия соотношения напряжений в плоскости низовой грани фундамента (рис. 132).

$$\gamma s_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) > \gamma_z \left(H_0 - \frac{\gamma_s H_s}{\gamma_s} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где H — напор воды, равный разности горизонтов в. и н. бьефа,
 s_1 — глубина заложения зуба или высота низовой грани фундамента,
 H_0 — высота столба грунта в метрах, эквивалентная давлению от фундамента сооружения, без учета фильтрации,*

$\left(H_0 - \frac{\gamma_s H_s}{\gamma_s} \right)$ — то же при учете фильтрационного давления,

φ — угол естественного откоса грунта,

$$\gamma_0 H_s = \gamma_0 \Delta_c m_1 s_1 = \gamma_0 H \left(1 - \frac{L_1}{L_0} \right),$$

L_1 — длина эквивалентного подземного контура фундамента ($L - s_1$),

L_0 — то же всего подземного контура фундамента.

* Давления воды нижнего бьефа для запаса не учитываем.

Из приведенного выше уравнения получаем формулу для определения минимальной глубины фундамента в виде

$$s_1 \geq \frac{\gamma_3 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left[H_0 - \frac{\gamma_0}{\gamma_3} H \left(1 - \frac{L_1}{L_0} \right) \right]}{\gamma_3 - \gamma_0 \left(1 + \frac{H}{L_0} m_1 \right) \frac{1}{1 + \varepsilon}},$$

где γ_3 — вес кубометра грунта,

$\gamma = \gamma_3 - \gamma_0 \left(1 + \frac{H}{L_0} m_1 \right) \frac{1}{1 + \varepsilon}$ вес кубометра взвешенного грунта с низовой стороны фундамента,

m_1 — коэффициент эквивалентности вертикального хода по низовой грани фундамента к горизонтальному ходу по градиенту фильтрационного давления,

ε — коэффициент порозности грунта.

По предлагаемой формуле и можно приблизительно проверить достаточность глубины заложения фундамента плотины при наличии фильтрации напорной воды.

Предположим, например, для численного примера (рис. 133)

$$H = 10 \text{ м}$$

$$B = 30 \text{ м}$$

$$t = 0,2 \cdot 30 = 6 \text{ м.}$$

Напряжение грунта у переднего ребра получается по формуле

$$\sigma_n = -\frac{N}{B} - \frac{M}{W},$$



Рис. 133.

где N — сумма нормальных сил для подошвы фундамента,

M — момент около середины подошвы фундамента,

W — момент сопротивления сечения по подошве фундамента,

откуда напряжение σ_n определится приближенно около

$$\sigma_n \cong -16 \text{ т/м}^2.$$

Полагая для первого приближения значения:

угол естественного откоса $\varphi = 25^\circ$

вес куб. метра грунта $\gamma_3 = 1,8 \text{ т/м}^3$

порозность грунта $\varepsilon = 0,25$

приведенную высоту $H_0 = \frac{\sigma_n}{\gamma_3} = 9,$

можем формулу для определения минимальной глубины фундамента представить в виде

$$s_1 \geq \frac{\gamma_3 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left[H_0 - \frac{\gamma_0}{\gamma_3} H \left(1 - \frac{L_1}{L_0} \right) \right]}{\gamma_3 - \gamma_0 \left(1 + \frac{H}{L_0} m_1 \right) \frac{1}{1 + \varepsilon}} = \frac{0,29 \left[9 - 5,55 \left(1 - \frac{L_1}{L_0} \right) \right]}{1,8 - \left(1 + 10 \frac{m_1}{L_0} \right) 0,8}.$$

Принимая отношение градиента напора по вертикальным ходам фильтрации подземного контура к таковому по горизонтальным равным $m = m_1 = 1,5$, получаем длину подземного контура равной

$$L_0 = mt + B + m_1 t = 1,6 B$$

и

$$L_1 = mt + B = 1,3 B,$$

и при

$$B = 30 \text{ м}$$

имеем величины L_1 и L_0 равными

$$L_0 = 48 \text{ м} \quad \text{и} \quad L_1 = 39 \text{ м}.$$

Подставляя полученные величины в условие, гарантирующее грунт от выпирания, получаем

$$s_1 \leq 6 \text{ м},$$

что показывает достаточность принятого в начале расчета заложения низовой грани фундамента.

До сего времени мы рассматривали фундаменты, которые имеют грунт у низовой грани фундамента того же веса, что и собственный грунт в основании плотины.

При введении предположения, что кубометр грунта под фундаментом имеет вес γ_3 при угле естественного откоса φ , а кубометр засыпки ниже фундамента имеет вес γ_3' при угле φ' , формула для установления устойчивости грунта от выпирания при наличии фильтрующего потока воды примет следующий вид:

$$s_1 \geq \frac{\gamma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left[H_0 - \frac{\gamma_0}{\gamma_3} H \left(1 - \frac{L_1}{L_0} \right) \right]}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \left[\gamma_3' - \gamma_0 \left(1 + \frac{H}{L_0} m_1 \right) \frac{1}{1 + \varepsilon} \right]},$$

где H_0 — высота столба грунта в метрах, эквивалентная давлению фундамента сооружения, без учета фильтрационного давления,

H — напор воды на сооружении,

L_1 — длина эквивалентного подземного контура фундамента до его низового ребра,

L_0 — то же всего эквивалентного подземного контура фундамента,

m_1 — коэффициент эквивалентности вертикального хода вдоль низовой грани фундамента к горизонтальному ходу по градиенту фильтрационного давления,

ε — коэффициент порозности грунта.

Рассмотрение этой формулы показывает, что размер фундамента по толщине уменьшается при условии:

1) увеличения угла естественного откоса φ грунта основания фундамента,

2) увеличения веса кубометра засыпки низовой призмы за фундаментом,

3) увеличения угла естественного откоса φ' низовой засыпки за фундаментом,

4) увеличения порозности грунта низовой засыпки.

Из этих соображений вытекает очень важное в практическом отношении следствие, состоящее в том, что загрузку низовой призмы за фундаментом следует делать из пористого тяжелого грунта, с возможно большим углом естественного откоса.

Наилучшим решением в отношении загрузки низовой призмы является устройство ее в виде обратного фильтра, состоящего из слоя песка, гравия и камня. Такой фильтр с одной стороны является тяжелым с большой порозностью грунтом, и с другой не позволяет струе фильтрующего потока воды выносить грунт из-под основания плотины (рис. 134).

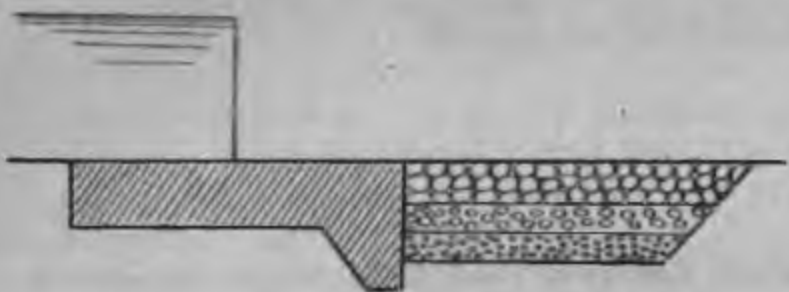


Рис. 134.

Однако следует заметить, что указанное решение задачи имеет действительное значение лишь в случае наличия в фильтрационном потоке скоростей, не превосходящих начальных скоростей размыва грунта.

В противном случае выносимые из основания частицы грунта забьют фильтр, он перестанет пропускать воду, следствием чего получится увеличение взвешенности грунта засыпки.

Для иллюстрации, полагая в предыдущем примере определения толщины фундамента s_1 величины:

средний вес материала фильтра $\gamma'_a = 2,0 \text{ т}$
 средний угол его естественного откоса $\varphi' = 35^\circ$
 средняя порозность фильтра $\varepsilon = 0,30$

получим требуемую глубину заложения передней грани фундамента

$$s_1 = 2,2 \text{ м.}$$

Результаты этого решения показывают, что увеличение веса и порозности материала грунта ниже флютбета значительно влияет на степень устойчивости грунта ниже фундамента.

2. Статический расчет прочности фундамента.

Фундамент плотины, в общем виде, состоит из части b , расположенной непосредственно под телом плотины, и двух частей z_1 и z_2 , образующих выступы с верховой и низовой стороны тела плотины (рис. 135).

Расчет такого фундамента может быть произведен или элементарно, рассматривая части фундамента z_1 и z_2 как консоли, заделанные в тело плотины, или более сложным путем из условия работы фундамента как балки, лежащей на упругом основании и имеющей на протяжении длины b бесконечно-жесткую часть.

1) Элементарный расчет фундамента может быть исполнен в следующем порядке:

а) устанавливаются внешние силы, а именно нормальная сила N и равномерные нагрузки q_1 и q_2 ,*

б) определяются напряжения грунта под фундаментом у верховой его грани σ_v и у низовой его грани σ_n , в предположении полной жесткости тела фундамента (рис. 136),

в) рассчитываются консоли z_1 и z_2 под действием реактивного давления грунта и нагрузок q_1 или q_2 , причем в растянутых зонах бетона следует заложить арматуру соответствующих размеров.

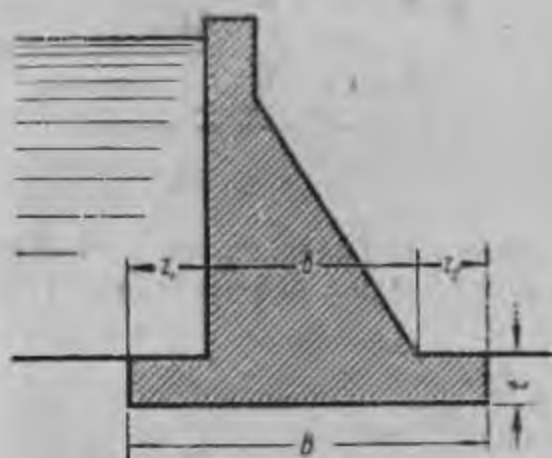


Рис. 135.

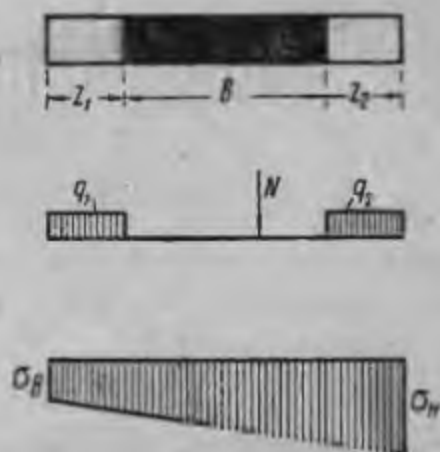


Рис. 136.

Этот способ расчета фундаментных консолей дает вполне удовлетворительные результаты при наличии достаточной жесткости их и во всяком случае до

$$z \leq 2t,$$

где t — высота бетонной подушки фундамента.

2) Расчет фундамента как балки, лежащей на упругом основании (рис. 137).

Фундамент под бетонною глухою или водосливною плотиною можно рассматривать как балку с переменною жесткостью, а именно на среднем участке с бесконечною жесткостью, а на консольных выступах с жесткостью EJ , где J — момент инерции сечения консоли.

Нагрузку на фундамент под бетонными плотинами можно привести к следующей (рис. 138):

а) равнодействующей силе N от веса тела плотины и других вертикальных нагрузок, действующих на тело плотины,

б) равномерной нагрузке интенсивностью q_1 на верховую консоль от веса воды верхнего бьефа,

в) равномерной нагрузке интенсивностью q_2 на низовую консоль от веса воды нижнего бьефа,

* Собственный вес, при постоянстве сечения фундамента, не влияет на прочность его, как и всякая равномерная нагрузка на фундаменте. При учете предельных напряжений на грунт собственный вес фундамента следует учитывать.

г) равномерной нагрузке от собственного веса фундамента интенсивностью q_2 .

Принимая во внимание, что реактивное напряжение грунта для нагрузки, равномерно распределенной по всей длине фундамента, тождественно с интенсивностью этой нагрузки q_0 , т. е.



$$P_1 = q_0 b = q_2 + q_2 b,$$



Рис. 137.

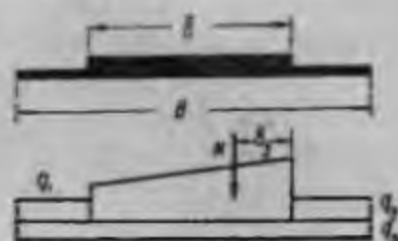


Рис. 138.

всю систему нагрузок для фундамента, как для балки, лежащей на упругом основании, можно привести к следующим силам и нагрузкам (рис. 139):

а) силе P , равной

$$P = N - q_2 b$$

и приложенной на расстоянии b_2 от точки D , равном

$$b_2 = \frac{Nb_2 - \frac{1}{2} q_2 b^2}{P},$$

где b_2 — расстояние точки приложения силы N от точки D .

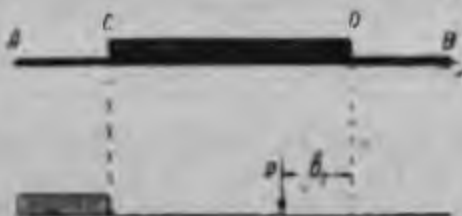


Рис. 139.

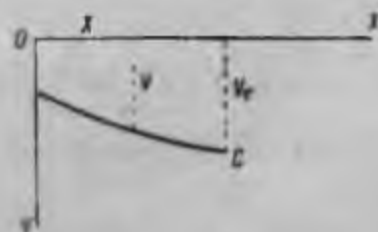


Рис. 140.

б) равномерной нагрузке на длине верховой консоли интенсивностью

$$q = q_1 - q_2.$$

Определив для системы сил P и нагрузки q величину реактивного напряжения p_2 как функцию координат, получаем окончательную величину реактивного напряжения равной

$$p = p_1 + p_2.$$

Для среднего участка, момент инерции которого предполагается бесконечно-большим, можно принять прямолинейное распределение напря-

жений на грунт, а для консолей — пропорциональное оседанию y , которое изменяется для консоли AC (рис. 140) по уравнению:

$$y = \frac{1}{2}[(A_1 e^{\xi} + A_2 e^{-\xi}) \cos \xi + (A_3 e^{\xi} + A_4 e^{-\xi}) \sin \xi]$$

и для консоли DB (рис. 141) по уравнению:

$$y = \frac{1}{2}[(B_1 e^{\xi} + B_2 e^{-\xi}) \cos \xi + (B_3 e^{\xi} + B_4 e^{-\xi}) \sin \xi],$$

где A_1, A_2, A_3, A_4 — суть постоянные коэффициенты, определяемые из пограничных условий,

B_1, B_2, B_3, B_4 — то же,

$\xi = \frac{x}{L}$ — условная координата,

$L = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{aK}}$ — характеризующий фактор балки, лежащей на упругом основании,

$a = 1$ — ширина балки,

k — коэффициент оседания грунта, выраженный в кг/см^2 или т/м^2 .

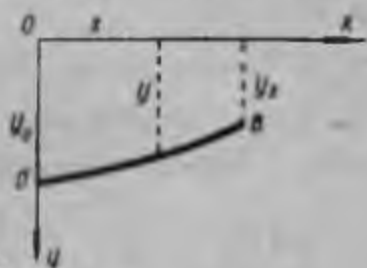


Рис. 141.

Определение значения коэффициентов A для уравнения упругой линии верховой консоли.

Из уравнения упругой линии консоли $y = f(\xi)$ можно определить величину реактивного напряжения грунта p , тангенс угла наклона касательной к упругой линии консоли θ , изгибающий момент M и перерезывающую силу Q в любой точке консоли с координатой ξ , а именно

$$p = Ky = \frac{K}{2} [(A_1 e^{\xi} + A_2 e^{-\xi}) \cos \xi + (A_3 e^{\xi} + A_4 e^{-\xi}) \sin \xi]$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \theta = \frac{dy}{dx} &= \frac{1}{L} \left(\frac{dy}{d\xi} \right) = \frac{1}{2L} [A_1 e^{\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - A_2 e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi) + \\ &+ A_3 e^{\xi} (\cos \xi + \sin \xi) + A_4 e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi)] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= -EJ \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{aKL^3}{2} \left(\frac{d^2 y}{d\xi^2} \right) = \\ &= \frac{KL^3}{4} [(A_1 e^{\xi} - A_2 e^{-\xi}) \sin \xi - (A_3 e^{\xi} - A_4 e^{-\xi}) \cos \xi] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= -EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = -\frac{aKL}{4} \left(\frac{d^3 y}{d\xi^3} \right) = \\ &= \frac{KL}{4} [A_1 e^{\xi} (\cos \xi + \sin \xi) - A_2 e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - \\ &- A_3 e^{\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - A_4 e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi)]. \end{aligned}$$

Постоянные коэффициенты могут быть определены из пограничных условий.

Пограничные условия для верховой консоли AC (рис. 137 и 140) могут быть сформулированы следующим образом:

для точки A , т. е. при координате $\xi = 0$

а) изгибающий момент $M_0 = 0$,

б) перерезывающая сила $Q_0 = 0$;

для точки C , т. е. при координате $\xi = \alpha_1 = \frac{z_1}{L}$ *

в) величина прогиба балки должна быть равна y_C ,

г) тангенс угла наклона касательной к упругой линии должен быть равен

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{y_D - y_C}{b}.$$

После подстановок и преобразований названные пограничные условия дают следующие уравнения для определения коэффициентов A_1, A_2, A_3, A_4 :

$$\text{I. } A_3 = A_4$$

$$\text{II. } A_1 - A_2 = 2A_3$$

$$\text{III. } A_1 e^{\alpha_1} \cos \alpha_1 + A_2 e^{-\alpha_1} \cos \alpha_1 + 2A_3 \sin \alpha_1 \operatorname{ch} \alpha_1 = 2y_C$$

$$\text{IV. } \frac{1}{2L} [A_1 e^{\alpha_1} (\cos \alpha_1 - \sin \alpha_1) - A_2 e^{-\alpha_1} (\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) + 2A_3 (\operatorname{ch} \alpha_1 \cdot \cos \alpha_1 + \operatorname{sh} \alpha_1 \cdot \sin \alpha_1)] = \frac{y_D - y_C}{b}$$

Эти уравнения устанавливают коэффициенты A в функции от прогибов y_D и y_C .

Определение коэффициентов B для уравнения упругой линии низовой консоли.

Пограничные условия для низовой консоли DB (рис. 137 и 141) определяются следующими взаимоотношениями, а именно для точки D

а) величина прогиба в точке D должна быть равна y_D ,

б) тангенс угла наклона касательной к упругой кривой должен быть равен

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{y_D - y_C}{b};$$

для точки B при координате $\xi = \alpha_2 = \frac{z_2}{L}$

в) изгибающий момент $M = 0$,

г) перерезывающая сила $Q = 0$.

После подстановки значений $\operatorname{tg} \theta$, M и Q как функций прогиба рассматриваемые пограничные условия дают четыре уравнения для определения коэффициентов B_1, B_2, B_3, B_4 , а именно

* В этом параграфе под α подразумевается частное значение координаты ξ .

$$V. B_1 + B_2 = 2y_D$$

$$VI. \frac{1}{2L} (B_1 - B_2 + B_3 + B_4) = \frac{y_D - y_C}{b}$$

$$VII. (B_1 e^{\alpha_2} - B_2 e^{-\alpha_2}) \sin \alpha_2 - (B_3 e^{\alpha_2} - B_4 e^{-\alpha_2}) \cos \alpha_2 = 0$$

$$VIII. B_1 e^{\alpha_2} (\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) - B_2 e^{-\alpha_2} (\cos \alpha_2 - \sin \alpha_2) - \\ - B_3 e^{\alpha_2} (\cos \alpha_2 - \sin \alpha_2) - B_4 e^{-\alpha_2} (\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) = 0$$

Эти уравнения устанавливают коэффициенты B в функции от прогибов y_D и y_C .

Наконец, общие условия равновесия рассматриваемой балки дают два основных уравнения, а именно

$$\Sigma M = 0 \text{ (отнесено к точке } D)$$

$$\Sigma P = 0,$$

преобразуемых после подстановки в следующие уравнения

$$IX. KL \{ A_1 [b e^{\alpha_1} (\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) - (z_1 + b) + L \sin \alpha_1] - \\ - A_2 [b e^{-\alpha_1} (\cos \alpha_1 - \sin \alpha_1) - (z_1 + b) + L \sin \alpha_1] - \\ - 2A_3 [b (\operatorname{ch} \alpha_1 \cos \alpha_1 - \operatorname{sh} \alpha_1 \sin \alpha_1) - (z_1 + b)] \} + \\ + \frac{KL^2}{4} (B_3 - B_4) + \frac{Kb^2 (y_D + 2y_C)}{6} = P b_2 + q z_1 \left(b + \frac{z_1}{2} \right)$$

$$X. \frac{KL}{4} [A_1 e^{\alpha_1} (\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) - A_2 e^{-\alpha_1} (\cos \alpha_1 - \sin \alpha_1) - \\ - 2A_3 (\operatorname{ch} \alpha_1 \cos \alpha_1 - \operatorname{sh} \alpha_1 \sin \alpha_1)] + \frac{Kb}{2} (y_C + y_D) - \\ - \frac{KL}{4} (B_1 - B_2 - B_3 - B_4) = P + q z_1.$$

Решение этих десяти уравнений дает величины коэффициентов A, B и прогибов y_C и y_D , после чего можно получить величину реактивного напряжения в любой точке фундамента и проверить прочность консолей.

Оседание фундамента Y в любой точке можно определить из равенства

$$Y = \frac{p_1}{K} + y,$$

где p_1 — интенсивность равномерной нагрузки на фундамент,
 y — прогиб фундамента.

Для правильной работы сооружения необходимо, чтобы длина консолей удовлетворяла двум основным условиям, а именно:

1) концы консолей не должны отставать от грунта, т. е. должно быть в наличии равенство

$$Y_A = \frac{P_1}{K} + y_A \geq 0$$

$$Y_B = \frac{P_1}{K} + y_B \geq 0;$$

2) осадка тела плотины должна быть равномерной, для чего должно быть в наличии условие

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{y_D - y_C}{b} = 0$$

т. е.

$$y_D = y_C.$$

Эти условия и определяют правильность установления размера длины консолей x_1 и x_2 .

Для несимметричного фундамента и несимметричного расположения силы P эти величины могут быть определены лишь подбором после решения уравнений, определяющих закон распределения величины реактивных напряжений грунта по подошве фундамента.

3) Частный случай (рис. 142) — при фундаменте с одной консолью решение уравнений для определения коэффициентов в уравнении упругой линии значительно упрощается и может быть приведено к окончательному виду в алгебраической форме.



Рис. 142.

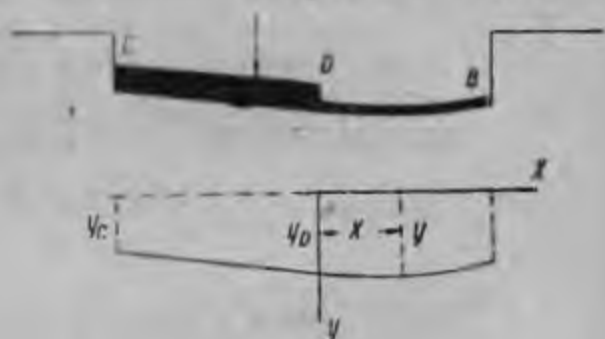


Рис. 143.

Пограничные условия и условия равновесия приводятся к следующим выражениям (рис. 143):

$$\text{I. } B_1 + B_2 = 2y_D$$

$$\text{II. } B_1 - B_2 + B_3 + B_4 = 2L \frac{y_D - y_C}{b}$$

$$\text{III. } B_1 e^{\alpha} \sin \alpha - B_2 e^{-\alpha} \sin \alpha - B_3 e^{\alpha} \cos \alpha + B_4 e^{-\alpha} \cos \alpha = 0$$

$$\text{IV. } B_1 e^{\alpha} (\cos \alpha + \sin \alpha) - B_2 e^{-\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) - \\ - B_3 e^{\alpha} (\cos \alpha - \sin \alpha) - B_4 e^{-\alpha} (\cos \alpha + \sin \alpha) = 0$$

$$\text{V. } \frac{KL^3}{4} (B_3 - B_4) = Pb_2 - \frac{Kb^3 (y_D + 2y_C)}{6}$$

$$\text{VI. } P = \frac{Kb}{2} (y_C + y_D) + \frac{KL}{4} (-B_1 + B_2 + B_3 + B_4),$$

где

$$\alpha = \frac{z}{L}$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{EJ}{aK}}$$
 характеризующий фактор балки,

лежащей на упругом основании.

Из этих уравнений, полагая $\beta_1 = \frac{b_1}{L}$ и $\beta_2 = \frac{b_2}{L}$, а также $\beta_1 + \beta_2 = \beta$, где $b = b_1 + b_2$, легко определяем в аналитической форме величины прогибов y_C и y_D , а именно

$$y_D = \frac{P}{KL\Delta} [6\beta_2 (\text{ch}^3 \alpha - \cos^3 \alpha) + 3 (\text{sh} 2\alpha - \sin 2\alpha) - 2\beta^3 (\beta_2 - 2\beta_1) (\text{ch}^3 \alpha + \cos^3 \alpha)]$$

$$y_D - y_C = \frac{6P\beta}{KL\Delta} [(\beta_1^3 - \beta_2^3) (\text{ch}^3 \alpha + \cos^3 \alpha) - \beta_2 (\text{sh} 2\alpha + \sin 2\alpha) - (\text{ch}^3 \alpha - \cos^3 \alpha)],$$

$$\text{где } \Delta = \beta^4 (\text{ch}^3 \alpha + \cos^3 \alpha) + 2\beta^3 (\text{sh} 2\alpha + \sin 2\alpha) + 6\beta^3 (\text{ch}^3 \alpha - \cos^3 \alpha) + 3\beta (\text{sh} 2\alpha - \sin 2\alpha) + 3 (\text{sh}^3 \alpha - \sin^3 \alpha).$$

После определения прогибов в точках C и D легко вычислить все коэффициенты B и установить величину оседания в любой точке фундамента по формуле

$$Y = \frac{P_1}{K} + y,$$

где

P_1 — интенсивность равномерной нагрузки на фундамент,
 y — прогиб фундамента.

Предельная длина консоли определится из следующих условий, а именно:

а) концы фундамента не должны отставать от грунта, т. е.

$$Y_C = \frac{P_1}{K} + y_C \geq 0$$

$$Y_B = \frac{P_1}{K} + y_B \geq 0;$$

б) тело плотины должно иметь равномерную осадку, т. е.

$$Y_C = Y_D,$$

что дает уравнение:

$$(\beta_1^3 - \beta_2^3) (\text{ch}^3 \alpha + \cos^3 \alpha) - \beta_2 (\text{sh} 2\alpha + \sin 2\alpha) - (\text{ch}^3 \alpha - \cos^3 \alpha) = 0.$$

Решение этого уравнения дает наиболее рациональную величину координаты a или длину консоли

$$z = aL,$$

где L — характеризующий фактор балки.

4) Статический расчет зуба фундамента плотины.

Под зубом фундамента плотины подразумевается утолщение бетонной кладки, устраиваемое в разных целях, а именно:

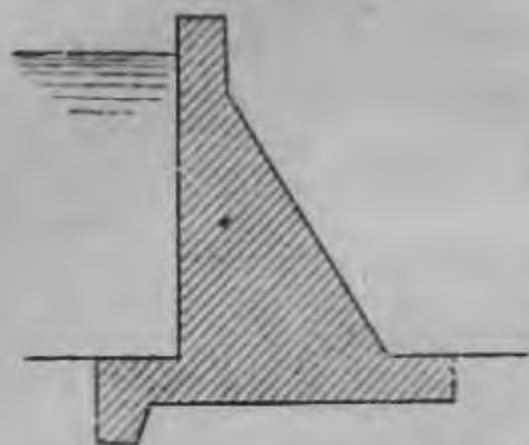


Рис. 144.

а) верховой зуб, под лицевую напорную грань плотины, устраиваемый преимущественно в целях уменьшения давления фильтрационной воды (рис. 144),

б) средний зуб, под телом плотины, устраиваемый преимущественно в целях увеличения устойчивости плотины на скольжение по грунту (рис. 145),

в) низовой зуб, под гранью фундамента со стороны нижнего бьефа, устраиваемый преимущественно в целях устранения возможности выпирания грунта ниже фундамента при наличии фильтрации воды.

Прочность зуба может быть проверена в зависимости от работы его при

разных условиях загрузки плотины, что можно представить в виде следующих трех стадий:

а) первая стадия — плотина без давления напорной воды, т. е. находится лишь под действием собственного веса.

В этом случае на зуб будет действовать (рис. 146):

1) с верховой стороны распор грунта E_1 , с временною нагрузкою эквивалентною среднему напряжению, *

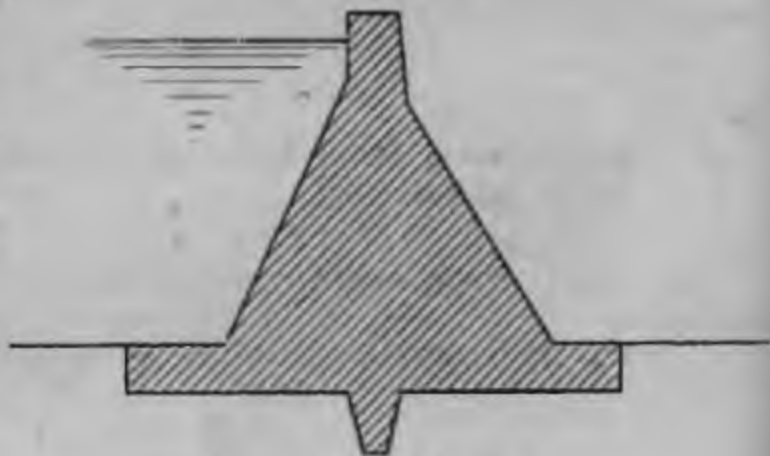


Рис. 145.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_n}{2},$$

* При расположении зуба близко от лицевой грани на расстоянии

$$a < n \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

(рис. 147), в этом случае, временную нагрузку следует принимать интенсивностью, равную

$$q = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_1 + \sigma_n) a}{n \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

2) с низовой стороны — распор грунта E_2 с временною нагрузкою эквивалентною среднему напряжению

$$q = \frac{\sigma_2 + \sigma_H}{2}.$$

В силу этих соображений зуб в сечении по подошве фундамента будет подвержен изгибу моментом

$$M_1 = E_1 e_1 - E_2 e_2$$

и скалыванию силою

$$E_1 - E_2;$$

б) вторая стадия — плотина находится под действием напорного давления воды, но сдвигающее усилие E_1 меньше сил трения по подошве фундамента.*

В этом случае на зуб будет действовать (рис. 148):

1) с верховой стороны — распор грунта E_1 с временною нагрузкою эквивалентною среднему напряжению

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_H}{2}.$$

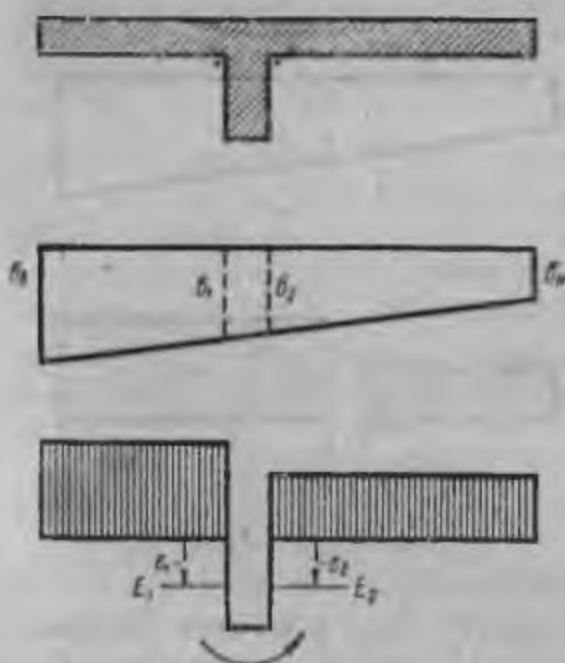


Рис. 146.



Рис. 147.

2) с низовой стороны — распор грунта E_2 с временною нагрузкою эквивалентною среднему напряжению

$$q = \frac{\sigma_2 + \sigma_H}{2}.$$

причем величина $E_2 > E_1$.

Зуб подвержен в этой стадии действию момента

$$M_2 = E_2 e_2 - E_1 e_1$$

и скалывающей силы

$$E_2 - E_1.$$

* Например, грунт еще недостаточно смочен водой.

Рассматриваемый случай расчета усилий, действующих на зуб, определяет условие устойчивости плотины на сдвиг, т. е. для равновесия плотины должно быть соблюдено неравенство

$$E < E_2 - E_1 + fN,$$

где E — равнодействующая сил, сдвигающих плотину по подошве фундамента,
 $(E_2 - E_1)$ — горизонтальная сила, действующая на зуб,
 N — нормальная сила на подошве фундамента,
 f — коэффициент трения бетона по грунту;

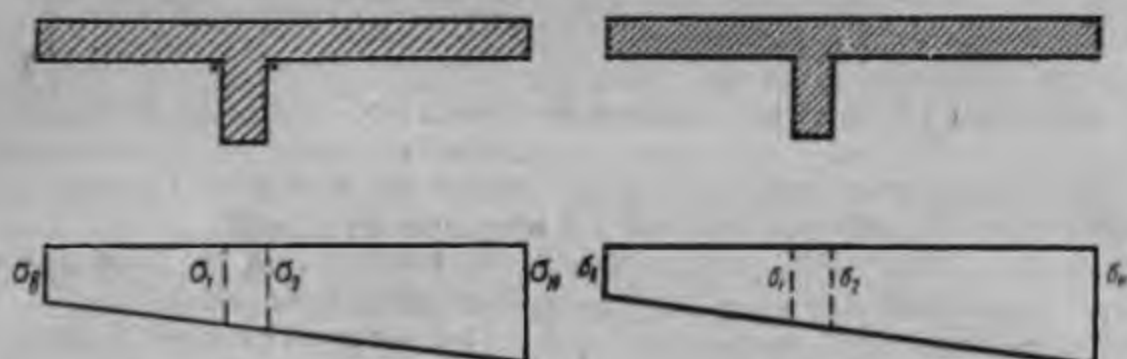


Рис. 148.

Рис. 149.

в) третья стадия — плотина находится под действием напорного давления воды, причем сдвигающее усилие E больше сил трения по подошве фундамента.*

В этом случае на зуб будет действовать (рис. 149):

1) с верхней стороны распор грунта E_a с временною нагрузкою интенсивностью

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_n}{2},$$

2) с нижней стороны — отпор грунта E_n с временною нагрузкою интенсивностью

$$q = \frac{\sigma_2 + \sigma_n}{2}.$$

Разность этих сил вызывает в сечении зуба по подошве фундамента изгибающий момент

$$M_3 = E_n e_2 - E_a e_1$$

* Движение плотины вызывает появление отпора грунта.

и скалывающую силу

$$(E_n - E_a).$$

Так как для зуба в этой стадии работы плотины изгибающий момент и скалывающая сила получаются наибольшими, по сравнению с таковыми

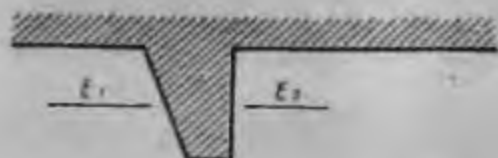


Рис. 150.



Рис. 151.

в первой и второй стадии, то расчет прочности зуба должен быть произведен именно на изгиб от момента

$$M_3 = E_n e_2 - E_a e_1$$

и на скалывание силою

$$(E_n - E_a),$$

и по этим данным подобрана арматура.

В заключение можно высказать некоторые соображения о форме зуба, а именно:

а) для устойчивости плотины лучше придавать зубу форму, при которой верховая грань будет наклонной, а низовая вертикальной (рис. 150), так как в этом случае распор грунта уменьшается и сила, сопротивляющаяся сдвигу плотины,

$$(E_2 - E_1)$$

возрастает;

б) для прочности зуба лучше придавать ему форму, при которой верховая грань вертикальна и низовая наклонна (рис. 151), отчего расчетный изгибающий момент для зуба и скалывающая сила уменьшаются;

в) для противодействия фильтрации воды лучше всего придавать зубу форму с вертикальными гранями (рис. 152).

Все эти соображения следует учитывать при проектировании зуба в зависимости от цели и назначения зуба в работе фундамента плотины.



Рис. 152.

ГЛАВА VII.

АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ.

1. Основные размеры арочных плотин.

Арочная плотина в конструктивно-расчетном отношении при данном поперечном профиле долины и известном подпорном горизонте характеризуется (рис. 153):

а) высотой плотины h ,

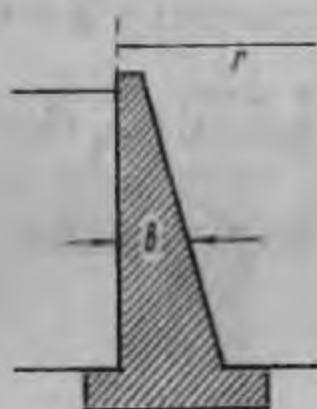


Рис. 153.

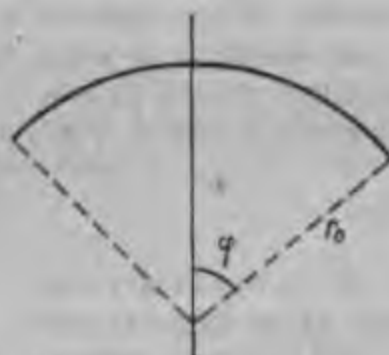


Рис. 154.

б) радиусом окружности осевой линии арки r_0 или наружной r_n или внутренней r_v ее грани,

в) толщиной плотины в любой точке ее b ,

г) центральным углом дуги осевой линии арки 2φ или соответственно ее граней.

Для первоначального установления главных размеров плотины примем известную высоту ее h , определяемую в зависимости от заданного возвышения подпорного горизонта.

Полагая поперечное сечение плотины треугольным, с вершиною на уровне подпорного горизонта, определим схематическим методом при данной высоте h требуемую ширину сечения b , наивыгоднейший радиус r и центральный угол арки φ (рис. 154).

1) Определение толщины арки b .

Представляем плотину по высоте разделенной на ряд отдельных арок и полагаем для первого приближения, что

а) арка является телом абсолютно-жестким,

б) нормальные силы в сечениях приложены в их центрах тяжести.

Выделяя элемент арки длиной по поверхности ds (рис. 155) можем написать условие равновесия его под действием внешней нагрузки q и нормальных сил N и $(N + dN)$, приложенных в сечениях, а именно:

$$qds = -2N \sin \frac{d\varphi}{2} - dN \sin \frac{d\varphi}{2}.$$

Пренебрегая последним членом равенства, как малой величиной по сравнению с остальными членами рассматриваемого равенства, и заменяя $\sin \frac{d\varphi}{2} \approx \frac{d\varphi}{2}$ и $ds = r_n d\varphi$, имеем условие для определения нормальной силы N

$$-qr_n = N, \quad \text{где} \quad q = \gamma_0 h.$$



Рис. 155.

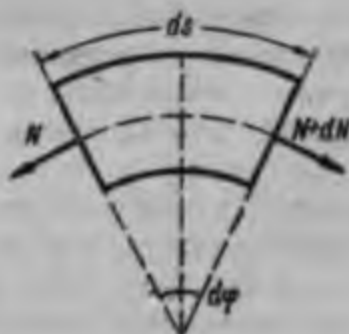


Рис. 156.

Обозначая допускаемое напряжение на материал арки через R_d и толщину сечения через b , получаем уравнение для определения b по Navier

$$b = \gamma_0 h \frac{r_n}{R_d}.$$

Способ расчета арки, как тонкого кольца, является примитивным и может служить лишь для ориентировочного определения толщины плотины.

2) Форма поперечного сечения плотины.

Для выяснения поперечного профиля плотины рассмотрим три случая конструирования плотины, при постоянном внешнем или наружном радиусе r_n , постоянном внутреннем радиусе r_0 и постоянном радиусе r_0 — осевой линии плотины:

а) Наружный радиус $r_n = \text{const}$ (рис. 156).

Формула тонкого кольца для любого горизонтального сечения плотины дает соотношение между высотой z и шириною сечения b

$$b = \gamma_0 z^2 \frac{r_n}{R_d}$$

или

при $r_n = \text{const}$

$$\frac{b}{z} = \text{const} = \text{tg } \alpha$$

т. е. низовая грань плотины должна быть очерчена по прямой линии и искомый профиль треугольного сечения.

б) Внутренний радиус $r_n = \text{const}$ (рис. 157).

Формула тонкого кольца для любого горизонтального сечения плотины дает соотношение при

$$r_n = r_b + b$$

$$b = \gamma_0 z \frac{r_n + b}{R_d},$$

и уравнение линии очертаения верховой грани представляется кривой гиперболического вида.

в) Радиус осевой линии арки $r_0 = \text{const}$ (рис. 158).

Формула тонкого кольца для любого горизонтального сечения плотины дает соотношение

$$b = \gamma_0 z \cdot \frac{r_n}{R_d} = \gamma_0 z \frac{\left(r_0 + \frac{b}{2}\right)}{R_d}$$

или полагая $\frac{b}{2} = a$ имеем для обеих граней уравнение

$$a = \gamma_0 z \frac{r_0 + a}{2R_d}.$$

т. е. и верховая и низовая грани плотины очерчиваются по кривым гиперболического вида.

Наивыгоднейшим профилем из этих решений может быть принят профиль с наименьшею площадью сечения.

Сравним эти профили в предположении, что плотина имеет одну и ту же высоту, один и тот же радиус осевой линии основания r и одну и ту же величину центрального угла.

Ширина плотины понизу b для всех трех профилей определяется из формулы тонкого кольца

$$b = \gamma_0 h \frac{r_n}{R_d},$$

где радиус наружной окружности основания равен $r_n = r_0 + \frac{b}{2}$.



Рис. 157.



Рис. 158.

После подстановки определяем величину b — ширины основания

$$b = \gamma_0 h \frac{r_0 + \frac{b}{2}}{R_d},$$

откуда

$$b = \frac{\gamma_0 h r_0}{\left(R_d - \frac{1}{2} \gamma_0 h\right)}$$

Таким образом для всех трех профилей величина основания плотины, при вышеприведенных условиях конструирования плотины, получается тождественной.

Исходя из этого положения, легко можем сделать заключение, что наиболее выгодным профилем является второй тип, когда внутренний радиус $r_{\text{в}}$ остается постоянным.

При наличии предположения, что в рассматриваемых типах профилей плотины остаются тождественными радиусы по гребню, наиболее экономичным профилем будет тип плотины с постоянным наружным радиусом $r_{\text{н}} = \text{const}$.

Для придания окончательного вида поперечному профилю плотины требуется:

- а) дать ширину телу плотины поверху не менее 1 м,
- б) дать возвышение верхней площадке над наивысшим подпорным горизонтом около 1—2 м.

Принимая во внимание эти обстоятельства и учитывая статические и конструктивные преимущества прямых граней перед криволинейными, можно сделать общее заключение, что применение треугольного профиля для арочных плотин является вполне приемлемым в первом приближении решением задачи.

3) Определение радиуса дуги осевой линии плотины.

Наивыгоднейшим радиусом для дуги осевой линии плотины можно считать радиус, при котором объем материала плотины получится наименьшим (рис. 159).



Рис. 159.

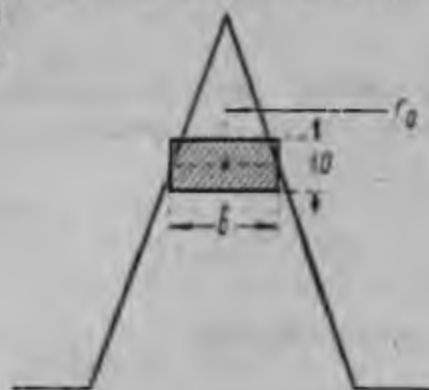


Рис. 160.

Рассматривая плотину, состоящую по высоте из ряда отдельных арок с высотой равною единице измерения (рис. 160), можем написать для любой арки объем ее равным

$$V \cong 2\varphi b r_0$$

при

$$b = \gamma_0 \frac{r_n z}{R_d},$$

где z — глубина от подпорного горизонта до середины высоты арки,

r_n — внешний радиус очертания арки,

r_0 — радиус дуги осевой линии арки,

R_d — допускаемое напряжение материала плотины на сжатие.

Принимая во внимание, что

а) внешний радиус очертания плотины равен

$$r_n = r_0 + \frac{b}{2},$$

б) радиус дуги осевой линии арки r_0 определяется в зависимости от длины хорды l равенством

$$r_0 = \frac{l}{2 \sin \varphi},$$

получаем общее выражение для объема материала арки, высота которой равна единице измерения,

$$V \cong 2\varphi b r_0 = 2\varphi r_0 \frac{r_n}{R_d} z$$

или

$$V = 2\varphi r_0^2 \frac{2z}{2R - z} = \frac{R^2}{\sin^2 \varphi} \varphi \frac{z}{2R - z} = A \left(\frac{\varphi}{\sin^2 \varphi} \right).$$

Минимальное значение объема материала получается при центральном угле, исчисляемом из условия

$$A \left(\frac{\varphi}{\sin^2 \varphi} \right)' = A \frac{\sin^2 \varphi - 2\varphi \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{\sin^4 \varphi} = 0,$$

откуда имеем значение

$$2\varphi \cong 133 + 134^\circ.$$

Такому центральному углу соответствует радиус дуги осевой линии арки

$$r_0 = \frac{l}{2 \sin \varphi} = \frac{l}{2 \times 0,92} \cong 0,5 l.$$

2. Типы арок плотин.

Основными характеристиками, различающими отдельные типы плотин, являются радиусы дуги осевой линии отдельных арок плотины r_0 (или чаще внешней грани r) и центральные их углы 2φ .

В соответствии с порядком назначения этих характеристик по высоте плотины можно установить следующие типы арок плотин:

а) плотины с постоянными по высоте плотины радиусами r и r_0 и переменным центральным углом 2φ ;

б) плотины с постоянным по высоте плотины центральным углом 2φ и переменным радиусом дуги осевой линии (тип Jorgens'a) арок плотины r_0 или радиусом внешней грани r ;

в) плотины с переменным по высоте их радиусом r_0 (или r)* и центральным углом 2φ (тип Eastwood'a).



Рис. 161.



Рис. 162.

Наиболее употребительным типом арок плотин является тип с постоянным радиусом внешней напорной поверхности плотины.

При конструировании тела плотины с переменным по высоте ее радиусом, уменьшающимся к подошве плотины, необходимо предусмотреть возможность правильного сопряжения внешней и внутренней граней отдельных арок, что обычно достигается соблюдением условий (рис. 162):

а) касания внутренних граней арок в средней части плотины,

б) пересечения внешних граней арок в концевых частях плотины (на опорах).

Таким приемом можно дать плавное очертание обеим поверхностям тела плотины.

В табл. 28 приводится ряд примеров арок плотин, построенных в разных странах.

Из этих данных видно, что одни плотины осуществлены с постоянным по высоте плотины радиусом, а другие с переменным по высоте радиусом.

Для плотин с переменным радиусом отношение радиуса по гребню к таковому по основанию колеблется примерно до 2,5, причем наиболее часто встречающееся отношение около 1,25—1,5.

* Уменьшающимся к подошве плотины.

№ по пор.	Наименование	Место расположения	Год постройки	Цель постройки
С Ш А				
1	Bear Valley	Калифорния	1883—84	Ирригация
2	Sweetwater	"	1886—88	"
3	Rio Grande	Панама	1888	Водохранилище
4	Upper Otaу	Калифорния	1900	Ирригация
5	Six Mile Creek	Нью Йорк	1903	Водохранилище
6	Compbell's	"	1904	"
7	Pathfinder	Wyoming	1905—10	Ирригация
8	Shoshone	"	1905—10	"
9	Halligan	Колорадо	1910	"
10	Las Vegas	Нью Мексико	1910	Водохранилище
11	Salmon River	Idaho	1912	Ирригация
12	Salmon Creek	Аляска	1912—13	Гидроэнергия
13	Spaulding	Калифорния	1912—13	"
14	Big Creek № 4	"	1913	"
15	Clear Creek	Проект Вашингтон	1913	Ирригация
16	Butte Creek	Калифорния	1915	Гидроэнергия
17	East Canyon Creek	Utah	1916	Ирригация
18	Sun River Diversion	Idaho	1917	"
19	Kerckhoff	Калифорния	1919	Гидроэнергия
20	Gibraltar	"	1919	Водоснабжение
21	Warm Springs	Орегон	1920	Ирригация
22	Carmel River	Калифорния	1920	"
23	Big Creek № 5	"	1921	Гидроэнергия
24	Big Creek № 6	"	1922	"
25	Malibu Lake	"	1923	"
26	Lost Creek	"	1923—24	Ирригация
27	Bullards Bar	"	1922—24	"
28	Upper Hubbart	Монтана	1923	"
29	Oak Grove	Орегон	1923—24	Гидроэнергия
30	Morton Flat	Аризона	1923—25	"
31	Copco № 1	Орегон	1922	"
32	Gerber	"	1923—25	"
33	Emigrant Creek	"	1924	Ирригация
34	Conco	Калифорния	1924	"
35	Drum Afterbay	"	1924	Гидроэнергия

* C — радиус постоянный. ** V — радиус переменный.

Высота наибол.	Полная длина пролет арки по гребню	Радиус		Ширина понижу м	Грунт	Тип плот. по ра- диусу
		по гребню м	по основ. м			
19,5	92	102	102	2,6	Гранит	C*
29,0—35,0	116/92	68	68	14,0	Скала	C
13,7	33	16	16	4,0	.	C
25,6	107	110	110	4,3	Порфир	C
10,7	—	18	18	2,4	.	—
7,6	27	21	21	1,2	.	C
64,0	—/130	47	57	27,7	Гранит	C
100,0	—	46	60	33,0	.	C
28,7	107	99	99	8,2	Скала	C
15,3	64	76	76	4,7	.	—
67,0	150	—	—	—	.	C
51,1	195/165	101	45	14,5	.	V**
84,0	240/152	122	76	4,3	.	V
24,4	85/53	46	46	8,3	Гранит	C
27,5	122/55	37	32	3,0	Скала	V
13,7	—/26	—	—	—	.	V
58,0	88/35	30	24	7,8	Глин. конгломерат	V
35,6	76/38	24	15	11,5	.	V
33,0	174/137	62	41	9,4	Гранит	V
50,4	290/140	74	76	14,1	Песчаник	C
33,2	169	58	58	8,4	Базальт	C
27,4	82	41	24	8,4	.	V
18,0	67	46	46	4,9	Гранит	C
41,2	116/91	55	55	12,0	.	C
10,7	49/43	41	41	2,3	.	C
34,2	—/110	61	27	7,2	Диорит	V
55,8	—/134	73	29	13,1	.	V
40,0	154/122	67	57	7,3	Кварцит	V
21,0	—	39	37	6,1	Скала	C
66,0	127/97	59	33	5,7	.	V
78,5	128	—	—	29,0	.	V
25,0	146/110	60	47	5,4	Лава	V
38,7	131/75	50	40	—	—	V
27,5	84	55	24	—	—	V
29,6	99/78	53,5	58	—	—	C

№ по пор.	Наименование	Место расположения	Год постройки	Цель постройки
36	Malibu	Калифорния	1924	Ирригация
37	Moyie River	Idaho	—	"
38	Lanier Lake	Каролина	1925	"
39	Cushman Lake	Вашингтон	1925	Гидроэнергия
40	Melones	Калифорния	1926—27	Ирригация
41	Bluewater Toltec	Нью Мексико	1927	"
42	Sonteelah	Пенсильвания	1926—27	Гидроэнергия
43	Big Santa Anita	Калифорния	1926—27	Регулирование
44	Pacoima	"	1926—28	"
45	Grizzly Creek	"	1927	Гидроэнергия
46	Buchs Creek	"	1927	"
47	Horse Mesa	Аризона	1926—27	Ирригация
48	Bowman, South	Калифорния	1926	"
49	Gibson	Монтана	1926—28	"
50	Railroad Canyon	Калифорния	1927—28	"
51	Morris	"	1924	"
52	Fruita Canyon	"	1924	Водоснабжение
53	Diablo Canyon	Вашингтон	—	Гидроэнергия
54	Buffallo Creek	М. Каролина	1926	"
55	Moretz Mill	С. Каролина	1917	"
56	Tuxedo	"	1917	"
57	Jadkin River	"	1919	"
Австралия				
58	Parramatta	Н. Ю. Уэльс	1858—98	Ирригация
59	Lithgow № 1	"	1896	"
60	Parkes	"	1897	"
61	Picton	"	1897	"
62	Cootamundra	"	1898	"
63	Tamworth	"	1898	"
64	Wellington	"	1899	"
65	Mudgee	"	1899	"
66	Wollongong	"	—	"
67	Barossa	Гаулер	1903	"
68	Katoomba	Н. Ю. Уэльс	1905	"

Высота наибол.	Полная длина пролет арки по гребню	Радиус		Ширина понизу м	Грунт	Тип плот. по ра- диусу
		по гребню м	по основ. м			
30,5	—	—	—	—	—	C
16,2	47	20	—	—	—	—
18,9	72	—	—	—	—	—
85,5	350/104	64	50	—	—	V
58,2	180/119	72	72	—	—	C
30,0	152	53	53	—	—	C
61,5	104	92	63	—	—	V
68,5	180/159	93	39	—	—	V
114,3	183/162	100	52—53	—	—	V
30,0	152	62	43	—	—	V
29,3	128	60	48	—	—	V
93,0	247/130	не кру	говая	—	—	V
31,4	105	53	53	—	—	—
59,5	260/214	—	—	—	—	C
30,5	190/99	—	—	—	—	V
12,2	33	—	—	—	—	C
17,3	36/33	—	—	—	—	C
122	350/162	—	—	—	—	V
8,3	52/46	—	—	—	—	C
10,7	97/67	44	44	3,0	—	C
37,0	113/61	46	46	9,0	—	C
8,5	49/37	23	23	1,5	—	C
15,9	69	49	49	4,6	Песчаник	C
10,7	54	30	30	3,3	•	C
10,0	165	91	91	4,1	Гранит	C
8,5	34	37	37	4,2	Песчаник	C
14,0	195	76	76	4,0	Гранит	C
18,6	134	76	76	6,6	•	C
14,6	107	46	46	3,0	Конгломерат	C
15,5	152	77	77	5,5	—	C
12,8	163	61	61	3,5	Базальт	C
37,8	—/107	61	61	10,4	—	C
7,6	97	67	67	6,2	Песчаник	C

№ по пор.	Наименование	Место расположения	Год постройки	Цель постройки
69	Lithgow № 2	Н. Ю. Уэльс	1906	Ирригация
70	Medlow	"	1906	"
71	Qu en Charlotte Vale . . .	"	1906	"
72	Barren Jack	"	1908	"
73	Wooling	Македон Виктория	1916	"
Европа				
74	Ponte Alto	Италия	1811—1884	Регулирование
75	Camelli	"	1882—83	"
76	Terragnolo	"	1884	"
77	S. Colombano	"	1884	"
78	Canlangkil	"	1884	"
79	San Giorgio	"	1886	"
80	Ponte Delle Serra	"	1910	Гидроэнергия
81	Corfino	"	1914	"
82	Lake Campelli	"	1920	"
83	Furlo	"	1922	"
84	Turrite	"	1922	"
85	Zolezzi	"	1923	"
86	Molinara	"	1923	"
87	Scuro o di Spigno Lane . .	"	1923	"
88	Gurzia	"	1923	"
89	Zola	Франция	1843—1852	Водоснабжение
90	Fully	Швейцария	1909—17	Гидроэнергия
91	La Jogne	"	1918—21	"
92	Amsteg	"	1922	"
93	Monte Jaque	Испания	1923—24	"
94	Gullspang	Швеция	1911	—
95	Stenkviil klints	"	—	—
96	Gideabacka	"	1918	Гидроэнергия
Другие страны				
97	Huacal	Мексика	1911—12	Водохранилище
98	Manila	Исландия	1913	—
99	Urayama River	Япония	1921	—
100	Harte beesvort	Трансвааль	1920—23	Ирригация

Высота наибол.	Полная длина пролет арки по гребню	Радиус		Ширина понизу м	Грунт	Тип плот. по ра- диусу
		по гребню м	по основ. м			
26,5	67	30	30	7,3	Песчаник	C
19,8	38	18	18	2,7	•	C
9,7	34	27	27	2,6	Кварцит	C
12,8	—	24	24	1,5	—	C
10,0	—	41	41	1,3	—	C
37,8	12	16	15	2,0	Доломит	V
21,0	—	—	—	—	—	—
71,1	—	—	—	—	—	—
18,6	—	—	—	—	—	—
24,1	—	—	—	—	—	—
26,8	—	—	—	—	—	—
44,0	—	—	—	—	—	—
38,1	—	24,5	24,5	7,0	—	C
13,7	—	—	—	—	—	—
50,0	—	—	—	—	—	—
43,0	—	34	34	13,5	—	C
21,0	—	—	—	—	—	—
20,3	—	—	—	—	—	—
40,0	—	—	—	—	—	—
47,0	—	—	—	—	—	—
36,6	62	48	48	12,7	Тверд. конгломерат	C
12,2	110	150	150	6,0	Скала	C
52,1	162/76	37	—	22,5	—	V
30,5	66/29	20	14	3,5	Гранит	V
83,2	78	37	22	16,8	Глинист. камень	V
21,1	—	—	—	3,0	—	C
—	—	—	—	—	—	—
26,0	50/40	30	22	5,0	—	V
30,5	43	23	23	3,9	Андезит	C
30,0	—/30	—	—	—	—	V
13,7	—	15	—	—	—	V
5,9	—	73	45	22,3	—	V

3. Выгодность применения арочных плотин перед прямолинейными плотинами.

Для иллюстрации выгоды применения арочных плотин произведем сравнение объема материала плотины прямолинейной и арочной для долины прямоугольного сечения (рис. 163), положив в основу сравнения тип плотины треугольного профиля:

а) Прямолинейная плотина. Ширина плотины понизу при скалистом основании может быть определена примерно по формуле

$$b = \frac{h}{\gamma} \quad (\text{рис. 164}),$$

где γ — вес м^3 бетонной кладки.

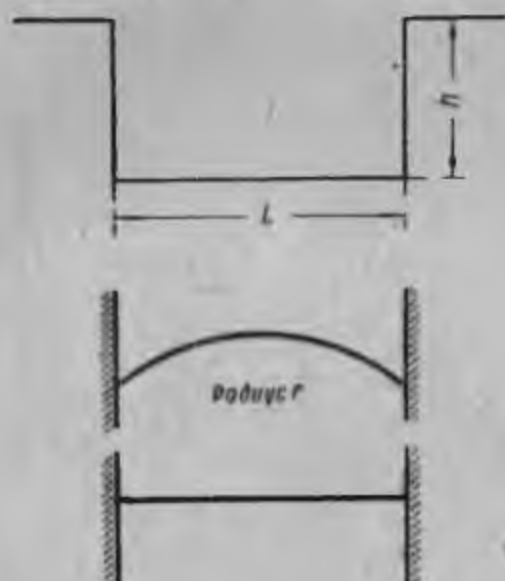


Рис. 163.

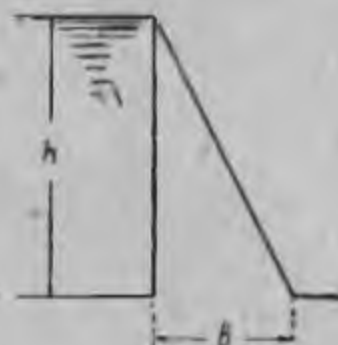


Рис. 164.

При наличии фильтрационного давления воды на подошву плотины, интенсивностью у верховой грани γh , ширина будет иметь значение

$$b = \frac{h}{\gamma - \gamma'}$$

Объем всей плотины при длине ее l примерно определится

$$V_{\text{пл}} = \frac{1}{2} \frac{h^2 l}{\gamma - \gamma'}$$

б) Арочная плотина при радиусе осевой линии по основанию r_0 . Ширина по основанию плотины определится из условия

$$b = \gamma_0 \frac{r h}{R},$$

где r — радиус наружной окружности сечения плотины по подошве, равный

$$r = r_0 + \frac{b}{2},$$

R — допускаемое напряжение на сжатие материала плотины.

После преобразований, учитывая, что

$$r_0 = \frac{l}{2 \sin \varphi},$$

получаем ширину основания

$$b = r_0 \cdot \frac{2h}{2R - h}$$

и объем плотины

$$V_a = \frac{1}{2} \frac{l^2}{\sin^2 \varphi} \cdot \varphi \cdot \frac{h^2}{2R - h}.$$

При наивыгоднейшем угле $\varphi = 67^\circ$ объем материала в арочной плотине получается

$$V_a = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,17}{0,92^2} \cdot \frac{l^2 h^2}{2R - h} \cong 0,7 \frac{l^2 h^2}{2R - h}.$$

Выгодность применения арочного типа плотины по сравнению с прямолинейною определится из условия

$$k = \frac{V_a}{V_n} = 1,4 \frac{l}{2R - h} \sqrt{1 - \nu},$$

где l — ширина прямоугольной долины,

h — высота плотины треугольного профиля,

R — допускаемое напряжение на материал,

γ — вес м^3 материала,

ν — коэффициент интенсивности фильтрационного давления.

4. Расчет арочной плотины, как отдельных арок с закрепленными пятами.

1) Идея расчета арочной плотины, как отдельных арок с закрепленными пятами, состоит в том, что плотина считается разрезанной горизонтальными плоскостями на ряд арок, причем вводится основное положение, что арки работают независимо друг от друга.

Расчет отдельных арок плотины может быть исполнен в двух предположениях, а именно:

а) Тонкой упругой арки малой кривизны с распределением напряжений в поперечных сечениях арки по линейному закону.

Этот метод исследован Cain'ом, Guidi, Carton'ом и В. А. Васильевым.

б) Толстой упругой арки большой кривизны с распределением напряжений в поперечных сечениях арки по гиперболическому закону.

Последний метод освещен работами Saquet, Chambeaux и Скрыльникова.

Для расчета арочной плотины можно пользоваться также графическим методом определения напряжений в арочных плотинах, данным Фаулером по формулам Cain'a.

Дальнейшее изложение расчета арочных плотин исполнено, учитывая существующие решения, в иной трактовке и предлагается автором.

2) Общая расчетная схема арки плотины и действующих на нее сил может быть представлена в виде равномерной центральной нагрузки (рис. 165).

Арка является круговой с центральным углом равным $2\varphi_0$ и радиусом r_0 оси арки, считая ось проходящую через центры тяжести поперечных сечений арки.

Поперечное сечение арки остается постоянным, равным по ширине b , при радиусах наружной поверхности арки r_n и внутренней r_b .

Внешняя нагрузка на арку является центральной и имеет постоянную интенсивность $q = \gamma_0 z$, где z расстояние от средней плоскости арки до подпорного горизонта.

Круговая арка с заделанными пятками и радиальной нагрузкой является дважды статически-неопределимой системой, лишние неизвестные которой могут быть определены решением уравнений деформации системы (рис. 166).

При симметричной нагрузке, а следовательно, и симметричной деформации арки, в ключе свода под действием радиальной нагрузки возникает лишь нормальное усилие N_k и изгибающий момент M_k , радиальное же усилие равно нулю.

Для определения лишних неизвестных N_k и M_k можно воспользоваться началом наименьшей работы, по которому величины лишних неизвестных статически-неопределимой системы должны удовлетворять тому условию, чтобы потенциальная энергия, как функция их, имела наименьшее значение.



Рис. 165.



Рис. 166.

Обозначая потенциальную энергию арки через U , получаем два уравнения для определения лишних неизвестных

$$\frac{\partial U}{\partial N_k} = 0$$

и

$$\frac{\partial U}{\partial M_k} = 0,$$

совместным решением коих и находим нормальную силу и момент для ключевого сечения арки.

Эти уравнения одновременно на основании теоремы Castigliano имеют тот физический смысл, что ключевое сечение остается после деформации в плоскости симметрии арки, т. е. сечение имеет перемещение только в этой плоскости.

3) Возможная работа упругих сил на допущенных перемещениях для кривого бруса может быть выведена в следующем порядке:

а) Гипотезы, которые можно положить в основу решения задачи о кривом брусе, можно формулировать или как линейный закон распределения нормальных напряжений или как закон плоских сечений.

Опытные данные и точный расчет по методу теории упругости показывают, что ближе к истине дает результаты гипотеза плоских сечений, которую и положим в основу решения задачи.

Вырезая элемент кривого бруса между двумя сечениями (рис. 167), отстоящими друг от друга, считая по оси арки, на расстояние ds и обо-

зная радиус дуги арки через r_0 и угол смежности через $d\varphi$, можем определить длину волокна элемента арки на расстоянии y от оси ее

$$ds_y = (r_0 + y) \cdot d\varphi,$$

или при

$$ds = r_0 \cdot d\varphi,$$

будем иметь

$$ds_y = ds + y \cdot d\varphi.$$

Относительное удлинение ϵ волокна ds_y элемента арки под действием внешних сил может быть представлено*

$$\epsilon = \frac{\delta(ds_y)}{ds_y} = \frac{\delta(ds) + y \cdot \delta(d\varphi) + \delta y \cdot d\varphi}{ds_y},$$

или пренебрегая изменением размеров поперечного сечения и полагая $\delta y = 0$, будем иметь при $ds = r_0 d\varphi$ следующее значение для относительного удлинения

$$\epsilon = \epsilon_0 + (\theta - \epsilon_0) \frac{y}{r_0 + y},$$

где ϵ — относительное удлинение волокна на расстоянии y от оси арки,

$$\epsilon_0 = \frac{\delta(ds)}{ds} \text{ — то же волокна элемента оси арки,}$$

$$\theta = \frac{\delta(d\varphi)}{d\varphi} \text{ — относительное изменение угла поворота плоского сечения.}$$

Нормальное напряжение в точке сечения на расстоянии y от оси арки определяется

$$\sigma_y = E\epsilon_0 + E(\theta - \epsilon_0) \frac{y}{r_0 + y}.$$

Полагая, что для данного поперечного сечения бруса момент внешних сил равен M и нормальная сила N , условие равновесия между внешними и внутренними силами выразится в виде уравнений

$$\int \sigma d\omega = N \text{ и } \int \sigma y d\omega = M,$$

где интегралы следует брать по всему данному сечению арки ω .

После подстановки в эти уравнения значений σ и введения обозначения

$$\int \frac{r_0}{r_0 + y} y^2 d\omega = Z,$$

получаем выражения для относительных удлинений оси арки и относительного изменения угла поворота сечений в следующем виде:

$$\epsilon_0 = \frac{N}{E\omega} + \frac{M}{E\omega Z}.$$

* δ — обозначает приращение вектора.



Рис. 167.

$$\theta = \frac{Mr_0}{EZ} + \frac{N}{E\omega} + \frac{M}{E\omega r_0},$$

а закон распределения нормальных напряжений в виде

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{M}{r_0\omega} + \frac{My}{Z} \cdot \frac{r_0}{r_0 + y}.$$

Исследование этого выражения показывает, что изменение напряжений по сечению происходит по гиперболической кривой (рис. 168) при положении нейтральной оси по отношению к центру тяжести сечения, определяемом расстоянием

$$y_0 = \frac{Zr_0}{Z + r_0^3\omega}$$

со смещением к центру кривизны арки.



Рис. 168.

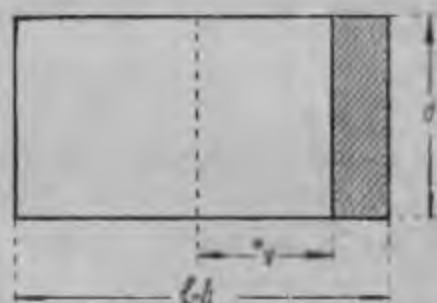


Рис. 169.

Для прямоугольного сечения арки высотой $e = b$, равной ширине плиты на данной глубине от подпорного горизонта, и толщине арки по высоте плотины $\alpha = 1$, величина Z будет иметь значение:

$$Z = r_0^2 \left(r_0 \ln \frac{2r_0 + e}{2r_0 - e} - e \right)$$

или по разложению в ряд при $\frac{r_0}{e} \geq 1$ можно полагать

$$Z = J \left(1 + \frac{1}{15} \frac{e^2}{r_0^2} \right),$$

где J — момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения,
 e — высота сечения арки.

Легко получить, что относительное расстояние нейтральной оси от центра тяжести сечения арки, а именно величина $\zeta = \frac{y_0}{r_0}$ может быть представлена в виде

$$\zeta = \frac{Z}{Z + \omega r_0^3} = \frac{1}{1 + \frac{\omega r_0^3}{Z}} \cong \frac{1}{1 + \frac{\omega r_0^3}{J}} = \frac{m}{m+1},$$

где $m = \frac{J}{\omega r_0^3}$.

Переходя к распределению касательных напряжений по сечению кривого бруса, ввиду их сравнительно малого значения при расчете прочности арки, можно принять распределение этих напряжений по сечению арки аналогичным с прямым брусом и определять величину напряжений по формуле (рис. 169):

$$\tau_y = \frac{QS_y}{Ja},$$

где Q — поперечная сила в данном сечении арки,

S_y — статический момент части сечения,

J — момент инерции сечения около оси, проходящей через центр тяжести сечения,

a — толщина арки по высоте плотины.

Средний относительный сдвиг для сечения можно определить из условия:

$$\beta = \frac{\int_0^{\omega} \tau_y y dy d\omega}{Q} = \frac{\int_0^{\omega} \tau_y^2 d\omega}{QG},$$

где G — модуль упругости при сдвиге.

После подстановки для прямоугольного сечения имеем

$$\beta = \frac{Q}{\omega G} \cdot \omega \int_0^e \left(\frac{S}{J} \right)^2 \frac{dy}{a}$$

или

$$\beta = \frac{\tau_{cp}}{G} \cdot k,$$

где k — коэффициент формы сечения, имеющий для прямоугольного сечения величину $\frac{6}{5}$.

б) Внутренние силы и моменты, возникающие в любом сечении a , можно представить в виде (рис. 171):

N — нормальной силы, имеющей положительное значение при растяжении волокон арки,

Q — перерезывающей силы, имеющей

положительное значение при направлении к центру арки,

M — изгибающего момента, имеющего положительное значение при увеличении кривизны арки.

Для элемента арки, длиной по осевой линии ds , внутренние силы на пограничных сечениях вырезанной части арки N , Q и M представятся как внешние силы и моменты элемента, почему элемент арки будет загружен по следующей схеме (рис. 172):



Рис. 170.



Рис. 171.

1) равномерная по протяжению оси арки нагрузка, интенсивностью

$$q_0 = \frac{qr_n}{r_0},$$

где q — равномерная гидростатическая радиальная нагрузка интенсивностью $\gamma_0 z$, где z расстояние от подпорного горизонта до осевой плоскости арки,

r_n — наружный радиус арки,

r_0 — радиус оси арки,

2) нормальные силы N и $(N + dN)$,

3) поперечные силы Q и $(Q + dQ)$,

4) изгибающие моменты M и $(M + dM)$.

При дальнейшем решении задачи введем следующие допущения и упрощения, а именно (рис. 173):

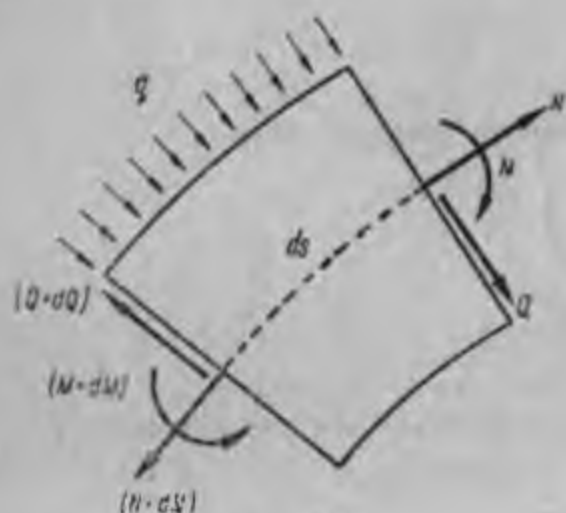


Рис. 172.

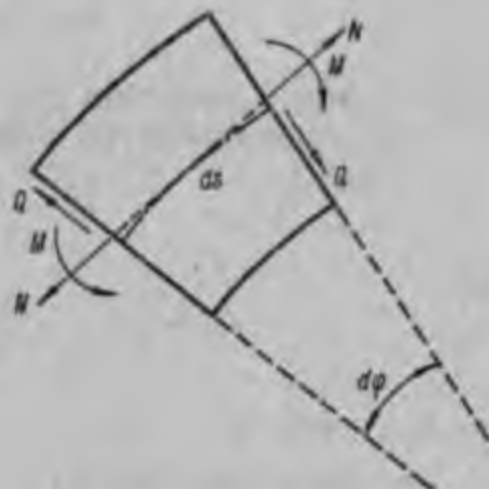


Рис. 173.

1) внешняя нагрузка $q_0 ds$ на элемент арки и приращения сил dN , dQ и момента dM — малы по сравнению с силами N , Q и M , и работой их можно пренебречь,

2) нормальные силы N расположены на одной прямой, касательной к оси элемента на середине его,

3) наличие поперечных сил Q возможно при пренебрежении моментом $dM = Qds$, существование коего вообще необходимо для установления равновесия элемента под действием поперечных сил.

Эти предположения дают общую картину загрузения элемента, представленную на схеме.

в) Возможную работу внешних сил элемента арки на допущенных перемещениях можно определить в следующем порядке:

Пользуясь принципом сложения действия сил, можем найти отдельные выражения возможной работы нормальной силы N , поперечной силы Q и момента M , как обобщенных сил на возможных обобщенных перемещениях от какой-либо другой внешней нагрузки, дающей величины сил N_1 , Q_1 и M_1 для этого же элемента, и результаты сложить.

Обобщенными силами и обобщенными перемещениями для данного рассматриваемого случая будут:

- 1) сила N перемещение $\epsilon_1 ds$
- 2) сила Q перемещение $\beta_1 ds$
- 3) (момент M) перемещение $\theta_1 d\varphi$

где ϵ_1 — относительное удлинение оси арки,
 β_1 — относительный сдвиг сечения арки,
 θ_1 — относительный угол поворота сечения арки,

причем соответствующие величинам ϵ_1 , β_1 и θ_1 нормальная и поперечная сила и момент будут иметь значения N_1 , Q_1 и M_1 .

Работа обобщенных сил N , Q и M на обобщенных перемещениях определится уравнением для элемента арки

$$dT = \left(N\epsilon_1 + Q\beta_1 + \frac{M\theta_1}{r_0} \right) ds,$$

а для всей арки

$$T = \int \left(N\epsilon_1 + Q\beta_1 + \frac{M\theta_1}{r_0} \right) ds,$$

где интеграл надлежит взять по всей длине арки.

Силы N , Q и M являются силами внешними по отношению к рассматриваемому элементу, а так как упругая работа этих внешних сил равна и противоположна по знаку с работой внутренних сил элемента арки, то

$$T - \Pi = 0,$$

где Π^* — возможная работа внутренних сил на возможных перемещениях, равная

$$\Pi = \int \left(N\epsilon_1 + Q\beta_1 + \frac{M\theta_1}{r_0} \right) ds.$$

г) Возможную работу внутренних сил арки на допущенных перемещениях можно представить в развернутой форме, подставляя величины относительных деформаций, как функций обобщенных сил.

Возможная работа $d\Pi_1$ от нормальных сил N для элемента арки равна

$$d\Pi_1 = N\epsilon_1 ds = \left(\frac{NN_1}{E\omega} + \frac{M_1 N}{E\omega r_0} \right) ds.$$

Возможная работа $d\Pi_2$ от поперечных сил Q для элемента арки равна

$$d\Pi_2 = Q\beta_1 ds = k \frac{QQ_1}{\omega G} ds,$$

где k — коэффициент формы сечения (для прямоугольного сечения $\frac{6}{5}$).

* Под Π — обозначено абсолютное значение работы внутренних сил, которая по существу отрицательна и равна $-\Pi$.

Возможная работа $d\mathcal{L}_3$ от изгибающего момента M для элемента арки равна

$$d\mathcal{L}_3 = M\delta_1 d\varphi = \left(\frac{MM_1}{EZ} + \frac{MN_1}{E\omega r_0} + \frac{MM_1}{E\omega r_0^3} \right) ds.$$

Возможная работа всех обобщенных сил на допущенных перемещениях равна

$$\mathcal{U} = \int \left(\frac{MM_1}{EZ} + \frac{MN_1 + M_1N}{E\omega r_0} + \frac{NN_1}{E\omega} + k \frac{QQ_1}{G\omega} \right) ds,$$

где N , Q и M — нормальная и поперечная силы и момент в сечении арки от данной нагрузки.

N_1 , Q_1 и M_1 — нормальная и поперечная силы и момент в сечении арки, возбуждаемые другой нагрузкой, осуществляющей возможные перемещения,

$$\frac{1}{J_1} = \frac{1}{Z} + \frac{1}{\omega r_0^2},$$

где $Z \cong J \left(1 + \frac{1}{15} \frac{r_0^2}{r_0^2} \right)$ есть величина, близкая к моменту инерции сечения,

E и G — модули продольной упругости и упругости при сдвиге материала арки,

ω — площадь поперечного сечения арки,

r_0 — радиус кривизны арки,

$k = \frac{6}{5}$ — для прямоугольного сечения арки.

Интеграл должен быть взят по всей длине арки.

Если через P_i обозначить внешние силы арки и через δ_i' их возможные перемещения, то приравняв возможную работу внешних сил $\Sigma P_i \delta_i'$ работе внутренних сил на допущенных перемещениях (с обратным знаком), получаем общее уравнение начала возможных перемещений

$$\Sigma P_i \delta_i' - \int \left(\frac{MM_1}{EZ} + \frac{MN_1 + M_1N}{E\omega r_0} + \frac{NN_1}{E\omega} + k \frac{QQ_1}{G\omega} \right) ds = 0.$$

Непосредственно из уравнения начала возможных перемещений получается уравнение для определения потенциальной энергии арки при действии данной внешней нагрузки.

Предположим, что

а) перемещения являются действительными перемещениями, вызываемыми данной нагрузкой,

б) перемещения растут пропорционально силе, т. е. действие нагрузки статическое, и работа внешних сил равна

$$T = \frac{1}{2} P f = U,$$

где P сила и f действительное перемещение.

Тогда потенциальная энергия арки под действием данной нагрузки, считая ее равной работе внешних сил, определится формулой

$$U = \frac{1}{2} \int \left(\frac{M^2}{EZ} + \frac{N^2}{E\omega} + \frac{2MN}{E\omega r_0} + k \frac{Q^2}{G\omega} \right) ds,$$

где интеграл следует взять по всей длине арки.

4) Основные преобразования уравнения начала возможных перемещений для круговой арки.

Общее уравнение начала возможных перемещений можно преобразовать по форме, а именно

$$\Sigma P_i \delta_i = \int \frac{MM_1}{EZ} ds + \int \frac{\left(\frac{M}{r_0} + N\right) \left(\frac{M_1}{r_0} + N_1\right)}{E\omega} ds + k \int \frac{QQ_1}{G\omega} ds,$$

а уравнение потенциальной энергии представить в виде

$$U = \frac{1}{2} \left[\int \frac{M^2}{EZ} ds + \int \frac{\left(\frac{M}{r_0} + N\right)^2}{E\omega} ds + k \int \frac{Q^2}{G\omega} ds \right].$$

В этих уравнениях сделаем два упрощения, а именно:

1) Величину Z , как близкую к моменту инерции сечения арки, будем полагать примерно равной моменту инерции J сечения.

2) Работу поперечных сил Q будем полагать малой по отношению к работе изгибающих моментов и нормальных сил, считая возможным при расчете арки пренебречь членом уравнения, зависящим от сил Q . *

При введении таких предположений уравнение начала возможных перемещений представится в виде

$$\Sigma P_i \delta_i = \int \frac{MM_1}{EJ} ds + \int \frac{\left(\frac{M}{r_0} + N\right) \left(\frac{M_1}{r_0} + N_1\right)}{E\omega} ds,$$

а уравнение потенциальной энергии

$$U = \int \frac{M^2}{2EJ} ds + \int \frac{\left(\frac{M}{r_0} + N\right)^2}{2E\omega} ds.$$

Полагая арку загруженную равномерною радиальною нагрузкою интенсивностью q_0 , представим арку в виде двух полуарок, рассеченных в ключевом сечении и уравновешенных ** нормальной силою N_k и изгибающим моментом M_k , причем точку приложения силы N_k примем в центре тяжести ключевого сечения (рис. 174).

Величина нормальной силы N и изгибающего момента для любого сечения полуарки представится в виде (рис. 175):

$$N = N_k \cos \varphi - \int_0^s q_0 \sin(\varphi - \varphi_s) ds,$$

* При $\xi = \frac{r_0}{e} > 3$ и $\varphi_0 \geq 45^\circ$.

** Поперечная сила $Q = 0$ ввиду симметрии арки и нагрузки.

где $ds = r_0 d\varphi_s$ — длина оси элемента арки,
 φ_s — угол от оси симметрии арки до рассматриваемого элемента.

После интегрирования получаем значение нормальной силы

$$N = N_k \cos \varphi - q_0 r_0 (1 - \cos \varphi).$$

Изгибающий момент из условия равенства нулю моментов внешних сил вокруг осевой точки данного сечения арки определится

$$M = M_k' + N_k y + \int_0^{\varphi} q_0 r_0 \sin(\varphi - \varphi_s) ds$$

или после интегрирования

$$M = M_k' + N_k y + q_0 r_0^2 (1 - \cos \varphi).$$

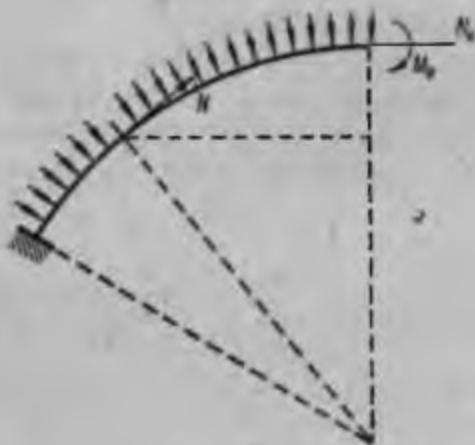


Рис. 174.



Рис. 175.

Заменяя координату y выражением ее через радиус (рис. 176)

$$y = r_0 (1 - \cos \varphi),$$

получаем

$$M = M_k' + r_0 (N_k + q_0 r_0) (1 - \cos \varphi).$$

Составим выражение $\left(\frac{M}{r_0} + N\right)$, которое входит в уравнение потенциальной энергии и в уравнение начала возможных перемещений, представляя его в виде

$$\frac{M}{r_0} + N = \frac{M_k'}{r_0} + N_k,$$

откуда можно вывести положение, что

$$\frac{M}{r_0} + N = \text{const}$$

по оси арки, т. е. величина, не зависящая от φ .

Так как это положение справедливо и при $q_0 = 0$, то оно вообще имеет место для всех нагрузок, встречающихся при расчете круговых арок плотин.

Полагая $\left(\frac{M}{r_0} + N\right) = Y$, можем переписать уравнение начала возможных перемещений в форме

$$\sum P \delta_i = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi + \frac{YY_1}{E\omega} r_0 \varphi_0, *$$

где

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \text{const}$$

$$Y_1 = \frac{M_1}{r_0} + N_1 = \text{const},$$



Рис. 176.

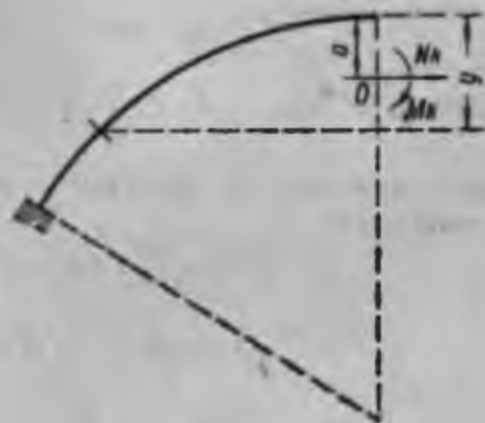


Рис. 177.

и уравнение потенциальной энергии в виде

$$U = \frac{r_0}{2} \int_0^{\varphi_0} \frac{M^2}{EJ} d\varphi + \frac{Y^2 r_0 \varphi_0}{2E\omega},$$

где

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \text{const}$$

и $s = r_0 \varphi_0$ — длина полуарки.

Произведем еще следующее преобразование уравнений.

Основные уравнения деформации для определения лишних неизвестных величин N_k и M_k выражаются на основании начала наименьшей работы или теоремы Castigliano в виде

$$\frac{\partial U}{\partial N_k} = 0 \quad \text{и} \quad \frac{\partial U}{\partial M_k} = 0.$$

Перенесем точку приложения нормальной силы N_k в ключе в некоторую точку O (рис. 177), находящуюся на произвольном расстоянии a

* φ_0 — центральный угол полуарки.

от центра тяжести ключевого сечения арки, т. е. заменяем нормальную силу N_k и момент M_k новой системой — нормальной силой N_k и моментом $M_k = M_k' + N_k a$, которые и примем за лишние неизвестные величины (рис. 178) при значении



$$Y = \left[\frac{M}{r_k} + N \right]_{\varphi=0} = \frac{M_k}{r_0} + N_k \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) = \text{const.}$$

Ясно, что основные уравнения деформации примут вид

$$\frac{\partial U}{\partial N_k} = 0$$

и

$$\frac{\partial U}{\partial M_k'} = \frac{\partial U}{\partial M_k} \cdot \frac{\partial M_k}{\partial M_k'} = \frac{\partial U}{\partial M_k} = 0,$$

так как

$$\frac{\partial M_k}{\partial M_k'} = 1.$$

Рис. 178.

Выражения для нормальной силы N и момента M любого сечения будут иметь вид

$$N = N_k \cdot \cos \varphi + N_q$$

$$M = M_k + N_k (y - a) + M_q$$

при

$$Y = \left[\frac{M}{r_0} + N \right]_{\varphi=0} = \frac{M_k}{r_0} + N_k \left(1 - \frac{a}{r_0} \right),$$

где N_q и M_q — нормальная сила и изгибающий момент для данного сечения от внешних нагрузок.

Подставляя приведенные выше выражения в уравнение потенциальной энергии, составляем основные уравнения деформации для определения лишних неизвестных величин M_k и N_k :

I уравнение

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial N_k} = \frac{r_0}{EJ} \left[M_k \int_0^{\varphi_0} (y - a) d\varphi + N_k \int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \int_0^{\varphi_0} M_q (y - a) d\varphi \right] + \\ + \frac{r_0 \varphi_0}{E\omega} \left[\frac{M_k}{r_0} + N_k \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) \right] \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) = 0, \end{aligned}$$

II уравнение

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial M_k} = \frac{r_0}{EJ} \left[M_k \varphi_0 + N_k \int_0^{\varphi_0} (y - a) d\varphi + \int_0^{\varphi_0} M_q d\varphi \right] + \\ + \frac{\varphi_0}{E\omega} \left[\frac{M_k}{r_0} + N_k \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) \right] = 0. \end{aligned}$$

После преобразования уравнения имеют вид:

I уравнение

$$M_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y-a) d\varphi + \frac{\varphi_0 J}{\omega r_0^2} \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) \right] + \\ + N_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y-a)^2 d\varphi + \frac{\varphi_0 J}{\omega} \left(1 - \frac{a}{r_0} \right)^2 \right] + \int_0^{\varphi_0} M_\varphi (y-a) d\varphi = 0,$$

II уравнение

$$M_k \left[\varphi_0 + \frac{\varphi_0 J}{\omega r_0^2} \right] + N_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y-a) d\varphi + \frac{\varphi_0 J}{\omega r_0^2} \left(1 - \frac{a}{r_0} \right) \right] + \int_0^{\varphi_0} M_\varphi d\varphi = 0.$$

Для упрощения совместного решения этих двух уравнений определим начальную координату a , которая была принята произвольной, из условия

$$\left[\int_0^{\varphi_0} (y-a) d\varphi + \frac{\varphi_0 J}{\omega r_0^2} \left(r_0 - a \right) \right] = 0.$$

Так как геометрическая величина y имеет значение (рис. 179)

$$y = r_0 (1 - \cos \varphi),$$



Рис. 179.

то после интегрирования получаем уравнение

$$(r_0 - a) \varphi_0 - r_0 \sin \varphi_0 = - \frac{\varphi_0 J}{\omega r_0^2} (r_0 - a),$$

откуда и определяем величину a равной

$$a = r_0 \left(1 - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} \right)$$

или

$$a = r_0 \left[1 - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} (1 - \zeta) \right],$$

где $m = \frac{J}{\omega r_0^2}$,

$\zeta = \frac{y_0}{r_0}$ — относительное смещение нейтральной оси от оси, проходящей через центр тяжести сечения.

* Пренебрегая величиной $\zeta \cong 0$ можем получить упрощенное выражение для a

$$a \cong r_0 \left(1 - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right).$$

Значение координаты $(y - a)$ определяется выражением

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right).$$

Уравнения деформации получают вид:

I уравнение

$$N_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right] + \int_0^{\varphi_0} M_\varphi (y - a) d\varphi = 0,$$

II уравнение

$$M_k \varphi_0 (1 + m) + \int_0^{\varphi_0} M_\varphi d\varphi = 0,$$

где

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2},$$

откуда величины неизвестных N_k и M_k легко определяются:

$$N_k = - \frac{\int_0^{\varphi_0} M_\varphi (y - a) d\varphi}{\left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right]}$$

$$M_k = - \frac{1}{\varphi_0 (1 + m)} \int_0^{\varphi_0} M_\varphi d\varphi.$$

Имея в виду, что

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right)$$

$$r_0 - a = r_0 \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)},$$

получаем интеграл, входящий в знаменатель выражения величины N_k в виде

$$\frac{1}{r_0^2} \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right] = \frac{\sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{(1+m)^2} -$$

$$- \frac{2 \sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} + \frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{2} \varphi_0 + m \cdot \frac{\sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{(1+m)^2} =$$

$$= \frac{m}{1+m} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\alpha},$$

где α , называемая коэффициентом арочности плотины, имеет величину

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \cdot \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0}$$

После подстановки значения лишних неизвестных N_k и M_k преобразуются в форму

$$N_k = - \frac{\alpha (1+m)}{r_0 m \sin \varphi_0} \int_0^{\varphi_0} M_q \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right) d\varphi$$

$$M_k = - \frac{1}{\varphi_0 (1+m)} \int_0^{\varphi_0} M_q d\varphi.$$

С увеличением радиуса арки величина m стремится к нулю, почему для тонкой арки при $\frac{r_h}{e} = \xi$ в формулы для лишних неизвестных величин N_k и M_k упрощаются:

$$N_k = - \frac{\alpha_1}{r_0 \sin \varphi_0} \int_0^{\varphi_0} M_q \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right) d\varphi$$

$$M_k = - \frac{1}{\varphi_0} \int_0^{\varphi_0} M_q d\varphi,$$

где

$$\alpha_1 = \frac{\alpha}{m} = \frac{2\varphi_0 \sin \varphi_0}{\varphi_0 \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0}$$

Примечание. Точка, определяемая координатою a и находящаяся для тонкой арки в центре тяжести дуги арки, носит обычно название центра упругих сил арки.

Геометрические свойства центра упругих сил при деформации арки от симметричного нагружения арки могут быть формулированы тем, что эта точка испытывает обобщенные перемещения от действия обобщенных сил $X = N_k$ и $M = M_k$ лишь совпадающие с направлением этих обобщенных сил.

а) Перемещение $\delta_x = \delta_N$.

Возьмем два вида нагружения (рис. 180).

Для первого вида нагружения нормальные силы и моменты для любого сечения полуарки

$$N = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M = M_k + N_k (y - a),$$

причем

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \left[\frac{M}{r_0} + N \right]_{\varphi=0} = \frac{1}{r_0} [M_k + N_k (r_0 - a)].$$

Для второго вида нагружения нормальные силы и моменты для любого сечения

$$N_1 = 1 \cdot \cos \varphi$$

$$M_1 = 1 \cdot (y - a),$$

причем

$$Y_1 = \frac{M_1}{r_0} + N_1 = \left[\frac{M_1}{r_0} + N_1 \right]_{\varphi=0} = \frac{r_0 - a}{r_0}.$$

где

$$a \cong r_0 \left(1 - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right).$$

Уравнение начала возможных перемещений, при силах от первой системы нагружения и перемещениях от второй, будет иметь форму

$$\delta_N = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi + \frac{YY_1}{E\omega} r_0 \varphi_0,$$

Рис. 180.

где

$$\frac{YY_1}{E\omega} r_0 \varphi_0 = \frac{\varphi_0}{E\omega} \cdot \frac{r_0 - a}{r_0} [M_k + N_k (r_0 - a)]$$

при данных нагружениях.

Подставляя величины нормальных сил и моментов, получаем перемещение $\delta_x = \delta_N$.

$$\begin{aligned} \delta_N = & \frac{r_0 M_k}{EJ} \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a) d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a) \right] + \\ & + \frac{r_0 N_k}{EJ} \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right] \end{aligned}$$

или так как по условию

$$\int_0^{\varphi_0} (y - a) d\varphi + \varphi_0 m (r - a) = 0,^*$$

то

$$\delta_N = N_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right] = AN_k.$$

Так же можно показать, что перемещение $\delta_y = 0$.

б) Перемещение δ_M .

Возьмем два вида нагружения (рис. 181):

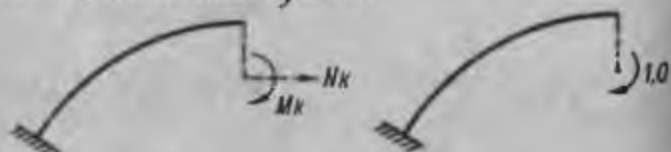


Рис. 181.

* См. выше определение центра упругих сил a .

Нормальная сила и момент для первого нагружения

$$N = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M = M_k + N_k (y - a).$$

Нормальная сила и момент для второго нагружения

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = 1.$$

Откуда получаем из уравнения начала возможных перемещений

$$\delta_M = B \cdot M_k.$$

5. Определение лишних неизвестных величин N_k и M_k для арки от давления напорной воды.

Общая схема нагружения полуарки представится в виде равномерной по дуге арки радиальной нагрузки q_0 (рис. 182), нормальной силы N_k и момента M_k , приложенных в упругом центре на расстоянии a от центра тяжести ключевого сечения.

Нормальная сила N и изгибающий момент M для любого сечения определяются

$$N = N_k \cos \varphi - q_0 r_0 (1 - \cos \varphi)$$

$$M = M_k + N_k (y - a) + \\ + q_0 r_0^2 (1 - \cos \varphi),$$

где

$$y - a = \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1 + m} - \cos \varphi \right) r_0.$$

Уравнения деформации имеют вид:

I уравнение

$$N_k \left[\int_0^{\varphi_0} (y - a)^2 d\varphi + \varphi_0 m (r_0 - a)^2 \right] + \int_0^{\varphi_0} M_q (y - a) d\varphi = 0,$$

II уравнение

$$M_k \varphi_0 (1 + m) + \int_0^{\varphi_0} M_q d\varphi = 0,$$

где

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1 + m} - \cos \varphi \right)$$

$$r_0 - a = \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{r_0}{1 + m}$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2}.$$

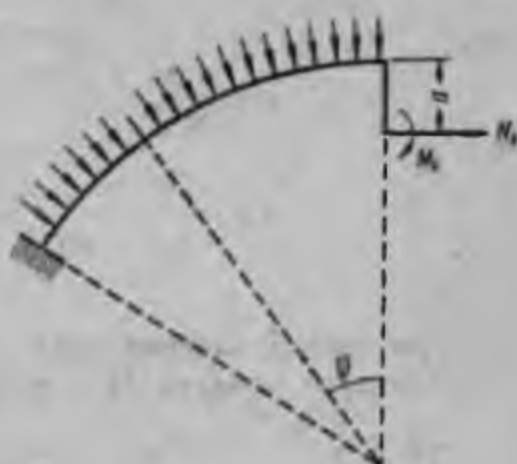


Рис. 182.

Из этих уравнений, как было уже показано,

$$N_k = - \frac{\alpha(1+m)}{r_0 m \cdot \sin \varphi_0} \int_0^{\varphi_0} M_q \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right) d\varphi$$

$$M_k = - \frac{1}{\varphi_0(1+m)} \int_0^{\varphi_0} M_q d\varphi.$$

Равномерная нагрузка q_0 дает выражения для величин N_q и M_q

$$N_q = - q_0 r_0 (1 - \cos \varphi)$$

$$M_q = q_0 r_0^2 (1 - \cos \varphi).$$

После подстановки всех значений и интегрирования, из первого уравнения имеем

$$N_k = - q_0 r_0 (1 - \alpha),$$

из второго уравнения

$$M_k = - \frac{q r_0^2}{1+m} \left(1 - \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right),$$

где

$$m = \frac{J}{\omega r_0^4}$$

и

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0(1+m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0} = m \alpha_1.$$

Для любого сечения арки получаем величину нормальной силы N и изгибающего момента M в виде

$$N = - q_0 r_0 (1 - \alpha \cdot \cos \varphi)$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1+m} - \alpha \cdot \cos \varphi \right].$$

Перерезывающая сила, считая ее положительной при направлении к центру, определяется уравнением

$$Q = N_k \cdot \sin \varphi + \int_0^{\varphi} q_0 \cdot \cos (\varphi - \varphi_s) ds,$$

откуда

$$Q = (q_0 r_0 + N_k) \sin \varphi.$$

* Проверка дает

$$\frac{M}{r_0} + N = \frac{\alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - 1}{1+m} = \text{const.}$$

Подставляя найденное выражение для

$$N_k = -q_0 r_0 (1 - \alpha)$$

получаем величину перерезывающей силы равной

$$Q = \alpha q_0 r_0 \sin \varphi.$$

6. Нормальные и касательные напряжения в арке в предположении распределения их по сечению по закону прямой линии.

Нормальная сила для любого сечения арки определяется выражением

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

и изгибающий момент

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right].$$

Исследуя выражения для нормальной силы N и момента M установим, что

а) нормальная сила увеличивается по своей величине от ключа к опорному сечению, оставаясь все время сжимающей арку;

б) наибольшая абсолютная величина изгибающего момента получается при минимальном значении $\cos \varphi$, т. е. при наибольшем угле φ , а именно при $\varphi = \varphi_0$, откуда

$$\max M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi_0 \right];$$



Рис. 183.

в) плечо нормальной силы N относительно центра тяжести сечения (точки осевой линии) определяется

$$\lambda r_0 = \frac{r_0 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right]}{1 - \alpha \cos \varphi} = \frac{r_0 (c - \alpha \cos \varphi)}{1 - \alpha \cos \varphi},$$

где

$$c = \frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m}.$$

Наибольшее значение плеча нормальной силы формально получается для сечения, наклоненного к оси симметрии арки под углом φ_2 , исчисляемым из условия

$$r_0 \frac{\partial \lambda}{\partial \varphi} = \frac{r_0 \alpha \sin \varphi_2 (1 - c)}{(1 - \alpha \cos \varphi_2)^2} = 0,$$

откуда имеем $\sin \varphi_2 = 0$ и $\varphi_2 = 0$, — т. е. для ключевого сечения, для которого λ равна

$$\lambda = \frac{e-a}{1-a};$$

г) нормальные напряжения в арке, при предположении прямолинейного их распределения по сечению, могут быть определены по обыкновенной формуле неравномерного сжатия

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W},$$

где

$\omega = e$ — сечение арки, толщина которой равна единице,

$W = \frac{e^3}{6}$ — момент сопротивления сечения арки,

откуда

$$\sigma = \frac{N}{e} \left[1 \pm \frac{6r_0\lambda}{e} \right],$$

где λr_0 — плечо нормальной силы относительно центра тяжести арки

д) касательные напряжения, определяемые в зависимости от величины поперечной силы Q

$$Q = \alpha q_0 r_0 \cdot \sin \varphi,$$

имеют наибольшую величину для опорного сечения арки при $\varphi = \varphi_0$ и равны

$$\tau = \frac{3}{2} \alpha q_0 \xi \sin \varphi_0,$$

где

$$\xi = \frac{r_0}{e}.$$

7. Влияние геометрических элементов арки на ее расчет.

В целях дальнейшего упрощения решения задачи при определении напряжений в арке исследуем изменение выражения нормальной силы N

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

и изгибающего момента

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right]$$

в зависимости от изменения входящих в них величин геометрических элементов арки, а именно радиуса r_0 , расчетной высоты сечения арки e и центрального угла φ_0 .

Коэффициент аточности плотины α , равный по величине

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

изменяется в зависимости от $\xi = \frac{r_0}{e}$ и φ_0 , причем

1) значение α убывает с возрастанием отношения $\xi = \frac{r_0}{e}$ и обращается в ноль для очень тонкой арки при $\xi = \frac{r_0}{e} = \infty$.

2) значение α убывает с возрастанием центрального угла φ_0 .

Например, для двух величин центрального угла $\varphi_0' = 45^\circ$ и $\varphi_0'' = 60^\circ$ при увеличении соотношения $\xi = \frac{r_0}{e}$ коэффициент α претерпевает следующие изменения:

Таблица 29

ξ	$\frac{1}{m}$	$\varphi_0' = 45^\circ$ α	$\varphi_0'' = 60^\circ$ α
1	12	1,0	0,84
1,5	27	0,91	0,62
2,0	48	0,80	0,46
3,0	108	0,58	0,26
4,0	192	0,43	0,16
6,0	432	0,24	0,08
8,0	766	0,15	0,04
10,0	1200	0,11	0,03
15,0	2700	0,04	0,01
∞	∞	0	0

Эта таблица подтверждает высказанные положения и показывает, что с точностью до 5%, достаточной для практических целей, можно считать коэффициент $\alpha \cong 0$ при $\xi = \frac{r_0}{e} \geq 15$.

Переходя к рассмотрению влияния коэффициента $m = \frac{J}{\omega r_0^2}$ на величину изгибающего момента M и то же плеча λ , можно привести следующие (табл. 30) расчетные данные на числовом примере при $\varphi_0' = 45^\circ$ и $\varphi_0'' = 60^\circ$.

Эти данные показывают, что величина c , равная

$$c = \frac{m + \alpha \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m}$$

и определяющая величину изгибающего момента, мало отличается от c_1 , вычисленного по упрощенному его выражению

$$c_1 = \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}.$$

ξ	$\frac{1}{m}$	α		c		c_1	
		$\varphi_0' = 45^\circ$	$\varphi_0'' = 60^\circ$	$\varphi_0' = 45^\circ$	$\varphi_0'' = 60^\circ$	$\varphi_0' = 45^\circ$	$\varphi_0'' = 60^\circ$
1	12	1,0	0,84	0,91	0,96	0,9	0,88
1,5	27	0,91	0,62	0,82	0,66	0,82	0,65
2,0	48	0,80	0,46	0,72	0,49	0,72	0,48
3,0	108	0,58	0,26	0,52	0,28	0,52	0,27
4,0	192	0,43	0,16	0,39	0,17	0,39	0,17
6,0	432	0,24	0,08	0,22	0,08	0,22	0,08
8,0	766	0,15	0,04	0,13	0,04	0,13	0,04
10,0	1200	0,11	0,03	0,10	0,03	0,10	0,03
15,0	2700	0,04	0,01	0,04	0,01	0,04	0,01
∞	∞	0	0	0	0	0	0

Из предыдущих рассуждений можно вывести заключение, что

1) при $\xi \leq 2$ следует при проверке прочности арки пользоваться формулами для определения нормальной силы и изгибающего момента в полной форме

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right].$$

2) при $\xi \geq 2$ можно при проверке прочности арки пользоваться сокращенными формулами

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cdot \cos \varphi)$$

$$M = \alpha q_0 r_0^2 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right).$$

8. Влияние распределения напряжений по гиперболическому закону на расчет арки.

Влияние гиперболического закона распределения напряжений по сечению при решении задачи арки сказывается в двух отношениях:

а) величина Z , входящая в формулу начала возможных перемещений и уравнение потенциальной энергии, отличается от величины момента инерции сечения J , который был предположительно введен в формулы ввиду малой разницы с величиной Z ;

б) нейтральная ось смещается по направлению к центру кривизны арки, что изменяет величины наибольших напряжений в сечении.

Первое обстоятельство, а именно влияние замены величины Z моментом инерции сечения можно оценить следующими подсчетами.

Так как для прямоугольного сечения арки, при ширине ее e и толщине по высоте равной единице измерения, величина Z будет иметь значение

$$Z = \int \frac{r_0 y^2 d\omega}{r_0 + y} = r_0^3 \left(r_0 \ln \frac{2r_0 + e}{2r_0 - e} - e \right)$$

и момент инерции равен

$$J = \frac{e^3}{12},$$

то отношение величины Z к моменту инерции J определится формулой

$$\mu = \frac{Z}{J} = 12\xi^3 \left(\xi \ln \frac{2\xi + 1}{2\xi - 1} - 1 \right),$$

где

$$\xi = \frac{r_0}{e},$$

и

при $\xi = \frac{r_0}{e} = 1$ отношение $\eta = \frac{Z}{J} = 1,18$

·	1,5	·	1,07
·	2	·	1,04
·	3	·	1,02
·	4 и более	·	~ 1,00

Таким образом, уже при $\xi = \frac{r_0}{e} = 2$ точность замены величины Z моментом инерции J получается не менее 4%, а при $\xi = 3$ не менее 2%.

Второе обстоятельство, а именно смещение нейтральной оси относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, определяется величиной

$$y_0 = - \frac{Z r_0}{Z + \omega r_0^2},$$

а напряжение крайних волокон исчисляется по формуле

$$\sigma = M \left[\frac{1}{r_0 \omega} + \frac{y}{Z} \cdot \frac{r_0}{r_0 + y} \right],$$

причем при значении

$$y = \pm \frac{e}{2}$$

величина нормальных напряжений равна

$$\sigma_{\max/\min} = M \left[\frac{1}{r_0 \omega} \pm \frac{e}{2Z} \cdot \frac{2r_0}{2r_0 \pm e} \right].$$

Полагая при толщине арки $a = 1$, площадь ее поперечного сечения

$$\omega = e$$

$$Z = \eta J = \eta \frac{e^3}{12},$$

получаем

$$\sigma_1^{\max/\min} = \frac{M}{e r_0} \left[1 \pm \frac{12\xi^2}{\eta(2\xi \pm 1)} \right],$$

где

$$\xi = \frac{r_0}{e}.$$

Наибольшее напряжение для прямого бруса от чистого изгиба определяется величиною

$$\sigma_2^{\max/\min} = \pm \frac{My}{J} = \pm \frac{6M}{e^2},$$

откуда увеличение напряжения для кривого бруса от действия изгибающего момента определится из условия

$$\eta_1 = \pm \frac{1}{6\xi} \left[1 \pm \frac{12\xi^2}{\eta(2\xi \pm 1)} \right].$$

Например, имеем

при $\xi = 1$	$\eta_1 = 1,18$	$\eta_2 = 0,73$ и $1,53$
" 1,5	" 1,07	" 0,81 и 1,29
" 2	" 1,04	" 0,85 и 1,20
" 3	" 1,02	" 0,89 и 1,12
" 4	" 1,00	" 0,93 и 1,10

Из рассмотрения этих цифр, допуская точность исчисления около 5%,* можно сделать следующее заключение:

1) При решении задачи об определении лишних неизвестных величин арки при $\xi = \frac{r_0}{e} > 2,0$ можно пренебрегать влиянием гиперболического распределения напряжений по сечению и считать величину Z равной моменту инерции сечения J , как для прямого бруса.

2) При окончательном определении напряжений в арке, после установления значений нормальных сил и изгибающих моментов, следует учитывать распределение напряжений по гиперболическому закону, пользуясь формулой

$$\sigma^{\max/\min} = \pm \frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{\omega r_0} \left[1 \pm \frac{12\xi^2}{\eta(2\xi \pm 1)} \right],$$

где σ — напряжение крайних волокон арки,

N и M — нормальная сила и изгибающий момент,

ω — сечение арки,

$\xi = \frac{r_0}{e}$ — отношение радиуса оси арки к ее толщине,

$$\eta = 12\xi^2 \left(\xi \ln \frac{2\xi+1}{2\xi-1} - 1 \right) \cong \left(1 + \frac{0,15}{\xi^2} \right).$$

* Величина процента точности относится не к полной величине нормального напряжения, а лишь к его части зависящей от изгибающего момента.

или при $\xi \geq 2$ по приближенной формуле

$$\sigma_{\max/\min} = 1,15 \left[\frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W} \right],$$

где ω — площадь поперечного сечения,

$W = \frac{e^3}{6}$ — момент сопротивления сечения арки.

3) При расчете арок, имеющих $\xi \geq 7,0$, можно совершенно не учитывать влияния гиперболического распределения нормальных напряжений по сечению арки и пользоваться законом прямолинейного распределения напряжений, как для прямого бруса.

9. Влияние учета перерезывающих сил на расчет арки.

Для представления о влиянии перерезывающих сил на точность расчета, постараемся количественно оценить влияние перерезывающих сил на величину потенциальной энергии для наиболее важного расчетного нагружения напорным давлением воды.

Для более простого подхода к решению такой задачи допустим для первого приближения, что нормальные силы, изгибающие моменты и перерезывающие силы могут определяться по формулам, которые выведены без учета потенциальной энергии от поперечных сил, т. е. положим, что при равномерной радиальной нагрузке q_0 нормальные силы N , момент M и поперечные силы Q равны (рис. 184):

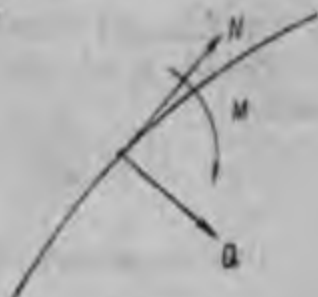


Рис. 184.

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right]$$

$$Q = \alpha q_0 r_0 \cdot \sin \varphi,$$

причем постоянная Y равна

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \frac{\alpha \sin \varphi_0 - \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m)} \cdot q_0 r_0$$

Потенциальная энергия от совместного изгиба моментами M и сжатия силами N определится по формуле

$$U = \frac{r_0}{2} \left[\int_0^{\varphi_0} \frac{M^2}{EJ} d\varphi + \int_0^{\varphi_0} \frac{\left(\frac{M}{r} + N \right)^2}{E\omega} d\varphi \right],$$

где

$$\begin{aligned} \frac{r_0}{2} \int_0^{\varphi_0} \frac{M^2}{EJ} d\varphi &= \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \int_0^{\varphi_0} \left[\frac{\varphi_0 m + \alpha \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)} - \alpha \cos \varphi \right]^2 d\varphi = \\ &= \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \left[\frac{(\varphi_0 m + \alpha \sin \varphi_0)^2}{\varphi_0 (1+m)^2} - 2\alpha \frac{\varphi_0 m + \alpha \sin \varphi_0}{1+m} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} + \right. \\ &\quad \left. + \alpha^2 \left(\frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{2} \varphi_0 \right) \right] = \\ &= \frac{m}{1+m} \cdot \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \left[\frac{\varphi_0 m - \alpha (m-1) \sin \varphi_0}{1+m} - \frac{\alpha^2 \sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \right] \end{aligned}$$

и

$$\begin{aligned} \frac{r_0}{2} \int_0^{\varphi_0} \frac{\left(\frac{M}{r} + N \right)^2}{E\omega} d\varphi &= \frac{q_0^2 r_0^3}{2E\omega} \cdot \frac{(\alpha \sin \varphi_0 - \varphi_0)^2}{\varphi_0 (1+m)^2} = \\ &= \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \cdot \frac{m (\alpha \sin \varphi_0 - \varphi_0)^2}{\varphi_0 (1+m)^2} \end{aligned}$$

Подставляя значения интегралов, получаем потенциальную энергию от сжатия и изгиба, без учета работы перерезывающих сил, в виде выражения

$$U = \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \cdot \frac{m}{1+m} \left\{ \varphi_0 - \alpha \cdot \sin \varphi_0 \left[\frac{3m-1}{m+1} + \frac{m\alpha \cdot \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)} \right] \right\},$$

Потенциальная энергия от чистого сдвига представляется величиной

$$U_1 = \frac{r_0}{2} \int_0^{\varphi_0} \frac{Q^2}{G\omega} k d\varphi = \frac{q_0^2 r_0^3}{2G\omega} \alpha^2 k \left(-\frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{2} \varphi_0 \right)$$

или после некоторого преобразования

$$U_1 = \frac{q_0^2 r_0^3}{2EJ} \nu m \alpha^2 k \left(-\frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{2} \varphi_0 \right),$$

где $\frac{E}{G} = \nu^*$ — отношение модуля продольной упругости к модулю упругости при сдвиге,

$k = \frac{6}{5}$ — коэффициент формы для прямоугольного сечения.

Отношение потенциальной энергии от сдвига к потенциальной энергии от изгиба и сжатия представляется формулой

$$\frac{U_1}{U} = \frac{0,5 \nu \alpha^2 k (\varphi_0 - 0,5 \sin 2\varphi_0) (1+m)}{\varphi_0 - \frac{\alpha \sin \varphi_0}{1+m} \left(3m-1 + m\alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right)}$$

* Отношение $\frac{G}{E} = \frac{1}{\nu} \cong 0,4 \div 0,5$ или $\frac{E}{G} \cong 2,5 \div 2,0$ при коэффициенте Пуассона около 0,17–0,20 для бетона.

Принимая во внимание, что, как следует из предыдущих решений,
1) коэффициент α быстро уменьшается с возрастанием отношения радиуса арки к ее толщине,

2) коэффициент m также быстро уменьшается с возрастанием отношения $\xi = \frac{r_0}{e}$, —

можем сделать общее заключение, что отношение $\frac{U_1}{U}$ стремится к нулю с увеличением отношения $\xi = \frac{r_0}{e}$.

Для примера приведем численные подсчеты для центральных углов $\varphi_0' = 45^\circ$ и $\varphi_0'' = 60^\circ$.

Таблица 31

ξ	$\frac{1}{m}$	α		$\frac{U_1}{U}$	
		$\varphi_0' = 45^\circ$	$\varphi_0'' = 60^\circ$	$\varphi_0' = 45^\circ$	$\varphi_0'' = 60^\circ$
1,0	12	1,0	0,84	0,475	0,435
1,5	27	0,91	0,62	0,265	0,198
2,0	48	0,80	0,46	0,172	0,090
3,0	108	0,58	0,26	0,100	0,040
4,0	192	0,43	0,16	0,060	0,016
6,0	432	0,24	0,08	0,020	0,004
8,0	766	0,15	0,04	0,009	< 0,001
10,0	1200	0,11	0,03	0,004	—
15,0	2700	0,04	0,01	< 0,001	—
∞	∞	0	0	—	—

Таким образом, можно прийти к заключению, что влияние перерезывающих сил на потенциальную энергию арки и, следовательно, вообще на расчет арки незначительно и ими во всяком случае можно в полной мере пренебречь при определении лишних неизвестных величин арки, если

$$\xi > 3 \div 4.$$

При значениях ξ меньше указанной величины следует учитывать влияние перерезывающих сил при расчете арки.

10. Действие температуры на арочную плотину.

Деформация арки при изменении температуры характеризуется изменением длины осевой линии арки в зависимости от линейного расширения материала арки под влиянием перемены температуры (рис. 185), причем величина этого удлинения или укорочения при повышении или понижении температуры равна

$$\Delta s = \epsilon_t s t,$$

где ϵ_t — коэффициент линейного расширения материала при изменении температуры,

s — длина полуарки,

t — изменение температуры.

При изменении длины оси арки под влиянием температуры должны иметь место следующие обстоятельства.

1. Ключевое сечение арки ввиду симметрии деформации не должно иметь горизонтального перемещения, которое определяется как проекция изменения длины элементов оси полуарки, а именно

$$\Delta l = \int_0^{\varphi_0} \varepsilon_t t ds \cdot \cos \varphi = \varepsilon_t t r_0 \sin \varphi_0,$$

где l — длина полухорды арки.

Для того, чтобы ключевое сечение оставалось в плоскости симметрии, возникающие в ключевом сечении нормальные силы и изгибающие моменты должны дать перемещение обратное деформации полуарки, как консоли, от действия температуры.

2. Ключевое сечение арки должно оставаться после деформации арки под действием температуры в плоскости сим-



Рис. 185.

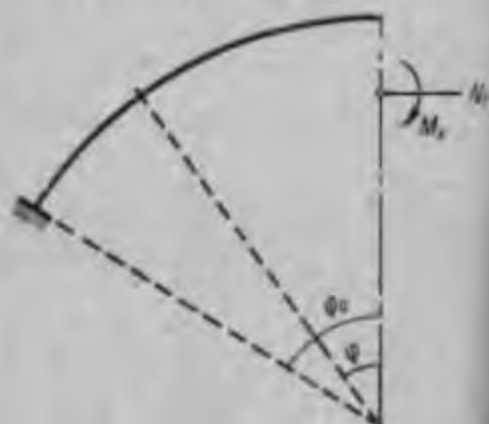


Рис. 186.

метрии, т. е. угол поворота сечения при деформации по отношению к этой плоскости равен нулю.

Эти обстоятельства дают возможность составить два уравнения для определения двух лишних неизвестных величин, принимая за таковые нормальную силу N_k и момент M_k , приложенные в центре упругих сил.

Величина нормальной силы N_t и изгибающего момента M_t для любого сечения арки, наклоненного под углом φ к плоскости симметрии арки, определяется (рис. 186):

$$N_t = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M_t = M_k + N_k (y - a).$$

Учитывая свойство центра упругих сил, по которому обобщенное его перемещение зависит лишь от обобщенной силы, приложенной по направлению перемещения, т. е. перемещение δ_N зависит только от нормальной силы N_k и поворот δ_M зависит лишь от момента M_k , можем упростить решение задачи, опуская не влияющие на соответственные перемещения силы и моменты.

Составим уравнения деформации для определения лишних неизвестных величин N_k и M_k .

I — уравнение деформации $\delta_N = \varepsilon_t l t$.

Возьмем два вида загрузки полуарки (рис. 187), а именно:

- 1) первое загрузку, температурное, соответствующее искомым лишним неизвестным величинам N_k и M_k (опуская M_k);
- 2) второе загрузку единичною силою, приложенною по направлению перемещения δ_N .

Нормальная сила и изгибающий момент для любого сечения полуарки от температурного загрузку

$$N = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M = N_k (y - a)$$



Рис. 187.

при постоянной величине Y для арки

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \left[\frac{M}{r_0} + N \right]_{\varphi=0} = N_k \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m}.$$

Нормальная сила и изгибающий момент для любого сечения арки при загрузке ее единичным вектором

$$N_1 = 1 \cdot \cos \varphi$$

$$M_1 = r_0 (1 - \cos \varphi)$$

при постоянной величине Y_1 для арки

$$Y_1 = \frac{M_1}{r_0} + N_1 = 1.$$

На основании уравнения начала возможных перемещений горизонтальное перемещение ключевого сечения определится выражением

$$\delta_N = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{M M_1}{EJ} d\varphi + r_0 \frac{Y Y_1 \varphi_0}{E\omega},$$

которое преобразуется в следующий вид:

$$\delta_N = \frac{r_0^3}{EJ} N_k \int_0^{\varphi_0} (1 - \cos \varphi) \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right) d\varphi +$$

$$+ \frac{r_0}{E\omega} N_k \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)} \varphi_0;$$

откуда после интегрирования, принимая во внимание, что

$$\int_0^{\varphi_0} (1 - \cos \varphi) \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right) d\varphi = \frac{m \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} (1 - \alpha),$$

получаем значение для перемещения равным

$$\delta_N = \frac{r_0^3}{EJ} N_k \cdot \frac{m \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)}.$$

По условию δ_N должно равняться температурному изменению длины проекции арки

$$\Delta l = \mp \epsilon_t r_0 \sin \varphi_0,$$

т. е. имеем уравнение

$$N_k \cdot \frac{r_0^3}{EJ} \cdot \frac{m \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} = \mp \epsilon_t r_0 \sin \varphi_0,$$

откуда определяем

$$N_k = \mp \epsilon_t E \omega \alpha (1+m),$$

при значениях

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) (\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi_0) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^3} \text{ и}$$

ω — площади сечения арки.

При большой величине соотношения между радиусом арки r_0 и ее расчетною высотой e , т. е. для тонкой арки, при $m = \frac{J}{\omega r_0^3}$ сравнительно малом, получаем выражение для нормальной силы в ключе

$$N_k = \mp \alpha \epsilon_t E \omega.$$

II уравнение деформации $\delta_M = 0$.

Примем два вида загрузки арки, а именно (рис. 188):

1) первое загрузку, соответствующее напряженному состоянию от изменения температуры при моменте в ключевом сечении M_k и нормальной силе N_k , опуская последнюю;

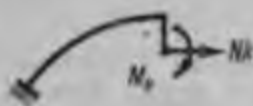


Рис. 188.

2) второе загрузку обобщенной единичной силой (моментом равным единице), направленной по искомому перемещению.*



Нормальная сила и момент для первого загрузку

$$\begin{aligned} N &= 0 \\ M &= M_k \end{aligned} \quad \text{при } Y = \frac{M_k}{r_0},$$

нормальная сила и момент для второго загрузку

$$\begin{aligned} N_1 &= 0 \\ M_1 &= 1 \end{aligned} \quad \text{при } Y_1 = \frac{1}{r_0}.$$

Уравнение начала возможных перемещений представится в виде

$$\delta_M = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{M M_1}{EJ} d\varphi + r_0 \frac{Y Y_1}{E\omega} \varphi_0$$

* Перемещение равно углу поворота ключевого сечения.

или после подстановки приведенных выше значений нормальных сил и моментов получаем

$$\delta_M = \frac{r_0}{EJ} M_k \varphi_0 + r_0 \frac{M_k}{r_0^3} \cdot \frac{\varphi_0}{E\omega}.$$

Так как при действии температуры ключевое сечение не испытывает вращения, т. е. перемещение $\delta_M = 0$, то уравнение для определения величины момента M_k представится в виде:

$$\delta_M = \frac{r_0}{EJ} M_k \varphi_0 (1 + m) = 0,$$

где

$$m = \frac{J}{\omega r_0^3},$$

откуда получаем

$$M_k = 0.$$

Нормальная сила и момент в любом сечении арки будут иметь значения (рис. 189):

$$N = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M = M_k + N_k (y - a),$$

где

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1 + m} - \cos \varphi \right),$$

или после подстановки имеем

$$N = \varepsilon_t t E \omega \alpha (1 + m)$$

$$M = \varepsilon_t t E \omega \alpha \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1 + m} - \cos \varphi \right).$$



Рис. 189.

В случае малого значения величины m , что имеет место при большом отношении радиуса к ширине арки $\xi = \frac{r_0}{e}$, получаем нормальную силу и момент по приближенной формуле

$$N = \varepsilon_t t E \omega \alpha \cdot \cos \varphi$$

$$M = \varepsilon_t t E \omega \alpha r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right).$$

Усадка бетона оказывает такое же влияние, как и понижение температуры, поэтому иногда ее влияние рассчитывают как понижение температуры примерно на 20°C .

11. Влияние деформации основания в боковых частях арочной плотины.

При упругом основании боковых частей арочной плотины опоры расчетных арок испытывают деформации, что влияет на величину нормаль-

ных сил и изгибающих моментов, определяющих прочность арочной системы плотины.

Перемещение опоры арки, имеющей постель шириною e_1 , можно представить состоящим из двух перемещений, а именно (рис. 190):

а) нормального к сечению перемещения δ_{NN} , которое можно по величине определить

$$\delta_{NN} = \frac{\mathfrak{M}_0}{\omega_1 K}$$

где ω_1 — площадь сечения арки в месте оседания опоры,

K — коэффициент оседания основания,

$\mathfrak{M}_0$ — нормальная сила опорного сечения.

Из двух составляющих этого перемещения оказывает влияние на величину усилий и моментов в арке только горизонтальная составляющая, равная по значению (рис. 191)

$$\delta_{HN} = \frac{\mathfrak{M}_0}{\omega_1 K} \cos \varphi,$$



Рис. 190.

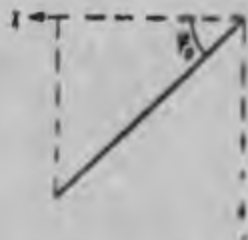


Рис. 191.

б) перемещения — поворота опорного сечения под действием изгибающего момента на опоре $\mathfrak{M}_0$, которое определяется углом δ_M равным

$$\delta_M = \frac{2\sigma}{Ke_1},$$

где σ — наибольшее напряжение в опорном сечении, определяемое формулой

$$\sigma = \frac{\mathfrak{M}_0 e_1}{2J},$$

откуда после подстановки имеем

$$\delta_M = \frac{\mathfrak{M}_0}{JK},$$

где $\mathfrak{M}_0$ — изгибающий момент на опоре.

Для определения возникающих в ключевом сечении дополнительных нормальных усилий и моментов от осадки опор, являющихся статически-неопределимыми величинами, могут служить два уравнения деформации

$$\frac{\partial U}{\partial \mathfrak{M}_0} = \delta_{NN} \quad \text{и} \quad \frac{\partial U}{\partial \mathfrak{M}_0} = \delta_M,$$

где U — потенциальная энергия деформации,

Принимая во внимание, что нормальная сила и момент

1) для любого сечения арки равны (рис. 192)

$$\mathcal{N} = \mathcal{N}_k \cdot \cos \varphi + \mathcal{N}_p'$$

$$\mathcal{M} = \mathcal{M}_k + \mathcal{N}_k (y - a) + \mathcal{M}_p',$$

где $\mathcal{N}_p'$ и $\mathcal{M}_p'$ — нормальная сила и момент от внешней нагрузки,
2) для опорного сечения арки



Рис. 192.

$$\mathcal{N}_0 = \mathcal{N}_k \cos \varphi_0 + \mathcal{N}_p$$

$$\mathcal{M}_0 = \mathcal{M}_k + \mathcal{N}_k (y_0 - a) + \mathcal{M}_p,$$

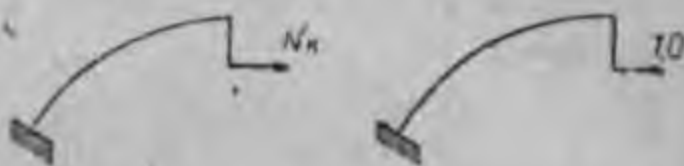


Рис. 193.

— можем вышеприведенные уравнения деформации написать в виде

$$\frac{\partial U}{\partial \mathcal{N}_0} = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{N}_k} \cdot \frac{\partial \mathcal{N}_k}{\partial \mathcal{N}_0} = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{N}_k} \cdot \frac{1}{\cos \varphi_0} = \delta_{NN}$$

$$\frac{\partial U}{\partial \mathcal{M}_0} = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{M}_k} \cdot \frac{\partial \mathcal{M}_k}{\partial \mathcal{M}_0} = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{M}_k} = \delta_M.$$

Так как перемещения ключевого сечения, соответствующие перемещению δ_{HN} и δ_M опорного сечения, равны

$$\delta = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{N}_k} \quad \text{и} \quad \theta = \frac{\partial U}{\partial \mathcal{M}_k},$$

то значения их определяются

$$\delta = \frac{\mathcal{N}_0}{\omega_1 K} \cos \varphi_0 = \frac{(\mathcal{N}_k \cos \varphi + \mathcal{N}_p)}{\omega_1 K} \cdot \cos \varphi_0$$

$$\theta = \frac{\mathcal{M}_0}{JK} = \frac{\mathcal{M}_k + \mathcal{N}_k (y_0 - a) + \mathcal{M}_p}{JK} = \frac{\mathcal{M}_k + \mathcal{N}_k \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 \right) r_0 + \mathcal{M}_p}{JK}.$$

Величина нормальной силы $\mathcal{N}_k$ и величина момента $\mathcal{M}_k$, входящие в выражение перемещения, состоят из двух слагаемых, а именно:

а) нормальной силы N_k и изгибающего момента M_k от всякого рода нагрузок, как давления воды, и действия температуры и других, величина которых вполне известна из предыдущих расчетов;

б) нормальной силы N_k' и изгибающего момента M_k' , возникающих, как дополнительные, от собственной осадки опор.

Для определения последних величин N_k' и M_k' , которые являются также лишними неизвестными величинами, составим два уравнения деформации, пользуясь началом возможных перемещений.

1) Определение нормальной силы N_k' .

Зададимся двумя видами загрузки полуарки, с одной стороны нормальной силой N_k' и с другой единичной нагрузкой по направлению искомого перемещения (рис. 193).

Нормальная сила и изгибающий момент в любом сечении для первого вида загрузки будут иметь значения

$$N = N_k' \cos \varphi$$

$$M = N_k' (y - a),$$

где

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right)$$

и постоянная

$$Y = \frac{M}{r_0} + N = \left[\frac{M}{r_0} + N \right]_{\varphi=0} = \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{N_k'}{1+m}.$$

Для второго вида загрузки получаем те же данные в виде

$$N_1 = 1 \cdot \cos \varphi$$

$$M_1 = 1 \cdot (y - a)$$

и

$$Y_1 = \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m}.$$

Уравнение начала возможных перемещений представится в виде

$$\delta = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi + \frac{YY_1}{E\omega} r_0 \varphi_0,$$

где

$$\begin{aligned} r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi &= N_k' \cdot \frac{r_0}{EJ} \int_0^{\varphi_0} (y-a)^2 d\varphi = \\ &= \frac{r_0^2}{2\varphi_0(1+m)} \cdot \frac{N_k'}{EJ} \left[\left(\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \varphi_0 \right) \varphi_0 (1+m) - 2 \sin^2 \varphi_0 \right] = \\ &= \frac{r_0^2 m \cdot \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} \cdot \frac{N_k'}{EJ} \end{aligned}$$

и

$$\frac{YY_1}{E\omega} r_0 \varphi_0 = \frac{r_0 \varphi_0}{E\omega} \cdot \frac{\sin^2 \varphi_0}{\varphi_0^2} \cdot \frac{N_k'}{(1+m)^2} = \frac{r_0 \cdot \sin^2 \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)^2} \cdot \frac{N_k'}{E\omega},$$

таким образом

$$\delta = \frac{r_0 \cdot \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} \cdot \left[1 + \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{\alpha}{1+m} \right] \cdot \frac{N_k'}{E\omega},$$

где

$$m = \frac{J}{\omega r_0^3}$$

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) \left(\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0}.$$

Так как из условия осадки опор горизонтальное перемещение ключевого сечения δ равно

$$\delta = \frac{(N_k \cos \varphi_0 + N_0)}{\omega_1 K} \cos \varphi_0$$

или

$$\delta = \frac{(N_k \cos \varphi_0 + N_0)}{\omega_1 K} \cos \varphi_0 + \frac{N_k' \cos^2 \varphi_0}{\omega_1 K},$$

то уравнение для определения N_k' представится в виде

$$\frac{N_0}{\omega_1 K} \cos \varphi_0 + \frac{N_k' \cos^2 \varphi_0}{\omega_1 K} = - \frac{r_0 N_k' \sin \varphi_0}{E \omega \alpha (1+m)} \left(1 + \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{\alpha}{1+m} \right);$$

из этого уравнения получаем

$$N_k' = -N_0 \cdot \frac{\cos \varphi_0}{\frac{r_0 \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} \cdot \frac{\omega_1 K}{E \omega} \left(1 + \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{\alpha}{1+m} \right) + \cos^2 \varphi_0},$$

где N_0 — нормальная сила опорного сечения от всех нагрузок и температуры,

ω_1 — сечение опорной постели,

K — коэффициент оседания грунта,

α — значение, зависящее от геометрических элементов арки,

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2}.$$

2) Определение изгибающего момента M_k' в ключевом сечении от осадки опор.

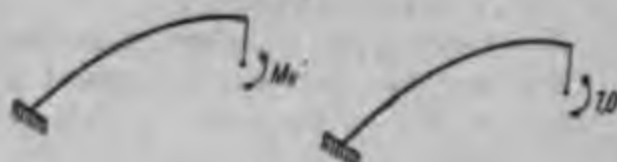


Рис. 194.

Для составления уравнения деформации примем два вида загрузения арки, а именно по схемам, показанным на рис. 194.

Нормальная сила и момент для любого сечения при первом загрузении арки будут равны

$$N = 0$$

$$M = M_k',$$

при втором загрузении

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = 1.$$

Уравнение работ по началу возможных перемещений определится

$$\begin{aligned} \theta &= r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{M M_1}{EJ} d\varphi + r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{\left(\frac{M}{r_0} + N \right) \left(\frac{M_1}{r_0} + N_1 \right)}{E \omega} d\varphi = \\ &= \frac{r_0 (1+m)}{EJ} \int_0^{\varphi_0} M M_1 d\varphi = r_0 \varphi_0 (1+m) \cdot \frac{M_k'}{EJ}. \end{aligned}$$

Подставляя значения определенного из условий осадки опор угла поворота сечения, получаем уравнение деформации в виде

$$\frac{M_n}{JK} = - \frac{r_0 \varphi_0 (1+m)}{EJ} \cdot M_k',$$

и заменяя

$$M_0 = M_0 + M_0' = M_0 + M_k' + N_k' (y_0 - a),$$

где M_0 — полный момент в опорном сечении арки,
 M_0' — момент в опорном сечении от осадки арки,
 M_0 — то же от всех других нагрузок и температуры,

можем написать окончательное уравнение для установления величины M_k' в виде

$$\frac{M_0}{JK} + \frac{M_n}{JK} = - \frac{r_0 \varphi_0 (1+m)}{EJ} \cdot M_k'.$$

Из последнего выражения можем определить момент M_k'

$$M_k' = - \frac{M_0 + N_k' (y_0 - a)}{s \frac{K}{E} (1+m) + 1},$$

где s — длина дуги полуарки,

K — коэффициент оседания основания,

E — модуль упругости материала арки,

M_0 — момент в опорном сечении от всех внешних нагрузок и температуры.

Таким образом, формулы для определения нормальной силы и момента в ключевом сечении арки при осадке опор имеют вид

$$N_k' = - \frac{N_0 \cos \varphi_0}{\frac{r_0 \sin \varphi_0}{\alpha (1+m)} \cdot \frac{\omega_1 K}{\omega E} \left(1 + \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{a}{1+m} \right) + \cos^2 \varphi},$$

$$M_k' = - \frac{M_0 + N_k' (y_0 - a)}{s \frac{K}{E} (1+m) + 1}$$

где α — коэффициент арочности равный

$$\alpha = \frac{2 \varphi_0 m \sin \varphi_0}{\left(\frac{1}{2} \sin 2 \varphi_0 + \varphi_0 \right) \varphi_0 (1+m) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

причем для любого сечения полуарки дополнительные величины нормальной силы и изгибающего момента равны

$$N = N_k' \cos \varphi$$

$$M = M_k' + N_k' (y - a).$$

12. Определение величины прогиба арки плотины.

За характеристику прогиба арки примем величину перемещения оси арки при деформации по направлению радиуса и обозначим его δ_φ , где угол φ определяет положение точки на оси арки.

1. Прогиб арки под действием давления напорной воды (рис. 195).

Для определения прогиба в любой точке арки можно воспользоваться следующим приемом. Полуарку с действительной нагрузкой q_0 , уравновешенную ключевым распором N_k и моментом M_k , можно рассматривать как консольный кривой брус, заделанный одним концом.

Возьмем два вида загрузки полуарки (рис. 196):

первое загрузке, соответствующее действительному загрузке арки равномерной нагрузкой q_0 и силами N_k и M_k , приложенными к упругому центру,

второе загрузке силой равною единице и приложенною в месте искомого прогиба δ_φ .

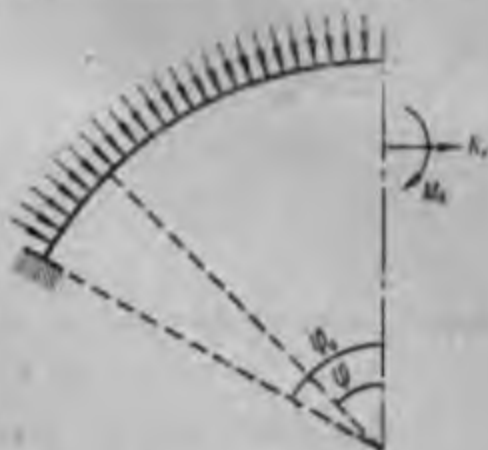


Рис. 195.

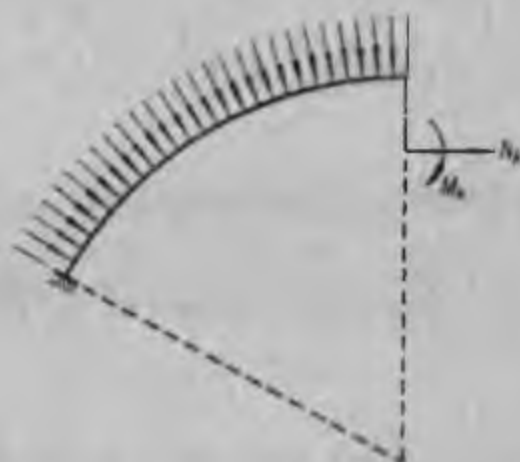


Рис. 196.

Нормальные силы и изгибающие моменты для любого сечения арки будут для первого загрузения

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right],$$

причем постоянная Y равна

$$Y = q_0 r_0 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - 1 \right]$$

Нормальные силы и изгибающие моменты для второго нагружения будут иметь значения:

а) на протяжении дуги от ключа до точки приложения силы

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = 0$$

и на протяжении дуги от точки приложения силы до опорного сечения

$$N_1 = -\sin(\varphi - \varphi_1)$$

$$M_1 = r_0 \cdot \sin(\varphi - \varphi_1),$$

причем постоянная

$$Y_1 = 0.$$

Пренебрегая работою поперечных сил, получаем уравнение начала возможных перемещений в виде

$$\delta_{\varphi\varphi} = r_0 \int_0^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi$$

или после подстановки значений моментов

$$\delta_{\varphi\varphi} = \frac{q_0 r_0^4}{EJ} \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right] \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi.$$

Принимая во внимание, что

$$\int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi = 1 - \cos(\varphi_0 - \varphi_1) = 2 \sin^2\left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2}\right)$$

и

$$\int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) \cdot \cos \varphi d\varphi = \frac{1}{2} [\sin \varphi_0 \cdot \sin(\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1],$$

получаем значение для радиального прогиба в любой точке оси, определяемой координатою φ_1 , в виде уравнения

$$\begin{aligned} \delta_{\varphi\varphi} = \frac{q_0 r_0^4}{EJ} & \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi - \right. \\ & \left. - \alpha \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \cos \varphi \cdot \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi \right] = \frac{q_0 r_0^4}{2EJ} \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \cdot 4 \sin^2\left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2}\right) - \right. \\ & \left. - \alpha \{ \sin \varphi_0 \cdot \sin(\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1 \} \right], \end{aligned}$$

где

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) \left(\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0}$$

Для ключевого сечения радиальный прогиб определится из условия $\varphi_1 = 0$, т. е.

$$\delta_{0q} = \frac{q_0 r_0^4}{2EJ} \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1+m} \cdot 4 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} - \alpha \sin^2 \varphi_0 \right]$$

Для арки при $\xi = \frac{r_0}{e} \geq 2$, для которой можно пренебречь значением m по сравнению с другими величинами, уравнение прогиба в ключе арки получает вид

$$\delta_{0q} = \frac{q_0 r_0^4}{E\omega} \cdot \frac{\alpha}{m} \left[2 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} \cdot \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \frac{1}{2} \sin^2 \varphi_0 \right]$$

Для тонкой арки в предположении $M=0$ прогиб от нормальных сил можно определить в явной форме.

Если учесть последнее обстоятельство, прогиб в любом сечении будет иметь величину

$$\delta_1 = r_0 \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \frac{NN_1}{E\omega} = \frac{q_0 r_0^4}{E\omega} \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi_0 - \varphi_1) d\varphi = \frac{2q_0 r_0^4}{E\omega} \cdot \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right),$$

где φ_1 — угол наклона рассматриваемого сечения к вертикали.

Для ключевого сечения, т. е. при $\varphi_1 = 0$, радиальный прогиб от действия нормальных сил будет иметь величину

$$\delta = \frac{2q_0 r_0^4}{E\omega} \cdot \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} = A \cdot \frac{q_0 r_0^4}{E\omega}$$

2. Прогиб арки от действия температуры и осадки основания боковых частей плотины.

Для определения радиального прогиба арки под влиянием температуры и осадки основания воспользуемся уравнением начала возможных перемещений, предположив два нагружения, а именно (рис. 196):

Первое нагружение нормальной силой N_k и моментом M_k , равными суммированным величинам от влияния температуры и осадки основания, дает величину нормальной силы N и момента M в любом сечении арки равными

$$N = N_k \cdot \cos \varphi$$

$$M = M_k + N_k (y - a).$$

Второе нагружение полуарки силою равною единице и имеющей направление по радиусу, соответствующему искомому перемещению, дает величину нормальной силы N_1 и момента M_1 для участка от ключевого сечения до силы —

$$N_1 = 0$$

$$M_1 = 0,$$

для участка от силы до опорного сечения

$$N_1 = -\sin(\varphi - \varphi_1)$$

$$M_1 = r_0 \sin(\varphi - \varphi_1),$$

откуда постоянная

$$Y_1 = 0.$$

Перемещение $\delta_{\varphi}' = \delta_{\varphi_1} + \delta_{\varphi_0}$ определится из уравнения начала возможных перемещений, которое можно написать

$$\delta_{\varphi}' = r_0 \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \frac{MM_1}{EJ} d\varphi.$$

Так как величина $(y - a)$ равна из условия определения центра упругих сил

$$y - a = r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1+m} - \cos \varphi \right),$$

то искомое перемещение представляется формулою

$$\begin{aligned} \delta_{\varphi}' = \frac{r_0^3}{EJ} \left[M_k \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi + N_k \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{r_0}{1+m} \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi - \right. \\ \left. - N_k r_0 \int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \cos \varphi \cdot \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi \right]. \end{aligned}$$

Принимая во внимание, что

$$\int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi = 2 \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right)$$

$$\int_{\varphi_1}^{\varphi_0} \cos \varphi \cdot \sin(\varphi - \varphi_1) d\varphi = \frac{1}{2} [\sin \varphi_0 \cdot \sin(\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1],$$

получаем общее выражение для прогиба δ_{φ}' в любой точке оси, определяемой углом φ_1 как координатой

$$\begin{aligned} \delta_{\varphi}' = \frac{r_0^3}{EJ} \left(M_k + N_k \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{r_0}{1+m} \right) \cdot 2 \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right) + \\ + N_k \cdot \frac{r_0^3}{2EJ} [\sin \varphi_0 \cdot \sin(\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1]. \end{aligned}$$

Для ключевого сечения при $\varphi_1 = 0$ прогиб осевой точки представляется формулой

$$\delta_0' = \frac{2r_0^3}{EJ} \left(M_k + N_k \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{r_0}{1+m} \right) \sin^3 \frac{\varphi_0}{2} - N_k \frac{r_0^3}{2EJ} \sin^2 \varphi_0.$$

Подставляя суммированные величины нормальной силы N_k и изгибающего момента M_k для ключевого сечения, получим окончательное выражение для определения прогиба арки от температуры и осадочных условий.

Следует, однако, обратить внимание на одно обстоятельство, которое не вошло в рассмотрение при определении радиального прогиба арки.

При осадке основания опорных частей арка имеет, кроме перемещений, вызывающих деформацию арки, еще вертикальные перемещения, как абсолютно-твердого тела (рис. 197).

Величина этого перемещения на опоре

$$\delta_{yN} = \frac{\eta_0}{\omega_1 K} \sin \varphi_0$$



Рис. 197.

дает составляющую радиального перемещения полуарки

$$\delta_{\varphi}'' = \delta_{yN} \cdot \cos \varphi_1,$$

каковое перемещение должно быть суммировано с вычисленным выше упругим прогибом арки, т. е.

$$\delta_{\varphi} = \delta_{\varphi q} + \delta_{\varphi t} + \delta_{\varphi_0} + \delta_{\varphi}''.$$

где δ_{φ} — общий радиальный прогиб арки,
 $\delta_{\varphi q}$ — радиальный прогиб от нагрузки,
 $\delta_{\varphi t}$ — то же от изменения температуры,
 δ_{φ_0} — то же от осадки опор, вызывающей деформацию арки,
 δ_{φ}'' — то же от осадки опор, не вызывающих деформации арки.

Обычно арочные плотины возводятся на прочном скалистом грунте, для которого можно считать $K \cong \infty$, и тогда влияние осадки опор на напряжение в арке приводится к нулю.

В этом случае радиальный прогиб арки будет представлен в виде суммы

$$\delta_{\varphi} = \delta_{\varphi q} + \delta_{\varphi t},$$

где

$$\delta_{\varphi q} = \frac{q_0 r_0^3}{2EJ} \left\{ \frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1+m} \cdot 4 \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right) - \right. \\ \left. - \alpha [\sin \varphi_0 \cdot \sin (\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1] \right\}$$

$$\delta_{\varphi t} = \frac{r_0^3 \alpha \varphi_1 t}{2m} \left\{ \frac{4 \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m)} \cdot \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right) - \right. \\ \left. - [\sin \varphi_0 \cdot \sin (\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1] \right\},$$

где φ_1 — угол, определяющий направление радиуса по искомому прогибу, и

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1+m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi_0 \right) - 2 \sin^4 \varphi_0}$$

13. Устойчивость тонкой арки.

При недостаточной жесткости арка под действием нагрузки может потерять свою устойчивость и деформироваться (рис. 198).

До деформации нормальная сила в арке приближенно может быть, на основании формулы тонкого кольца, принята при критической нагрузке q

$$N = -q_{кр} r_0.$$

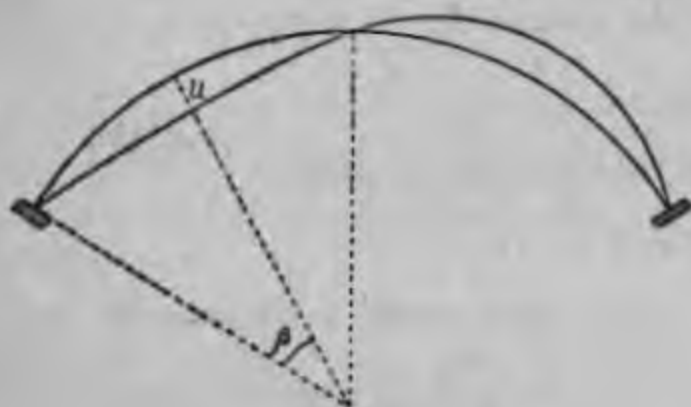


Рис. 198.



Рис. 199.

После деформации кроме нормальной силы возникает момент

$$M = q_{кр} \cdot r_0 u,$$

где u — радиальное перемещение отдельных точек оси.

Начальная кривизна элемента арки (рис. 199) длиной ds равна

$$\frac{1}{r_0} = \frac{d\beta}{ds}.$$

После деформации кривизна элемента выразится уравнением

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\beta + \Delta d\beta}{ds + \Delta ds},$$

где $(d\beta + \Delta d\beta)$ есть угол между двумя поперечными сечениями, а $(ds + \Delta ds)$ длина деформированного элемента (рис. 200).

Из схемы видно, что, пренебрегая бесконечно-малыми высшего порядка, можем написать

$$\Delta d\beta = \frac{d^2 u}{ds^2} ds \quad \text{и} \quad \Delta ds = -\frac{u}{r_0} ds.$$

Подставляя в выражение кривизны после деформации, будем иметь это выражение в новой форме

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\beta + \frac{d^2u}{ds^2} ds}{ds \left(1 - \frac{u}{r_0}\right)}$$

или, по разложении в ряд, пренебрегая малыми величинами $\left(\frac{u}{r_0}\right)^2$ и т. д., получим

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\beta}{ds} \left(1 + \frac{u}{r_0}\right) + \frac{d^2u}{ds^2}$$

Учитывая выражение кривизны элемента до деформации, найдем значение приращения кривизны элемента арки



Рис. 200.

$$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r_0} = \frac{u}{r_0^2} + \frac{d^2u}{ds^2}$$

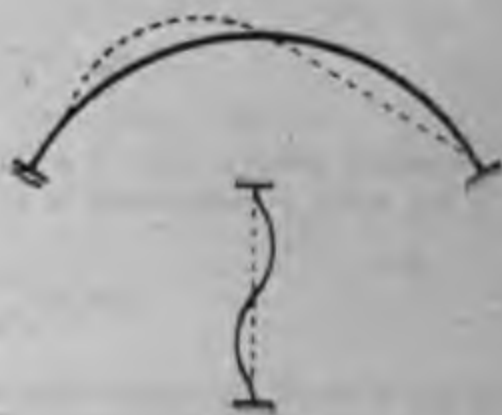


Рис. 201.

Полагая распределение нормальных напряжений по сечению арки прямолинейным, будем иметь из картины изгиба арки равенство

$$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r_0} = -\frac{M}{EJ}$$

Из этих двух равенств получаем дифференциальное уравнение для изогнутой оси круговой арки в виде

$$\frac{d^2u}{ds^2} + \frac{u}{r_0^2} = -\frac{M}{EJ}$$

Для рассматриваемого случая уравнение при $M = q_{кр} r_0 u$ и $ds = r_0 d\beta$ примет вид

$$\frac{d^2u}{d\beta^2} + u \left(1 + \frac{q_{кр} r_0^3}{EJ}\right) = 0$$

Общий интеграл этого уравнения определяется в форме

$$u = C_1 \sin \left(\sqrt{1 + \frac{q_{кр} r_0^3}{EJ}} \right) \beta + C_2 \cos \left(\sqrt{1 + \frac{q_{кр} r_0^3}{EJ}} \right) \beta$$

Пограничные условия, определяющие постоянные интегрирования, представляются так:

а) при $\beta = 0$ $u = 0$, откуда $C_2 = 0$

б) при $\beta = 2\varphi_0$ $u = 0$, откуда

$$C_1 \sin \left(\sqrt{1 + \frac{q_{кр} r_0^2}{EJ}} \right) 2\varphi_0 = 0.$$

Так как C_1 не равно нулю, то

$$\sqrt{1 + \frac{q_{кр} r_0^2}{EJ}} \cdot 2\varphi_0 = k\pi,$$

где k — целое число полуволи (рис. 201).

Из этого уравнения получаем

$$q_{кр} = \frac{EJ}{r_0^2} \left(\frac{k^2 \pi^2}{4\varphi_0^2} - 1 \right).$$

Сравнивая работу арки с продольным изгибом стержня получаем:

1) для арки с шарнирами в пятах $k = 2$,

$$q_{кр} = \frac{EJ}{r_0^2} \left(\frac{\pi^2}{\varphi_0^2} - 1 \right);$$

2) для арки с закрепленными пятами $k = 3$,

$$q_{кр} = \frac{EJ}{r_0^2} \left(\frac{9\pi^2}{4\varphi_0^2} - 1 \right).$$

По этим формулам и следует поверять устойчивость тонких арок.

14. Порядок расчета тела арочной плотины.

1) Плотина по высоте разбивается на ряд отдельных арок, не связанных между собою и работающих самостоятельно.

2) Арки следует различать например при ($\varphi_0 \geq 45^\circ$):

а) толстые арки, отношение радиуса у которых к толщине $\xi = \frac{r_0}{e} \leq$

б) тонкие арки, отношение радиуса у которых к толщине $2 \leq \xi$.

3) Для толстых арок нормальные силы для любого сечения арки N изгибающие моменты M следует определять по следующим общим формулам:

а) от внешней нагрузки напорной воды

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right],$$

б) от изменения температуры

$$N = (1 + m) \epsilon_t t E \omega \alpha \cos \varphi$$

$$M = \epsilon_t t E \omega \alpha r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \cdot \frac{1}{1 + m} - \cos \varphi \right),$$

где

r_0 — радиус кривизны оси арки,

$2\varphi_0$ — центральный угол арки,

EJ — жесткость сечения арки,

t — амплитуда изменения температур,

ϵ_t — коэффициент температурного расширения,

ω — площадь сечения арки,

m и α — коэффициенты, зависящие от размеров и формы арки, причем

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2}$$

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

и полагая для толстых арок вместо J

$$\frac{e^2}{12} \left(1 + \frac{1}{15} \frac{e^2}{r_0^2} \right) = Z.$$

Для толстых арок, особенно при центральных углах $\varphi_0 \leq 45^\circ$, необходимо учитывать при расчете арки также влияние перерезывающих сил.

4) Для тонких арок можно полагать $m = \frac{J}{\omega r_0^2} \cong 0$ по сравнению с другими величинами и нормальные силы и моменты определять по формулам:

а) от внешней нагрузки q_0

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cos \varphi)$$

$$M = \alpha q_0 r_0^2 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right),$$

б) от температурного влияния

$$N = \epsilon_t t E \omega \alpha \cos \varphi$$

$$M = \epsilon_t t E \omega \alpha r_0 \left(\frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi \right),$$

где

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0}.$$

5) Напряжения определяются по следующим формулам.

а) для толстых арок и для тонких до $\xi \leq 7,0$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{\omega} + \frac{M}{\omega r_0} \left[1 \pm \frac{12\xi^2}{\eta (2\xi \pm 1)} \right],$$

где

$$\xi = \frac{r_0}{e}$$

$$\eta = 12\xi^2 \left(\xi \ln \frac{2\xi + 1}{2\xi - 1} - 1 \right)$$

или приближенно

$$\eta = 1 + \frac{1}{15} \frac{e^2}{r_0^2}.$$

б) для тонких арок при $\xi \geq 7,0$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W},$$

как для прямого бруса.

6. Радиальный прогиб оси в любой точке арки может быть определен по формулам:

а) для толстой арки от внешней нагрузки напорной водой

$$\delta_{\varphi q} = \frac{q_0 r_0^3}{2EJ} \left\{ \frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \cdot 4 \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right) - \right. \\ \left. - \alpha [\sin \varphi_0 \cdot \sin (\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1] \right\},$$

б) от температурного влияния

$$\delta_{\varphi t} = \frac{\alpha \varepsilon_t t r_0}{2m} \left\{ \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m)} \cdot 4 \sin^2 \left(\frac{\varphi_0 - \varphi_1}{2} \right) - \right. \\ \left. - [\sin \varphi_0 \cdot \sin (\varphi_0 - \varphi_1) - (\varphi_0 - \varphi_1) \sin \varphi_1] \right\},$$

в) для тонкой арки следует в приведенных формулах вместо $(1 + m)$ принимать значение равное единице.

7. Проверку на устойчивость формы тонкой арки надлежит выполнять по формуле

$$q_0 < q_{кр} = \frac{EJ}{r_0^3} \left(\frac{9\pi^2}{4\varphi_0^2} - 1 \right),$$

где q_0 — действительная нагрузка на пог. метр оси арки,

r_0 — средний радиус,

EJ — жесткость арки,

φ_0 — половина центрального угла круговой арки.

ГЛАВА VIII.

ГРАВИТАЦИОННО-АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ.

1. Основные размеры бетонных гравитационно-арочных (полуарочных) плотин.

Полуарочные плотины, работающие одновременно и как гравитационные, в расчетном отношении консольные типы плотин, и как арочные типы плотин, имеют основные размеры в пределах величины того или другого типа плотины.

Полуарочная плотина в конструктивно-расчетном отношении при данном поперечном профиле должна при известном подпорном горизонте характеризоваться:

- а) высотой h плотины,
- б) шириною b плотины в любом сечении,
- в) радиусом окружности осевой линии арки r_0 или наружной r_n или внутренней ее грани r_n ,
- г) центральным углом дуги осевой линии арки 2φ .

Для первоначального установления главных размеров полуарочной плотины, в частности ширины b понизу тела плотины, принимая во внимание, что

$$\begin{aligned} \text{ширина } b \text{ для прямолинейной плотины } b &\geq h \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma_1}} \\ \text{арочной плотины } b &\geq \gamma_0 h \frac{r_0}{R_d} \end{aligned}$$

можем положить для полуарочной плотины

$$h \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma_1}} \geq b \geq \gamma_0 h \frac{r_0}{R_d},$$

причем обычное соотношение колеблется около $b = (0,2 \div 0,3) h$.

Ширина поверху плотины должна быть установлена не менее 1 м.

Остальные основные размеры, как то радиус и центральный угол, могут быть определены из тех же общих предварительных соображений, как и для чисто арочных плотин.

* Значения γ_0 — вес м^3 воды,

γ_1 — вес м^3 бетона арки,

R_d — допускаемое напряжение бетона на сжатие.

r_0 — радиус окружности осевой линии арки, принятый примерно равным r_n .

2. Предварительный расчет полуарочной плотины.

Идея расчета полуарочной плотины состоит в разложении ее на две конструктивные системы, а именно первую — арку или вернее ряд арок, считая их по высоте плотины, и вторую — консоль (стенку), защемленную в основании плотины, в предположении, чтобы прогибы этих арок и консоли в любой точке под действием нагрузки были тождественны.

Предварительный подсчет можно сделать, задаваясь простейшим примерным распределением напорного давления воды между арками с одной стороны и консолью с другой, полагая, что интенсивность передачи нагрузки на консоль возрастает пропорционально увеличению координаты y (рис. 202).

Можно сделать предположение по Résal'ю, что полная нагрузка на m^2 , равная от давления воды $q = \gamma_0 y$, распределяется между консолью и аркою следующим образом, а именно:

а) Нагрузка на m^2 консоли

$$q_1 = \gamma_0 y \left(\frac{y}{h} \right)^n,$$

где степень n определяется геометрическими элементами плотины,

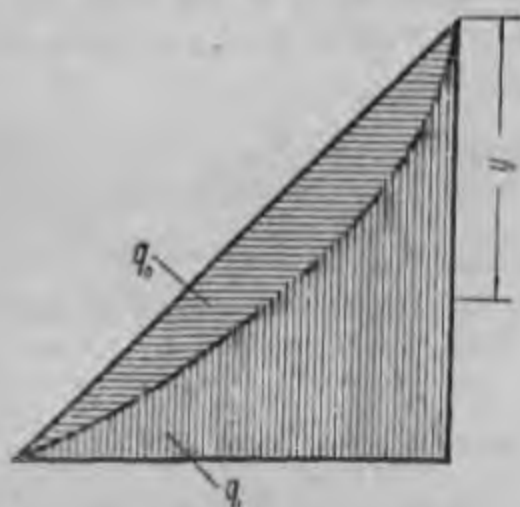


Рис. 202.

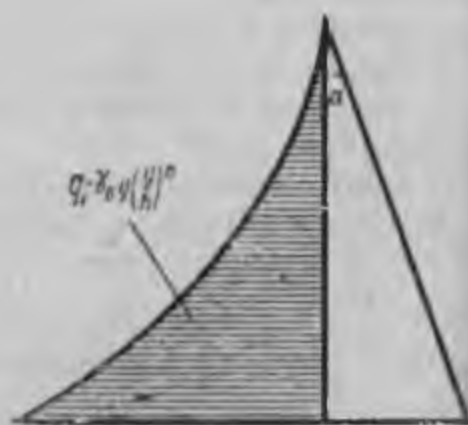


Рис. 203.

б) нагрузка на m^2 арки

$$q_0 = \gamma_0 y \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right].$$

где n — степень, определяемая геометрическими элементами плотины.

Из этих выражений видно, что пограничные условия нагрузки выдержаны, т. е.

для гребня

$$q_0 = 0$$

$$q_1 = 0$$

для основания

$$q_0 = 0$$

$$q_1 = \gamma_0 h.$$

Наибольшая интенсивность нагрузки для консоли получается в основании плотины и равна

$$q_1 = \gamma_0 h,$$

а для арки, для которой

$$q_0 = \gamma_0 y \left(1 - \frac{y^n}{h^n}\right)$$

и максимальное значение q_0 имеет место при координате y , определяемой из уравнения

$$\frac{dq_0}{dy} = \gamma_0 \left[1 - \frac{(n+1)y^n}{h^n}\right] = 0,$$

величина $\max q_0 = \gamma_0 \frac{n}{n+1} \cdot \frac{h}{\sqrt[n]{n+1}}$ при $y = \frac{h}{\sqrt[n]{n+1}}$.

Приняв в основу предположение Résal'я о распределении нагрузки между консолью и аркою, произведем исследование некоторых вопросов по нашему методу для предварительного выяснения главных размеров гравитационно-арочных плотин (рис. 203).

Задаваясь треугольным профилем плотины, определение величины n для первого приближения можно исполнить, исходя из условия равенства прогибов консоли и арки в средней по высоте плотины точке, т. е. при координате $y = \frac{h}{2}$.

1) Прогиб консоли в любой точке по ее высоте с координатой y_1 при данной нагрузке

$$q_1 = \gamma_0 y \left(\frac{y}{h}\right)^n$$

может быть определен из уравнения начала возможных перемещений

$$\delta = \int_0^h \frac{MM_1}{EJ} dy$$

предполагая два рода загрузки, а именно (рис. 204):

первое — единичным вектором в точке искомого прогиба,

второе — действительною нагрузкою q_1 .

Моменты для первого рода загрузки получаются на участке с координатами от 0 до y_1

$$M_1 = 0,$$

на участке с координатою от y_1 до h

$$M_1 = y - y_1,$$

где y — значение координаты между y_1 и h .

Моменты для второго рода загрузки — действительною нагрузкою q_1 — для любого сечения с координатою y представятся выражением (рис. 205)

$$M = \int_0^y q_1 (y-t) dt,$$

где t — частное значение координаты y ,

q_t — интенсивность нагрузки, соответствующая координате t и равная $q_t = \gamma_0 t \left(\frac{t}{h}\right)^n$.

После подстановки и интегрирования получаем (рис. 206):

$$M = \frac{\gamma_0 y^{n+3}}{h^n} \cdot \frac{1}{(n+2)(n+3)}.$$

Уравнение начала возможных перемещений получает вид, после подстановки значений изгибающих моментов,

$$\delta = \int_{y_1}^h \frac{MM_1}{EJ} dy = \frac{\gamma_0}{Eh^n (n+2)(n+3)} \int_{y_1}^h \frac{y^{n+3} (y-y_1) dy}{J}.$$



Рис. 204.



Рис. 205.



Рис. 206.

Момент инерции для любого сечения консоли при ширине консоли $b = y \operatorname{tg} \beta$

$$J = \frac{y^3 \operatorname{tg}^3 \beta}{12},$$

и выражение для определения прогиба обращается в

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{\gamma_0}{Eh^n} \cdot \frac{12}{(n+2)(n+3) \operatorname{tg}^3 \beta} \int_{y_1}^h (y-y_1) y^n dy = \\ &= \frac{12\gamma_0}{Eh^n (n+2)(n+3) \operatorname{tg}^3 \beta} \left[\frac{h^{n+3}}{n+2} - y_1 \frac{h^{n+1}}{n+1} + \frac{y_1^{n+2}}{(n+1)(n+2)} \right]. \end{aligned}$$

При значении $y_1 = \frac{h}{2}$ прогиб получает величину

$$\delta = \frac{6\gamma_0 h^3 [n+2^{-(n+1)}]}{E(n+1)(n+2)^2(n+3) \operatorname{tg}^3 \beta}.$$

2) Прогиб арки в ключе по радиальному направлению определяется уравнением

$$\delta_0 = \frac{q_0 r_0^2}{2E\omega} \left[\left(\frac{1 + \alpha_1 \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \right) \cdot 4 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} - \alpha_1 \sin^2 \varphi_0 \right].$$

где

$$\alpha_1 = \frac{2\varphi_0 \cdot \sin \varphi_0}{\left(\frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \varphi_0\right) \varphi_0 (1+m) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

φ_0 — половина центрального угла арки и

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2}.$$

Обозначая прогиб через

$$\delta_0 = A \frac{q_0 r_0^3}{E \omega},$$

где

$$A = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{1 + \alpha_1 \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1+m} \right) \cdot 4 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} - \alpha_1 \sin^2 \varphi_0 \right],$$

можем вычислить при разных соотношениях $\xi = \frac{r_0}{e}$ или при разных значениях

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2} = \frac{e^2}{12 r_0^2} = \frac{1}{12 \xi^2}$$

величину коэффициента A .

Для тонкой арки при значении $\xi = \frac{r_0}{e} = \infty$, полагая $m = 0$ по сравнению с единицей, при $\varphi_0 \geq 45^\circ$, имеем по Caln'y

$\varphi_0 = 45^\circ$	$A = 1,9$	$\varphi_0 = 60^\circ$	$A = 2,0$
" 50°	" $2,0$	" 65°	" $2,0$
" 55°	" $2,0$		

Из этих данных для приблизительного подсчета прогиба тонкой арки можем положить

$$\delta_0 = 2 \frac{q_0 r_0^3}{E \omega}.$$

Подставляя в формулу радиального прогиба арки значения

$$q_0 = \gamma_0 y \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right]$$

$$\omega = e = b = y \operatorname{tg} \beta,$$

получаем

$$\delta_0 = \frac{A}{E \operatorname{tg} \beta} \gamma_0 r_0^3 \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right]$$

или при $y = \frac{h}{2}$

$$\delta_0 = \frac{\gamma_0 A}{E \operatorname{tg} \beta} r_0^3 (1 - 2^{-n}).$$

3) Определение значения степени n можем выполнить, приравняв прогибы консоли и арки, что дает уравнение следующего вида

$$\frac{6 \gamma_0 h^3 [n + 2^{-(n+1)}]}{E \operatorname{tg}^3 \beta (n+1)(n+2)^3(n+3)} = \frac{\gamma_0 A}{E \operatorname{tg} \beta} r_0^3 (1 - 2^{-n})$$

или после возможных сокращений

$$K^2 = \frac{h^2}{r_0^2 \operatorname{tg}^2 \beta} = \frac{A(n+1)(n+2)^2(n+3)}{3} \cdot \frac{2^n - 1}{n 2^{n+1} + 1},$$

откуда можно определить для любого значения $\frac{h}{r_0}$, т. е. отношения высоты плотины к радиусу, при данном $\operatorname{tg} \beta$, искомые значения степени n , устанавливающей распределение нагрузки между консолью и аркою.

Например, для тонкой арки при данном значении A , можем найти следующие значения n :

Таблица 32

$\frac{h}{r_0} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} = K$	n	$\frac{h}{r_0} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} = K$	n
0,00 · $\sqrt{A}$	0,00	7,0 · $\sqrt{A}$	4,0
0,91 "	0,25	8,7 "	5,0
1,36 "	0,50	10,5 "	6,0
1,80 "	0,75	12,5 "	7
2,20 "	1,00	15,2 "	8
2,96 "	1,50	—	—
3,76 "	2,00	—	—
5,35 "	3,00	—	—

Полагая для примера $\operatorname{tg} \beta = 0,3$, $\frac{h}{r_0} = 1,0$, получаем при $A \cong 2$ величину $\frac{h}{r_0} \cdot \cot \beta = 1,0 \cdot \frac{1}{0,3} = 3,3$ и $n \cong 1,1$.

4) Изменение значения степени n , устанавливающей распределение нагрузок между консолью и аркою, показывает, что

а) при увеличении радиуса r_0 по сравнению с высотой плотины, т. е. при стремлении плотины к прямолинейной, нагрузка все больше передается консоли, независимо от размеров профиля плотины ($\operatorname{tg} \beta$);

б) при уменьшении величины радиуса r_0 по сравнению с высотой плотины, и сохранении размеров профиля плотины, нагрузка все более и более передается на арку;

в) при сохранении величины радиуса r_0 без изменения, по уменьшению размеров профиля плотины, нагрузка все более передается на арку.

Таким образом, уменьшение радиуса по сравнению с высотой плотины и уменьшение размеров профиля плотины повышает работу арки плотины и дает переход от полуарочной плотины к чистой арке.

Общая величина нагрузки на консоль определяется равной

$$P_k = \int_0^h \gamma_0 y \left(\frac{y}{h} \right)^n dy = \frac{\gamma_0 h^2}{(n+2)}$$

и на арку

$$P_a = \int_0^h \gamma_0 y \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right] dy = \frac{n}{2(n+2)} \gamma_0 h^2,$$

откуда видно, что с увеличением n общая нагрузка на консоль уменьшается, а на арку увеличивается.

Сводя эти данные вычислений величины общей нагрузки на арку и консоль в таблицу, получаем:

Таблица 33

$K = \frac{h}{r_0} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \beta}$	n	Процент на консоль	Процент на арку
0 $\cdot \sqrt{A}$	0,00	100	0,0
1,0	0,30	87,0	13,0
1,5	0,58	77,0	23,0
2,0	0,87	70,0	30,0
3,0	1,50	57,0	43,0
4,0	2,15	48,0	52,0
5,0	2,80	41,5	58,5
7,0	4,00	33,0	67,0
9,0	5,25	27,5	72,5
11,0	6,25	24,5	75,5
13,0	7,30	21,5	78,5
15,0	7,90	20,0	80,0

Принимая, что обычно применяемые методы расчета полуарочных плотин дают сравнительно небольшую точность, можем вывести заключение из приведенных данных, что расчет можно применять ($A \cong 2$):

а) чисто арочной плотины, без учета работы консоли, при условии

$$K = \frac{h}{r_0} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \geq 20$$

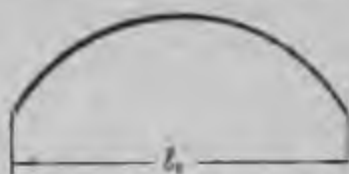


Рис. 207.

или, считая длину хорды дуги плотины равной $l_0 = 2r_0 \sin \varphi_0$, получаем (рис. 207)

$$\frac{l_0}{h} \leq \frac{\sin \varphi_0}{10 \operatorname{tg} \beta},$$

б) полуарочной плотины, с учетом работы консоли и арки, при условии

$$2 \leq K \leq 20$$

или

$$\frac{\sin \varphi_0}{\operatorname{tg} \beta} \geq \frac{l_0}{h} \geq \frac{\sin \varphi_0}{10 \operatorname{tg} \beta},$$

в) консольной плотины, без учета работы арки, при условии

$$\frac{l_0}{h} \geq \frac{\sin \varphi_0}{\operatorname{tg} \beta},$$

Например, при $\varphi_0 = 60^\circ$, $\sin \varphi_0 = 0,87$ и при $\operatorname{tg} \beta = 0,3$, получаем условия примерно

$$3 \geq \frac{l_0}{h} \geq \frac{1}{3}.$$

Эти выводы можно сравнить с данными Résal'я для прямоугольного профиля, по положениям которого имеет место

- а) чисто арочная плотина при условии $\frac{l_0}{h} \leq \frac{1}{3}$,
 б) полуарочная " " " $\frac{1}{3} \leq \frac{l_0}{h} < 2,5$,
 в) консольная " " " $\frac{l_0}{h} \geq 2,5$,

и с американскими данными, устанавливающими возможность рассчитывать плотину как полуарочную при

$$\frac{l_0}{h} \leq 3,5,$$

где l_0 — хорда дуги арки.

3. Предварительная проверка прочности принятого профиля плотины.

Проверку прочности принятого профиля плотины следует сделать для двух конструктивных систем, а именно консоли с одной стороны и арки с другой.

1) Прочность тела плотины, как консоли.

Интенсивность нагрузки на консоль (рис. 208) определяется формулой

$$q_1 = \gamma_0 y \left(\frac{y}{h} \right)^n,$$

где y — погружение площадки от горизонта воды.

Изгибающий момент для любого сечения консоли с координатой y представится выражением

$$M_y = \frac{\gamma_0 y^{n+2}}{h^n} \cdot \frac{1}{(n+2)(n+3)},$$

Момент инерции для любого сечения консоли, при ширине консоли

$$b = y \operatorname{tg} \beta$$

равен

$$J = \frac{y^3 \operatorname{tg}^3 \beta}{12},$$

Рис. 208.

откуда напряжения для верхового и низового ребра плотины, учитывая собственный вес ее N , получаются:

а) Для верхового ребра

$$\sigma_y = -\frac{2N}{b} + \frac{M_y}{W}$$

или после подстановки всех значений имеем величину напряжения у верхового ребра

$$\sigma_y = -\gamma_1 y + \frac{\gamma_0 y^{n+1}}{h^n \operatorname{tg}^3 \beta} \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)},$$

где γ_1 — вес куб. метра бетонной кладки и
 h — высота плотины треугольного профиля;

б) для низового ребра имеем

$$\sigma_y = - \frac{\gamma_0 y^{n+1}}{h^n \operatorname{tg}^3 \beta} \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)}.$$

Прочность сооружения определяется условиями, чтобы растягивающие напряжения у верхового ребра не превосходили допускаемого R_z и сжимающие напряжения у низового ребра не превышали допускаемого растяжения на сжатие R_d .

а) Первое условие прочности, а именно ограничение величины растягивающих напряжений у верхового ребра дает условие

$$-\gamma_1 y + \frac{\gamma_0 y^{n+1}}{h^n \operatorname{tg}^3 \beta} \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)} \leq R_z,$$

откуда можно определить величину соотношения между высотой и шириной плотины на любой высоте

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{b}{y} \geq \sqrt{\frac{\gamma_0 y}{\gamma_1 y + R_z} \cdot \left(\frac{y}{h}\right)^n \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)}},$$

а для нижнего основания при $y=h$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{b}{h} \geq \sqrt{\frac{\gamma_0 h}{\gamma_1 h + R_z} \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)}} \approx \frac{2,5}{(n+2)} \sqrt{\frac{\gamma_0 h}{\gamma_1 h + R_z}}.$$

Если растяжения бетона не допускается, т. е. $R_z=0$, то величина соотношения между шириной внизу плотины и высотой h определится для треугольного профиля выражением

$$\operatorname{tg} \beta \geq \frac{2,5}{\sqrt{\gamma_1(n+2)(n+3)}}.$$

Для прямолинейной плотины при $n=0$ имеем

$$\operatorname{tg} \beta \geq \frac{1}{\sqrt{\gamma_1}} \cong \frac{2}{3},$$

что, как известно, получается из условий прочности прямолинейной плотины треугольного профиля.

б) Второе условие прочности, а именно: ограничение величины напряжения сжатия у низовой грани — следует отнести к главному сжимающему напряжению, определяемому для треугольного профиля формулой

$$\sigma = \sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \beta),$$

почему условие прочности получается в форме

$$\sigma_y (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) \leq R_d,$$

из этого условия после подстановки получаем при

$$\sigma_y = -\frac{\gamma_0 y^{n+1}}{h^n \operatorname{tg}^3 \beta} \cdot \frac{6}{(n+2)(n+3)} = -\frac{\gamma y^{n+1}}{h^n \operatorname{tg}^3 \beta},$$

откуда имеем

$$\operatorname{tg} \beta \geq \sqrt[n]{\frac{\gamma y^{n+1}}{h^n R_d - \gamma y^{n+1}}},$$

где

$$s = \frac{6}{(n+2)(n+3)}.$$

Для нижнего основания треугольного профиля плотины получаем при $y=h$ формулу

$$\operatorname{tg} \beta \geq \sqrt[n]{\frac{sh}{R_d - sh}},$$

где s — имеет то же значение.



Рис. 209.



Рис. 210.

в) Третье условие прочности, а именно ограничение величины скалывающих напряжений, может быть приблизительно проверено по формуле

$$\tau = 2 \frac{Q}{e} - f \cdot \frac{N}{e} \leq R_s,^*$$

где $Q = \frac{\gamma_0 h^2}{(n+2)}$ — перерезывающая сила для основания,

N — нормальная сила, равная весу стенки,

f — коэффициент трения материала,

R_s — допускаемое напряжение на скалывание.

2) Прочность тела плотины, как арки.

Прочность тела плотины, как арки, можно проверить, разделяя плотину по высоте на отдельные ярусы и определяя напряжения для каждой арки, высотой равной высоте яруса.

Радиальная нагрузка отдельной арки высоты, равной единице, определяется уравнением (рис. 209)

$$q_0 = \gamma_0 y \left(1 - \frac{y^n}{h^n}\right).$$

* Коэффициент два введен как для треугольного профиля плотины.

Нормальная сила N и изгибающий момент M для любого сечения арки, наклоненного к оси симметрии под углом φ , могут быть исчислены по формулам (рис. 210):

$$N = -q_0 r_0 (1 - \alpha \cdot \cos \varphi),$$

$$M = q_0 r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right]$$

и перерезывающая сила

$$Q = \alpha q_0 r_0 \sin \varphi,$$

где r_0 — радиус дуги арки,

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0} = m \alpha_1,$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2},$$

J — момент инерции сечения арки,

ω — площадь сечения арки.

По найденным величинам нормальной силы N и изгибающего момента M легко определить наибольшие нормальные напряжения, которые например для ключевого сечения получаются по формуле

$$\sigma = -q_0 \xi [(1 - \alpha) \pm 6 \xi (c - \alpha)],$$

где

$$c = \frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m},$$

и касательные напряжения, которые имеют наибольшее значение для пяты арки и равны

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{Q}{e} = \frac{3}{2} \alpha \xi q_0 \sin \varphi_0,$$

где $\xi = \frac{r_0}{e}$ и

e — толщина арки.

4. Порядок предварительной проверки основных размеров полуарочных плотин.

Последовательность предварительной проверки основных размеров полуарочных плотин, исходя из приблизительного решения для треугольного профиля, может быть представлена в следующем виде, а именно надлежит выполнить действия:

1) Установить предварительно величину $\operatorname{tg} \beta = \frac{h}{L_0}$, исходя из условия по заданию арочности плотины, полагая, что плотина может считаться арочной при наличии условия

$$\frac{L_0}{h} \leq \frac{\sin \varphi_0}{10 \operatorname{tg} \beta},$$

полуарочной при наличии условия

$$\frac{\sin \varphi_0}{\operatorname{tg} \beta} \geq \frac{l_0}{h} \geq \frac{\sin \varphi_0}{10 \operatorname{tg} \beta}$$

и консольной, если

$$\frac{l_0}{h} \geq \frac{\sin \varphi_0}{\operatorname{tg} \beta}$$

2) Предположить распределение нагрузки от давления воды на плотину между консолью и аркой по закону, устанавливаемому уравнением для консоли

$$q_1 = \gamma_0 y \left(\frac{y}{h} \right)^n$$

и для арки

$$q_0 = \gamma_0 y \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right],$$

где y — расстояние от вершины треугольного профиля до рассматриваемого сечения его.

3) Определить показатель n , характеризующий распределение нагрузки между консолью и аркой, подбором из уравнения (рис. 211):

$$K^2 = \frac{h^2}{r_0^2 \operatorname{tg}^2 \beta} = \frac{A(n+1)(n+2)^2(n+3)}{3} \cdot \frac{2^n - 1}{(n \cdot 2^{n+1} + 1)}$$

при

$$A = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \alpha_1 \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \cdot 4 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} - \alpha_1 \sin^2 \varphi_0 \right],$$

$$\alpha_1 = \frac{2\varphi_0 \sin \varphi_0}{\varphi_0(1+m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2}$$

$\omega = \frac{b}{2}$ — площадь среднего сечения арки, высотой равной единице.

Для облегчения подбора можно пользоваться таблицей значений степени n

Таблица 34

$K = \frac{h}{r_0 \operatorname{tg} \beta}$	n	$K = \frac{h}{r_0 \operatorname{tg} \beta}$	n
0,0 · √A	0,0	4,5 · √A	2,5
0,91	0,25	5,3	3,0
1,36	0,50	7,0	4,0
1,80	0,75	8,7	5,0
2,20	1,00	10,5	6,0
2,96	1,50	12,5	7
3,76	2,0	15,2	8

4) Проверить прочность консоли из условия ограничения растягивающих и сжимающих напряжений по формулам

$$\operatorname{tg} \beta \geq \sqrt{\frac{\gamma_0 sh}{\gamma_1 h + R_z}}$$

$$\operatorname{tg} \beta \geq \sqrt{\frac{sh}{R_d - sh}}$$

где R_z и R_d — допускаемые напряжения на растяжение и сжатие,

$$s = \frac{6}{(n+2)(n+3)}$$

5) Проверить прочность арок по высоте плотины из условия ограничения растягивающих и сжимающих напряжений, например для ключевого сечения по формуле

$$\sigma = -q_0 \xi [(1 - \alpha) \pm 6\xi (c - \alpha)] \leq R,$$

где

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

$$c = \frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m},$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2} = \frac{1}{12\xi^2},$$

$$\xi = \frac{r_0}{e},$$

в предположении величины интенсивности нагрузки

$$q_0 = \gamma_0 y \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^n \right]$$

и

$$e = y \operatorname{tg} \beta.$$

Так же следует сделать проверки на ограничение величины касательных напряжений.

5. Расчет полуарочной плотины любого поперечного профиля.

Идея расчета полуарочной плотины любого контура заключается в решении задачи о распределении нагрузки на консоль и ряд арок, получаемых от разделения плотины на пояса одинаковой высоты.

Полагая, что плотина разбита по высоте на z отдельных арок, высотой каждая a , и обозначая величину нагрузки на пог. м пояса (рис. 212):

$$\begin{array}{l} \text{для консоли через} \dots P_1, P_2, P_k, P_z, \\ \text{для арок} \dots P'_1, P'_2, P'_k, P'_z, \end{array}$$

будем иметь два основных уравнения для определения этих неизвестных в числе $2z$.

Первое уравнение определяется условием, что сумма нагрузок на каждый пояс консоли P_k и соответствующей арки P'_k должна быть равна гидростатической нагрузке на данный пояс, т. е. (рис. 213)

$$P_k + P'_k = \gamma_0 u a.$$

Второе уравнение определяется условием, чтобы в любой точке плотины прогибы консоли под действием нагрузки P_k и арки под действием нагрузки P'_k были тождественны, причем это условие ограничивается лишь плоскостью симметрии плотины.

Решением этих уравнений, в числе $2z$, относительно неизвестных сил P и можем определить приблизительную картину распределения нагрузки от гидростатического давления воды на консоль с одной стороны и арки с другой.



Рис. 212.



Рис. 213.



Рис. 214.

Для составления этих уравнений установим сперва общие формулы для исчисления прогиба консоли и арки от действия сил P .

а) Определение величины прогиба консоли.

Величину прогиба консоли от нагрузки силами P , приложенными на равных расстояниях a (рис. 214), нужно установить, пользуясь уравнением начала возможных перемещений, по коему

$$\delta = \int_0^h \frac{MM_1}{EJ} dy,$$

где M — изгибающий момент консоли при действительном ее нагружении;
 M_1 — то же от нагружения единичным вектором в точке, соответствующей искомому прогибу;

EJ — жесткость консоли, переменная по высоте ее.

Для решения задачи применим уравнение начала возможных перемещений для определения прогиба от каждой силы P_k в отдельности, а в суммировании каковых прогибов и получим искомый прогиб в данной точке.

Первый вид загрузки консоли действительной силой P_k (рис. 215) дает изгибающий момент в каком-либо сечении с координатой y в виде выражения

$$M = P_k (y - y_k),$$

что дает для любого пояса (i) при

$$y = a \left(i - \frac{1}{2} \right),$$

$$y_k = a \left(k - \frac{1}{2} \right)$$

величину момента

$$M_i = a (i - k) P_k.$$

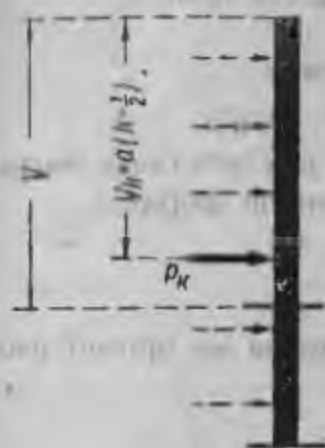


Рис. 215.

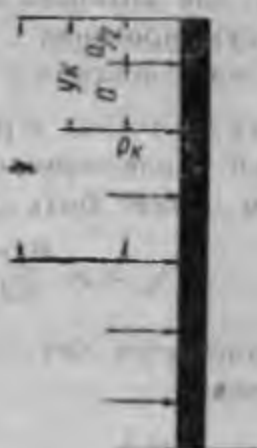


Рис. 216.

Второй вид загрузки консоли единичным вектором в точке u искомого прогиба дает изгибающие моменты (рис. 216)

$$y \leq y_u, \quad M_i = 0,$$

$$y \geq y_u, \quad M_i = 1 \cdot (y - y_u),$$

что дает для любого пояса (i) при

$$y = a \left(i - \frac{1}{2} \right),$$

$$y_u = a \left(u - \frac{1}{2} \right)$$

величину момента

$$M_i = a (i - u).$$

Прогиб от силы P_k в точке u определится по уравнению начала возможных перемещений

$$\delta_k = \int_{y_u}^h \frac{P_k (y - y_k) (y - y_u)}{EJ} dy$$

или, заменяя суммированием по поясам, имеем

$$\delta_k = a^3 \sum_{i=u}^{i=z} P_k \frac{(i-k)(i-u)}{EJ_i}$$

Полный прогиб консоли в точке u от всех сил P в числе z равно числу поясов определится новым суммированием

$$\delta_u = \sum_{k=1}^{k=z} \delta_k = a^3 \sum_{k=1}^{k=z} \left[P_k \sum_{i=u}^{i=z} \frac{(i-k)(i-u)}{EJ_i} \right],$$

где $a = \frac{h}{z}$ — высота пояса,

z — число поясов,

u — номер пояса, для которого определяется прогиб,

k и i — переменные суммирования,

P_k — нагрузка на пояс консоли с номером k .

б) Определение величины прогиба арки.

Радиальный прогиб арки в ключевом сечении, под действием нагрузки P_u' на пог. метр ее длины, может быть определен по формуле

$$\delta_u = A \frac{P_u' r_0^4}{EJ},$$

причем коэффициент A исчисляется, без учета влияния на прогиб работы поперечных сил, из выражения

$$A = \frac{1}{2} \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} \cdot 4 \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} - \alpha \sin^2 \varphi_0 \right],$$

где

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

φ_0 — половина центрального угла арки,

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2},$$

J — момент инерции сечения арки.

в) Основные уравнения для определения сил P .

Основные уравнения для любого пояса с порядковым номером u , считая от вершины арки (рис. 217), представятся в виде равенств

$$P_u + P_u' = \gamma_0 a^3 \left(u - \frac{1}{2} \right)$$

и

$$\frac{a^3}{E} \sum_{k=1}^{k=z} \sum_{i=u}^{i=z} P_k \frac{(i-k)(i-u)}{J_i} = A \frac{P_u' r_0^4}{EJ}.$$

* Формула такого вида более сложным методом была выведена проф. В. Скрябиным в его интересной работе 1929 г. „К установлению некоторых основных воззрений на метод расчета арочных плотин“.

Также см. работу проф. В. А. Васильева и замечания проф. Н. И. Анисимова.

После исключения неизвестной величины нагрузки P_u' на арку, получаем основное уравнение для каждого пояса в виде выражения

$$\frac{a^3}{E} \sum_{k=1}^{i-1} \sum_{l=i}^z P_k \frac{(i-k)(i-l)}{J_l} = A \frac{r_0^3}{EJ} \left[\gamma_0 a^2 \left(u - \frac{1}{2} \right) - P_u \right],$$



Рис. 217.

Написав эти уравнения для каждого пояса, будем иметь z уравнений с z неизвестными P_u , решение которых и даст картину распределения нагрузки между консолью и аркой плотины.

г) Проверка прочности консоли и арки.

Определение нормальных напряжений для консоли и арки ведется по обычным формулам неравномерного сжатия, а именно

$$\sigma = -\frac{N}{\omega} \pm \frac{M}{W},$$

где ω — площадь поперечного сечения, W — момент сопротивления его.



Рис. 218.

Для консоли изгибающий момент для любого сечения может быть определен по формуле (рис. 218)

$$M = \sum_{k=1}^{i-1} P_k \left[y - \left(k - \frac{1}{2} \right) a \right],$$

где P_k — приложенные к консоли силы,

a — высота каждого пояса,

i — номер пояса, для которого определяется момент.

Так как величина момента возрастает с координатой y , то максимальное его значение имеет место для подошвы консоли при $y = h$ и $i = z$, т. е.

$$\max M = \sum_{k=1}^{z-1} P_k \left[h - \left(k - \frac{1}{2} \right) a \right].$$

Нормальная сила для сечений консоли равна собственному весу ее до рассматриваемого сечения, т. е.

$$N = \gamma_1 \int_0^y \omega dy,$$

причем наибольшее значение его отвечает сечению по подошве плотины.

Нормальные напряжения в сечениях консоли, определяемые по формуле неравномерного сжатия

$$\sigma = -\frac{N}{\omega} + \frac{M}{W},$$

ввиду переменности ω и W по высоте плотины могут быть наибольшими не по нижнему шву плотины. В силу этого обстоятельства следует определить нормальные напряжения для шва каждого пояса и исследовать их по величине.

Касательные напряжения для любого шва консоли можно определить по формуле:

$$\tau = 2 \frac{Q}{\omega} - f \cdot \frac{N}{\omega},$$

где

$$Q = \sum_{k=1}^{k=l} P_k \text{ — величина перерезывающей силы для } l\text{-го пояса,}$$

ω — площадь поперечного сечения консоли,

f — коэффициент внутреннего трения материала.

Прочность консоли обеспечивается условиями, чтобы наибольшие нормальные напряжения σ не превосходили допускаемых пределов R_z и R_d , а наибольшие касательные напряжения — предела R_s .

Для арок нормальные силы N и изгибающие моменты M могут быть определены по формулам

$$N = -P_a r_0 (1 - \alpha \cos \varphi),$$

$$M = P_a r_0^2 \left[\frac{m + \alpha \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0}}{1 + m} - \alpha \cos \varphi \right],$$

где r_0 — радиус арки,

$$\alpha = \frac{2\varphi_0 m \sin \varphi_0}{\varphi_0 (1 + m) \left(\varphi_0 + \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 \right) - 2 \sin^2 \varphi_0},$$

$$m = \frac{J}{\omega r_0^2},$$

ω — площадь сечения арки,

J — момент инерции.

Поперечные силы для арки могут быть исчислены по примерной формуле

$$Q = \alpha P_a r_0 \sin \varphi.$$

Прочность арки обеспечивается условием, чтобы наибольшие нормальные и касательные напряжения не превосходили допускаемых.

6. Примеры расчета полуарочных плотин.

1. Пример расчета полуарочной плотины* по профилю Salmon Creek, построенной в Аляске (рис. 219):

Данные для расчета:

Высота плотины $h = 51,1$ м Отношение $\frac{b}{h} = 0,28$
 Ширина поверху $b_1 = 1,83$ м $\frac{l_0}{h} = 2,93$
 понизу $b = 14,48$ м Число поясов $x = 12$

Остальные расчетные данные отнесены к центрам тяжести поясов и сведены в таблицу:

Таблица 35

№ пояса	у ц. т. пояса	Центр. угол $2\varphi_0$	Наружный радиус r_n	Ширина b	Средний радиус r_s
1	2,14	113°0'	101,33	2,26	100,20
2	6,41	101°30'	99,78	3,35	98,10
3	10,68	94°0'	96,57	4,74	94,20
4	14,95	90°30'	92,80	6,19	89,70
5	19,22	89°30'	88,61	7,41	84,90
6	23,49	88°45'	84,37	8,54	80,10
7	27,76	86°30'	80,00	9,60	75,10
8	32,03	81°30'	75,00	10,34	70,00
9	36,30	76°45'	69,32	11,03	63,80
10	40,57	77°30'	62,61	11,62	56,70
11	44,44	69°0'	56,38	12,75	50,00
12	49,11	48°30'	48,54	13,88	41,60

Примечание. Без большой погрешности центр тяжести пояса можно принимать посредине пояса.



Прогибы консоли вычислены по формуле

$$\delta_u = \frac{a^3}{E} \sum_{k=1}^{n-2} P_k \sum_{l=u}^{n-2} \frac{(l-u)(l-k)}{J_l},$$



Рис. 219.

* Заимствован из интересной работы студ. И. Г. Гольцмана и Е. М. Кария «К вопросу о расчете арочных плотин».

П р о г н о з н ы

№

1. $5482 P_1 + 4170 P_2 + 3177 P_3 + 2409 P_4 + 1793 P_5 + 1295 P_6 + 894 P_7 + 574 P_8 + 329 P_9 + 157 P_{10} + 49 P_{11} = 121993 - 13413 P_{12}$
2. $4170 P_1 + 3440 P_2 + 2710 P_3 + 2092 P_4 + 1576 P_5 + 1148 P_6 + 798 P_7 + 515 P_8 + 297 P_9 + 142 P_{10} + 45 P_{11} = 204626 - 7488 P_{12}$
3. $3177 P_1 + 2710 P_2 + 2242 P_3 + 1775 P_4 + 1359 P_5 + 1001 P_6 + 701 P_7 + 456 P_8 + 265 P_9 + 127 P_{10} + 40 P_{11} = 198717 - 4361 P_{12}$
4. $2409 P_1 + 2092 P_2 + 1775 P_3 + 1458 P_4 + 1142 P_5 + 854 P_6 + 605 P_7 + 397 P_8 + 232 P_9 + 112 P_{10} + 36 P_{11} = 182470 - 2860 P_{12}$
5. $1793 P_1 + 1576 P_2 + 1359 P_3 + 1142 P_4 + 924 P_5 + 707 P_6 + 509 P_7 + 338 P_8 + 200 P_9 + 98 P_{10} + 31 P_{11} = 172449 - 2102 P_{12}$
6. $1295 P_1 + 1148 P_2 + 1001 P_3 + 854 P_4 + 707 P_5 + 560 P_6 + 413 P_7 + 280 P_8 + 168 P_9 + 83 P_{10} + 27 P_{11} = 160740 - 1603 P_{12}$
7. $894 P_1 + 798 P_2 + 701 P_3 + 605 P_4 + 509 P_5 + 413 P_6 + 317 P_7 + 221 P_8 + 135 P_9 + 68 P_{10} + 22 P_{11} = 143300 - 1209 P_{12}$
8. $574 P_1 + 515 P_2 + 456 P_3 + 397 P_4 + 338 P_5 + 280 P_6 + 221 P_7 + 162 P_8 + 103 P_9 + 53 P_{10} + 18 P_{11} = 120832 - 884 P_{12}$
9. $329 P_1 + 297 P_2 + 265 P_3 + 232 P_4 + 200 P_5 + 168 P_6 + 135 P_7 + 103 P_8 + 71 P_9 + 39 P_{10} + 14 P_{11} = 96736 - 624 P_{12}$
10. $157 P_1 + 142 P_2 + 127 P_3 + 112 P_4 + 98 P_5 + 83 P_6 + 68 P_7 + 53 P_8 + 39 P_9 + 24 P_{10} + 9 P_{11} = 80902 - 467 P_{12}$

прогибы арок по приближенной формуле

$$\delta_u = \frac{\sin \varphi_0 + \operatorname{tg} \frac{\varphi_0}{2}}{2 - \varphi_0 \operatorname{ctg} \varphi_0'} \cdot \varphi_0 \cdot \frac{r_0^2}{E_{\omega}} \cdot (P - P_u),$$

где P — полное гидростатическое давление на п. м соответствующего пояса плотины,

P_u — часть гидростатического давления пояса u , передающаяся на консоль,

u — номер пояса, для которого составляется уравнение,

i и k — переменные суммирования.

Основные уравнения, устанавливающие равенство прогибов консоли и арки для отдельных поясов, представятся в виде выражений, помещенных в таблице 36.

Все уравнения, для устранения операций с малыми величинами, умножены на

$$E \cdot \frac{10^3}{a^3} \cong 12,8E.$$

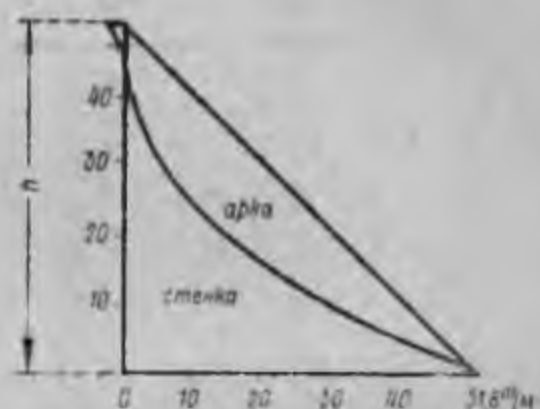


Рис. 220.

Решая приведенные двенадцать уравнений относительно неизвестных сил P , сможем определить нагрузку на пояса консоли и интенсивность ее в плоскостях центров тяжести поясов, каковые данные приведены в таблице 37.

Таблица 37

№ пояса	Давление на пояса консоли P_k	Интенсивн. нагрузки на консоль q_1 т/м ²	Полная инт. нагрузки на пояса q	Процент
1	— 7,4	— 1,7	2,1	—
2	+ 0,5	+ 0,1	6,4	1,5
3	+ 4,5	+ 1,1	10,7	10,3
4	+ 9,4	+ 2,2	15,0	14,7
5	+ 19,5	+ 4,6	19,2	24,0
6	+ 33,5	+ 7,9	23,5	33,5
7	+ 50,1	+ 11,7	27,8	42,1
8	+ 69,4	+ 16,3	32,0	51,0
9	+ 93,1	+ 21,8	36,3	60,0
10	+ 129,5	+ 30,3	40,6	74,6
11	+ 165,4	+ 38,7	44,8	86,5
12	+ 209,7	+ 49,1	49,1	100,0

Общую картину распределения нагрузки можно представить в виде диаграмм изменения нагрузки по высоте консоли и арки (рис. 220).

№

Прогныбы консоли.

Прогныбы арки.

1. $555 P_1 + 522 P_2 + 409 P_3 + 313 P_4 + 231 P_5 + 163 P_6 + 108 P_7 + 66 P_8 + 37 P_9 + 17 P_{10} + 5 P_{11} = 8969 - 215 P_{12}$
2. $522 P_1 + 436 P_2 + 349 P_3 + 271 P_4 + 202 P_5 + 144 P_6 + 96 P_7 + 59 P_8 + 33 P_9 + 15 P_{10} + 5 P_{11} = 12483 - 99 P_{12}$
3. $409 P_1 + 349 P_2 + 289 P_3 + 229 P_4 + 173 P_5 + 125 P_6 + 84 P_7 + 53 P_8 + 30 P_9 + 14 P_{10} + 4 P_{11} = 12956 - 62 P_{12}$
4. $313 P_1 + 271 P_2 + 229 P_3 + 187 P_4 + 144 P_5 + 106 P_6 + 73 P_7 + 46 P_8 + 30 P_9 + 12 P_{10} + 4 P_{11} = 11735 - 40 P_{12}$
5. $231 P_1 + 202 P_2 + 173 P_3 + 144 P_4 + 116 P_5 + 87 P_6 + 61 P_7 + 39 P_8 + 22 P_9 + 11 P_{10} + 3 P_{11} = 10275 - 27 P_{12}$
6. $163 P_1 + 144 P_2 + 125 P_3 + 106 P_4 + 87 P_5 + 68 P_6 + 49 P_7 + 32 P_8 + 19 P_9 + 9 P_{10} + 3 P_{11} = 8430 - 18 P_{12}$
7. $108 P_1 + 96 P_2 + 84 P_3 + 73 P_4 + 61 P_5 + 49 P_6 + 37 P_7 + 25 P_8 + 15 P_9 + 7 P_{10} + 2 P_{11} = 5858 - 11 P_{12}$
8. $66 P_1 + 59 P_2 + 53 P_3 + 46 P_4 + 39 P_5 + 32 P_6 + 25 P_7 + 18 P_8 + 11 P_9 + 6 P_{10} + 2 P_{11} = 3721 - 6 P_{12}$
9. $37 P_1 + 33 P_2 + 30 P_3 + 26 P_4 + 22 P_5 + 19 P_6 + 15 P_7 + 11 P_8 + 8 P_9 + 4 P_{10} + P_{11} = 2624 - 4 P_{12}$
10. $17 P_1 + 15 P_2 + 14 P_3 + 12 P_4 + 11 P_5 + 9 P_6 + 7 P_7 + 6 P_8 + 4 P_9 + 3 P_{10} + P_{11} = 1764 - 2 P_{12}$
11. $5 P_1 + 5 P_2 + 4 P_3 + 4 P_4 + 3 P_5 + 3 P_6 + 2 P_7 + 2 P_8 + P_9 + P_{10} + P_{11} = 1322 - 2 P_{12}$

Распределение давления между консолью и арками изображено на графике, показывающем интенсивность давления на консоль и арку (рис. 223). Напряжения в швах консоли σ т/м² определены по формуле неравномерного сжатия и имеют по отдельным швам величину, показанную в таблице:

Таблица 42

№ шва	Эксцентриситет $\frac{M}{N}$	Напряжения	
		σ_1	σ_2
1	0	— 14,3	— 14,3
2	0,50	— 19,3	— 35,8
3	0,75	— 24,8	— 52,8
4	1,05	— 30,5	— 77,5
5	1,30	— 35,4	— 102,3
6	1,80	— 31,2	— 135,8
7	1,95	— 35,9	— 159,5
8	1,35	— 65,0	— 151,0
9	0,25	— 38,9	— 194,5
10	— 0,20	— 130,0	— 118,5
11	— 0,40	— 143,5	— 120,5
12	— 0,75	— 120,0	— 161,8

Данные расчета показывают, что профиль плотины имеет рациональную форму.

7. Проблема точного решения задачи расчета полуарочной плотины.*

1) Основные уравнения равновесия элемента тела плотины.

Общие условия равновесия элемента тела плотины, нагруженной по наружной поверхности давлением воды интенсивностью q или по оси арки q_0 , могут быть написаны в виде уравнений равновесия сил и моментов. Принимая начало координат в центре окружности гребня плотины, координатную ось Y совпадающей с линией центров плотины и координату x отсчитываемой по окружности гребня плотины от плоскости симметрии плотины (рис. 224), можем характеризовать напряженность каждой грани элемента плотины усилиями на единицу высоты y или на единицу длины x по оси арки, а именно

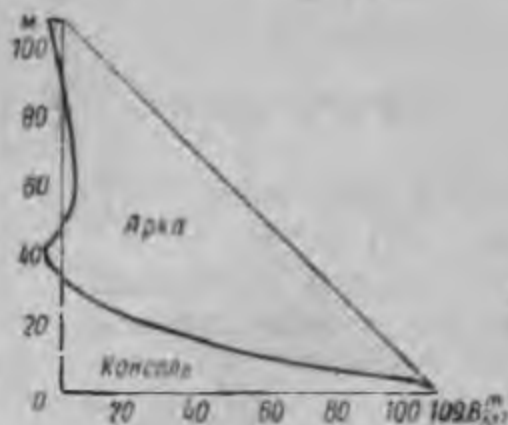
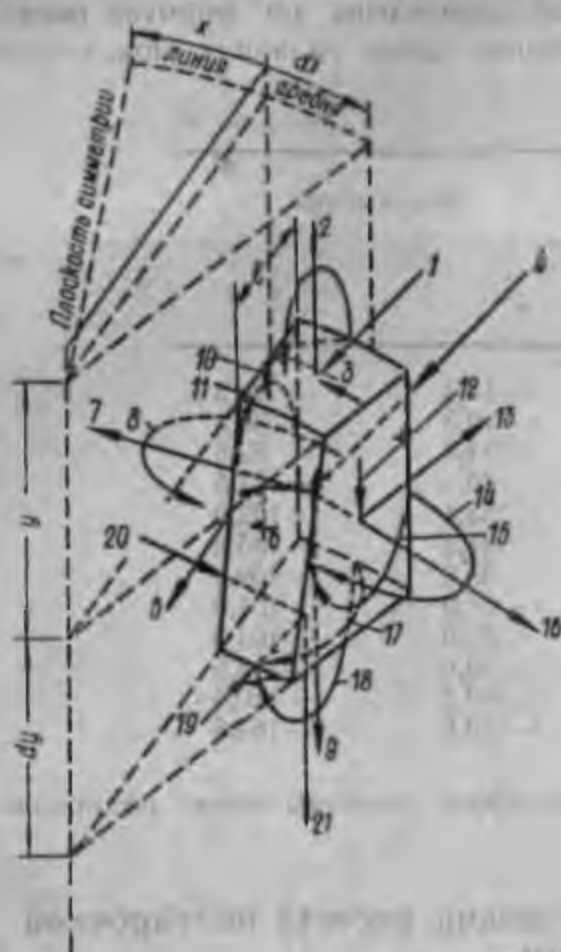


Рис. 223.

нормальной силой	N_y	или	N_x
перерезывающей радиальной силой . .	Q_y	"	Q_x
перерезывающей вертикальной силой .	P_y	"	P_x
изгибающим моментом	M_y	"	M_x
крутящим моментом	$\mathfrak{M}_y$	"	$\mathfrak{M}_x$

* В предположении тонкой арки попытка решения дана F. A. Noetzly.

причем для смежных граней этого элемента усилия и моменты имеют соответственные дифференциальные приращения.



1. Сила $Q_y dx$
2. " $N_y dx$
3. " $P_y dx$
7. " $N_x dy$
8. Момент $M_x dy$
9. Сила $\gamma_1 edxdy$
10. Момент $\mathfrak{M}_y dx$
11. " $\mathfrak{M}_x dy$
12. Сила $\left(P_x + \frac{\partial P_x}{\partial x} dx\right) dy$
13. " $\left(Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx\right) dy$
14. Момент $\left(M_x + \frac{\partial M_x}{\partial x} dx\right) dy$
15. " $\left(\mathfrak{M}_x + \frac{\partial \mathfrak{M}_x}{\partial x} dx\right) dy$
16. Сила $\left(N_x + \frac{\partial N_x}{\partial x} dx\right) dy$
17. Момент $\left(\mathfrak{M}_y + \frac{\partial \mathfrak{M}_y}{\partial y} dy\right) dx$
18. " $\left(M_y + \frac{\partial M_y}{\partial y} dy\right) dx$
19. Сила $\left(Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y} dy\right) dx$
20. " $\left(P_y + \frac{\partial P_y}{\partial y} dy\right) dx$
21. " $\left(N_y + \frac{\partial N_y}{\partial y} dy\right) dx$

Рис. 224.

I. Уравнение равновесия проекций сил на направление радиуса

$$-\frac{\partial Q_x}{\partial x} dxdy + q_0 dxdy - \frac{\partial Q_y}{\partial y} dxdy + \left(N_x + N_x + \frac{\partial N_x}{\partial x} dx\right) dy \cdot \frac{dx}{2r_0} = 0,$$

так как угол α равен $\sim \frac{dx}{2r_0}$ (рис. 225).

Пренебрегая величинами высшего порядка, уравнение приобретает вид

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = q_0 + \frac{N_x}{r_0}$$

II. Уравнение равновесия проекций сил на направление приращения dx



Рис. 225.

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} dxdy + \frac{\partial P_y}{\partial y} dx dy + \left(Q_x + Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx\right) dy \cdot \frac{dx}{2r_0} = 0,$$

где угол

$$\alpha \cong \frac{dx}{2r_0}.$$

Пренебрегая величинами высшего порядка, уравнение приобретает вид

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial P_y}{\partial y} + \frac{Q_x}{r_0} = 0.$$

III. Уравнение равновесия проекций сил на направление y .

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} dx dy + \frac{\partial P_x}{\partial x} dx dy + \gamma_1 e dx dy = 0,$$

откуда

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial P_x}{\partial x} + \gamma_1 e = 0,$$

где

γ_1 — вес куб. метра бетонной кладки
 e — толщина арки.

IV. Уравнение равновесия моментов около радиуса, проходящего через центр тяжести элемента

$$P_y dx \cdot \frac{dy}{2} - P_x dy \cdot \frac{dx}{2} - M_x dy \cdot \frac{dx}{2r_0} = 0,$$

где M_x — крутящий момент на вертикальных гранях элемента арки,
 $\frac{dx}{2r_0}$ — угол, составляемый гранью с вертикальной плоскостью симметрии элемента.

Уравнение получает вид после сокращений

$$P_y - P_x = \frac{M_x}{r_0}.$$

V. Уравнение равновесия моментов около вертикальной оси, проходящей через центр тяжести элемента плотины

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial M_y}{\partial y} dx dy - Q_x dx dy - P_y dx \cdot a = 0,$$

где a — расстояние между точкою приложения скальвающей силы P_y на верхнем основании и таковой на нижнем.

Величину a можно определить как приращение радиуса осевой линии на высоте dy , т. е.

$$a = \frac{dr_0}{dy} dy.$$

Общий вид уравнения равновесия моментов около вертикальной оси примет тогда вид:

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} = Q_x - P_y r_0'.$$

VI. Уравнение равновесия моментов около горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести элемента плотины по направлению приращения dx

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} dx dy + \frac{\partial \mathfrak{M}_x}{\partial x} dx dy - Q_y dx dy + N_y dx \cdot a = 0,$$

где

$$a = \frac{\partial r_0}{\partial y} \cdot dy,$$

откуда общий вид уравнения равновесия моментов около горизонтальной оси примет вид

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial \mathfrak{M}_x}{\partial x} = Q_y - N_y r_0'.$$

Предыдущие выводы дали шесть уравнений равновесия элемента плотины, а именно:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = q_0 + \frac{N_x}{r_0}$$

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial P_y}{\partial y} + \frac{Q_x}{r_0} = 0$$

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial P_x}{\partial x} + \gamma_1 e = 0$$

$$P_y - P_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{r_0}$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial \mathfrak{M}_y}{\partial y} = Q_x - P_y r_0'$$

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial \mathfrak{M}_x}{\partial x} = Q_y - N_y r_0'$$

Положения, упрощающие эти выражения, могут быть приняты следующие:

а) При сравнительно небольшой величине крутящего момента $\mathfrak{M}_x$ и значительности радиуса по сравнению с толщиной арки e можно принять $\frac{\mathfrak{M}_x}{r_0} = 0$,* что дает условие

$$P_x = P_y = P.$$

б) При сравнительно небольшой величине крутящих моментов $\mathfrak{M}_x$ и $\mathfrak{M}_y$ и наличия условия, что касательные напряжения в перпендикулярных плоскостях равны, можно положить

$$\mathfrak{M}_x = \mathfrak{M}_y = \mathfrak{M}.$$

Следствием из этих двух допущений получается, что все уравнения равновесия моментов при постоянном радиусе приводятся к одному уравнению вида

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 \mathfrak{M}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = q_0 + \frac{N_x}{r_0}$$

* Это условие не требует наличия обязательно тонкой арки.

в) При сравнительно небольшой величине перерезывающих горизонтальных сил Q_x , можно пренебречь величинами $\frac{Q_x}{r}$ и уравнения равновесия проекций сил привести к виду

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial P}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial P}{\partial x} + \gamma_1 e = 0.$$

Полагая

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \gamma_1 \int_0^y e dy \quad \text{и} \quad P = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y},$$

замечаем, что уравнения равновесия удовлетворяются этими значениями нормальных и касательных усилий.

В дальнейшем для решения задачи, уравнение равновесия моментов

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = q_0 + \frac{N_x}{r_0}$$

является первым основным уравнением задачи.

2) Основное уравнение совместности деформаций.

Относительное удлинение элемента в зависимости от u — перемещения по оси x и от v — перемещения по оси y может быть представлено для средней (осевой) поверхности арки в виде

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\delta}{r_0}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

и относительный сдвиг (угол сдвига) в виде

$$\theta_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x},$$

где δ — радиальный прогиб оси арки в данной точке.

Дифференциальное уравнение совместности деформаций в первоначальной его форме при постоянном радиусе* может быть представлено, на основании выражений относительных удлинений и сдвига, в форме

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \theta_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{1}{r_0} \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} = 0.$$

* Принято для упрощения выражений; можно исполнить и при переменном.

Принимая во внимание, что

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x)$$

$$\theta_{xy} = \frac{\tau}{G} = \frac{2\tau(1+\mu)}{E},$$

уравнение совместности деформаций получит вид

$$\frac{\partial^2(\sigma_x + \sigma_y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\sigma_x + \sigma_y)}{\partial y^2} + \frac{E}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} = 0.$$

Учитывая, что напряжения для осевой линии могут быть выражены в зависимости от усилий

$$\sigma_x = \frac{N_x}{e}, \quad \sigma_y = \frac{N_y}{e} \quad \text{и} \quad \tau = \frac{P}{e},$$

где e — ширина сечения плотины,

получаем уравнение совместности деформаций в форме

$$\frac{\partial^2 \left(\frac{N_x + N_y}{e} \right)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \left(\frac{N_x + N_y}{e} \right)}{\partial y^2} + \frac{E}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} = 0.$$

Например, для треугольного профиля при $e = ny$ и постоянном радиусе имеем

$$\frac{1}{ny} \cdot \frac{\partial^2(N_x + N_y)}{\partial x^2} + \frac{1}{n} \cdot \frac{\partial^2 \left(\frac{N_x + N_y}{y} \right)}{\partial y^2} + \frac{E}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} = 0;$$

для прямоугольного профиля, т. е. для $e = \text{const}$

$$\frac{\partial^2(N_x + N_y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(N_x + N_y)}{\partial y^2} + \frac{Ee}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} = 0.$$

Принимая во внимание, что уравнения равновесия сил удовлетворяются решениями для нормальных и касательных усилий

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$$

$$N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \gamma_1 \int_0^y e dy$$

$$P = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y},$$

можем выразить уравнение совместности деформаций в функции Airy.

Например, для прямоугольного профиля с постоянным радиусом уравнение совместности деформаций будет иметь вид

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} + \frac{Ee}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial y^2} = 0.$$

Это уравнение совместности деформаций является вторым основным уравнением задачи.

3) Преобразование уравнения равновесия моментов.

Уравнение равновесия моментов можно преобразовать, выразив входящие в него величины моментов M_x , M_y и M , как функции от радиального прогиба плотины δ .

Для осевой поверхности арки напряжения в зависимости от усилий могут быть представлены

$$\sigma_x = \frac{N_x}{e}$$

$$\sigma_y = \frac{N_y}{e}$$

$$\tau = \frac{P}{e}$$

При модуле упругости E , отношении Poisson'a μ и модуле упругости сдвига $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$, деформации, а именно относительные удлинения ϵ_x и ϵ_y и относительный сдвиг ϑ_{xy} , могут быть представлены в виде выражений

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x)$$

$$\vartheta_{xy} = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau.$$



Рис. 226.

Обозначая через δ перемещение точек оси арки под влиянием прогиба плотины, можем определить изменение кривизны осевой поверхности арки (рис. 226):

а) в горизонтальной плоскости изменение кривизны может быть представлено формулой

$$\Delta \frac{1}{r_0} = \frac{1}{r_0 - \delta} - \frac{1}{r_0} + \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} \approx \frac{\delta}{r_0^2} + \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2};$$

б) в вертикальной плоскости при $r_0 = \infty$

$$\Delta \frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2}.$$

Пренебрегая прогибом плотины под действием нормальных сил, по аналогии с выражением напряжений через деформации можем написать

$$\frac{\delta}{r_0^2} + \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} = \frac{1}{EJ} (M_x - \mu M_y)$$

$$\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} = \frac{1}{EJ} (M_y - \mu M_x),$$

где $J = \frac{e^3}{12}$ при e — толщине тела плотины;

в) изменение кривизны под действием крутящего момента $\mathfrak{M}$ может быть определено уравнением

$$\frac{\partial^2 \delta}{\partial x \partial y} = \frac{1 + \mu}{EJ} \mathfrak{M}.$$

Решение этих уравнений относительно моментов при введении обозначения

$$z = \frac{EJ}{1 - \mu^2}$$

дает величины моментов в виде выражений

$$M_x = z \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\delta}{r_0^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = z \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right)$$

$$\mathfrak{M} = z (1 - \mu) \frac{\partial^2 \delta}{\partial x \partial y}.$$

Подставляя эти выражения моментов в основное уравнение равновесия моментов, получаем дифференциальное уравнение

$$\begin{aligned} \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} + \frac{1}{r_0^2} \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \frac{2}{z} \frac{\partial z}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\mu}{r_0^2} \frac{\partial \delta}{\partial y} \right) + \\ + \frac{1}{z} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right) - \frac{1}{z} \left(q + \frac{N_x}{r_0} \right) = 0, \end{aligned}$$

где

$$z = \frac{EJ}{1 - \mu^2} = \frac{Ee^3}{12(1 - \mu^2)},$$

μ — отношение Poisson'a,

r_0 — радиус осевой линии,

q — давление воды на единицу площади,

причем N_x и N_y могут быть выражены через функцию Airy:

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$$

$$N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \gamma_1 \int_0^y e \, dy.$$

4) Принципы решения основных уравнений.

Основные уравнения задачи при постоянном радиусе осевой линии плотины представляются таким образом в виде двух уравнений, из которых первое — уравнение прогибов $X=0$

$$\begin{aligned} \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} + \frac{1}{r_0^2} \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \frac{2}{z} \frac{\partial z}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\mu}{r_0^2} \frac{\partial \delta}{\partial y} \right) + \\ + \frac{1}{z} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right) - \frac{1}{z} \left(q + \frac{N_y}{r_0} \right) = 0 \end{aligned}$$

и второе основное уравнение сил (для прямоугольного профиля)

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} + \frac{Ee}{r_0} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = 0,$$

где F — функция Airy $F(x, y)$.

Совместное решение этих уравнений и дает величины как усилий, так и моментов, позволяющих определить напряженное состояние тела плотины.

Однако решение таких сложных уравнений представляет пока большие затруднения, почему приходится вводить некоторые упрощающие предположения.

Например, одним из предположений можно считать, что соблюдены нижеследующие условия, а именно

$$N_x = N - \text{функция только от } y^*$$

$$N_y = -\gamma_1 \int_0^y e dy$$

$$P = 0,$$

причем предполагается, что при определении N_x продольная деформация по оси y равна нулю, т. е. $\epsilon_y = 0$.

Из последнего условия следует, что

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x) = 0$$

т. е.

$$\sigma_y = \mu \sigma_x$$

и относительное удлинение арки

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y) = \frac{N}{Ee} (1 - \mu^2).$$

Непосредственно приравнявая изменение длины оси арки от действия нагрузки, температуры и осадки опор таковому изменению как функции прогиба, получаем уравнение

$$-\frac{1-\mu^2}{Ee} N(s + \Delta s) + \epsilon_t t s = \frac{1}{r_0} \int_0^s \delta \cdot dx,$$

где μ — отношение Poisson'a,

s — длина оси полуарки,

Δs — удлинение оси полуарки от осадки опор,

t — изменение температуры,

ϵ_t — коэффициент температурного расширения,

δ — прогиб по направлению радиуса,

r_0 — радиус арки.

* Эти предположения равносильны условию $F = f(y)$.

Это уравнение, полагая N средним для арки, с некоторым приближением может заменить второе основное уравнение сил, т. е. из него можно определить величину силы N в зависимости от прогиба и подставить в первое основное уравнение прогибов.

Общий метод решения основного уравнения прогибов может быть, например, предложен следующим:

Идея метода состоит в том, что для выражения прогиба δ задаются суммой функций

$$\delta = \sum (U_{(m)} \cdot \Phi_{(m)}),$$

где

$$m = 1, 2, 3, \dots, i,$$

причем каждая функция U зависит только от y , а каждая функция Φ зависит только от x и s . Для этих функций должны быть соблюдены пограничные условия, а именно:

а) для опор должно быть соблюдено условие

$$\Phi = \frac{\partial \Phi}{\partial x} = 0 \quad \text{при} \quad x = s,$$

где s — длина полуарки переменная по высоте плотины;

б) для сохранения симметричности плотины должно быть соблюдено условие

$$\Phi(x, s) = \Phi(-x, s).$$

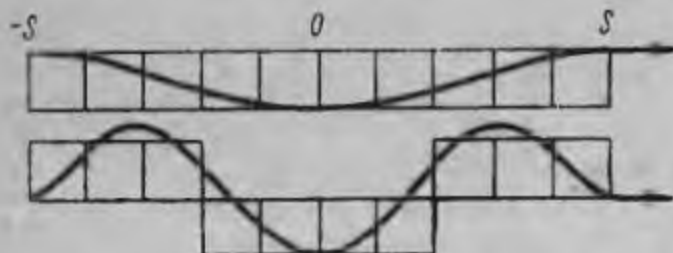


Рис. 227.

Число i определяет число выбранных функций Φ и U в выражении прогиба δ , причем для простоты решения задачи можно задаваться i равным 2, полагая, например, для Φ следующие значения функций

$$\Phi_1 = (1 - s^{-2}x^2)^2,$$

$$\Phi_2 = (1 - s^{-2}x^2)^2 (1 - as^{-2}x^2)$$

и даже ограничиваясь только одной функцией Φ_1 . *

Графически функции представляются в виде кривых, напоминающих прогиб плотины (рис. 227).

Функции Φ_1 и Φ_2 обладают свойствами, что соблюдено условие

$$\int_0^s \Phi_1 \Phi_2 dx = 0.$$

* $a = 11$ — численный коэффициент,

При дальнейшем решении задачи следует подставить в уравнение прогибов $X=0$ значение N_x , определенное из упрощенного уравнения сил, и заменить в уравнении прогибов $X=0$ величину δ через принятое значение его

$$\delta = \sum U\Phi.$$

Обозначим через

U', U'', U''', U^{IV} — производные функции U по y ,
 $\Phi', \Phi'', \Phi''', \Phi^{IV}$ — производные функции Φ по x ,
 $\Phi_m, \Phi_m', \Phi_m''$ — производные m -го порядка по s от функций Φ, Φ' и т. д.,

например

$$\Phi_2'' = \frac{\partial^4 \Phi}{\partial x^2 \partial s^2},$$

и примем, что

$$\frac{ds}{dy} = -\beta$$

уклон откосов долины профиля плотины (рис. 228).

Пользуясь этими обозначениями, можем написать равенства

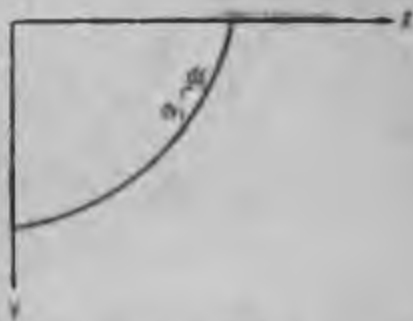


Рис. 228.

$$\delta = \sum U\Phi, \quad \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} = \sum U\Phi'', \quad \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} = \sum U\Phi^{IV},$$

$$\frac{\partial \delta}{\partial y} = \sum (-\beta U\Phi_1 + U'\Phi), \quad \frac{\partial^3 \delta}{\partial x^2 \partial y} = \sum (-\beta U\Phi_1'' + U'\Phi''),$$

$$\frac{\partial^3 \delta}{\partial y^3} = \sum (\beta U\Phi_2 - 2\beta U'\Phi_1 + U''\Phi),$$

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial x^2 \partial y^2} = \sum (\beta U\Phi_2'' + 2\beta U'\Phi_1'' + U''\Phi''),$$

$$\frac{\partial^3 \delta}{\partial y^3} = \sum (-\beta U\Phi_3 + 3\beta U'\Phi_2 - 3\beta U''\Phi_1 + U'''\Phi),$$

$$\frac{\partial^4 \delta}{\partial y^4} = \sum \beta \left(U\Phi_4 - 4U'\Phi_3 + 6U''\Phi_2 - 4U'''\Phi_1 + \frac{1}{\beta} U^{IV}\Phi \right).$$

Из сокращенного уравнения сил

$$-\frac{1-\mu^2}{Ee} N(s + \Delta s) + \epsilon_t l s = \frac{1}{r_0} \int_0^s \delta dx$$

можем определить величину нормальной силы N

$$\frac{N}{z r_0} = \frac{12(1-\mu^2) N}{Ee^2 r_0} = - \frac{12}{z(s + \Delta s) e^2} \left(\frac{1}{r_0} \sum U \int_0^s \Phi dx - \epsilon_t l s \right).$$

Подставляя эти величины в уравнение прогибов $X=0$, получаем следующее выражение для этого уравнения

$$\begin{aligned}
 X = \sum \left\{ U \left(\Phi^{IV} + 2\beta\Phi_2'' + \beta\Phi_4 + \frac{1}{r_0^2} \Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \beta\Phi_2 \right) - \right. \\
 - 4U'\beta \left(\Phi_1'' + \Phi_3 + \frac{\mu}{2r_0^2} \Phi_1 \right) + 2U'' \left(\Phi'' + 3\beta\Phi_2 + \frac{\mu}{2r_0^2} \Phi \right) - \\
 - 4U'''\beta\Phi_1 + U^{IV}\Phi - \beta \frac{2z'}{z} U \left(\Phi_1'' + \Phi_3 + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi_1 \right) + \\
 + \frac{2z'}{z} U' \left(\Phi'' + 3\beta\Phi_2 + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi \right) - \frac{6z'}{z} U''\beta\Phi_1 + \\
 + \frac{2z'}{z} U''' \Phi + \frac{z''}{z} \left[U \left(\beta\Phi_2 + \mu\Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi \right) - \right. \\
 \left. - 2U'\beta\Phi_1 + U''\Phi \right] \left. \right\} + \frac{12}{r_0(s+\Delta s)e^2} \left(\frac{1}{r_0} \sum U \int_0^s \Phi dx - \epsilon_i t s \right) - \\
 - \frac{1}{z} q = 0.
 \end{aligned}$$

Последующее решение этого преобразованного уравнения прогибов состоит в разложении его на i линейных уравнений четвертого порядка в отношении функций $U_1, U_2, \dots, U_i$ и решении их.

Однако решение такого рода уравнений с коэффициентами, зависящими от x , затруднительно, почему необходимо эти уравнения так преобразовать, чтобы коэффициенты их не были зависимы от x , для чего следует подобрать еще серию функций

$$G_p = G_p(x, s),$$

где $p = 1, 2, \dots, i$,

с тем, чтобы эти функции удовлетворяли условию

$$\int_0^s X G_p dx = 0,$$

где

$$p = 1, 2, \dots, i.$$

Подставляя в уравнение $\int_0^s X G_p dx = 0$ значение $\delta = \sum U_m \Phi_m$ и разла

гая его на i линейных уравнений четвертого порядка в отношении U , получим уже линейные уравнения с постоянными коэффициентами при функции U .

Функции $G_1, G_2, \dots, G_n$ могут быть подобраны разнo, например могут быть приняты значения

$$G_1 = 1, \quad G_2 = x^2, \dots, \quad G_p = x^{2(p-1)}.$$

Лучше всего принимать функцию G_p равной $C_p \Phi_p$, определяя коэффициент C_p из условия

$$\int_0^x \Phi_p G_p dx = 1,$$

что упрощает в дальнейшем решение уравнений

$$\int_0^x XG dx = 0.$$

Получаемые линейные уравнения четвертого порядка для i функций U , зависящих только от y , содержат $4i$ постоянных интегрирования.

Из этих постоянных $2i$ могут быть определены из пограничных условий на гребне плотины, которые могут быть сформулированы требованием, чтобы

$$\begin{aligned} M_y = 0 \quad \text{и} \quad \mathfrak{M} = 0, \\ N_y = 0, \quad Q_y = 0 \quad \text{и} \quad P = 0, \end{aligned}$$

причем условия $N_y = 0$ и $P = 0$ уже соблюдены на основании принятых предположений при составлении упрощенного второго основного уравнения.

Пограничное условие $M_y = 0$ может быть сформулировано при рассмотрении M_y как функций прогиба δ ,

$$M_y = \left[z \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right) \right]_{y=0} = 0.$$

Пограничные условия $\mathfrak{M} = 0$ и $Q_y = 0$ могут быть приведены к одному на основании теоремы Kelvin'a, по которой предполагается, что моменты соседних элементов уравниваются, а приращение момента $\frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial x} dx$ дает пару с плечом dx , соответствующую перерезывающей силе $\frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial x}$ (рис. 229), почему пограничное условие может быть сформулировано

$$R_y = Q_y + \frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial x} = 0.$$

После подстановки $Q_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial x}$, M_y и $\mathfrak{M}$ как функций прогиба δ получаем

$$R_y = z \left[\frac{\partial^3 \delta}{\partial y^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 \delta}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\mu}{r_0^2} \frac{\partial \delta}{\partial y} \right] + \frac{\partial z}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right) = 0.$$

где R_y — перерезывающая сила,



Рис. 229.

При введении функции G_p пограничные условия представятся в виде уравнений

$$\int_0^l M_y G_p dx = 0 \quad \text{и} \quad \int_0^l R_y G_p dx = 0,$$

где

$$p = 1, 2, \dots, i,$$

что дает $2i$ условий на гребне плотины.

Остальные $2i$ постоянных интегрирования могут быть определены из пограничных условий по основанию плотины, которые могут быть формулированы следующим образом:

Ниже поверхности грунта на расстоянии d можно найти линию, около которой не будет поворота плотины при деформации, причем величина d по Fogt'у определяется

$$d = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{E}{E_1} e,$$

где E — модуль упругости бетона,

E_1 — то же скалы, равный $0,6 E$,

e — толщина плотины.

Для этой линии основания должны быть соблюдены условия:

а) не должно быть вращения сечения,

б) не должно быть прогиба плотины, т. е. $\delta = 0$.

8. Пример расчета арочной плотины.

1) Общие данные* (рис. 230).

Плотина имеет расчетную высоту $H = 18$ м, при ширине основания $b = 2,3$ м, что дает соотношение ее главных размеров $\frac{b}{h} = \frac{2,3}{18} = 0,13$.

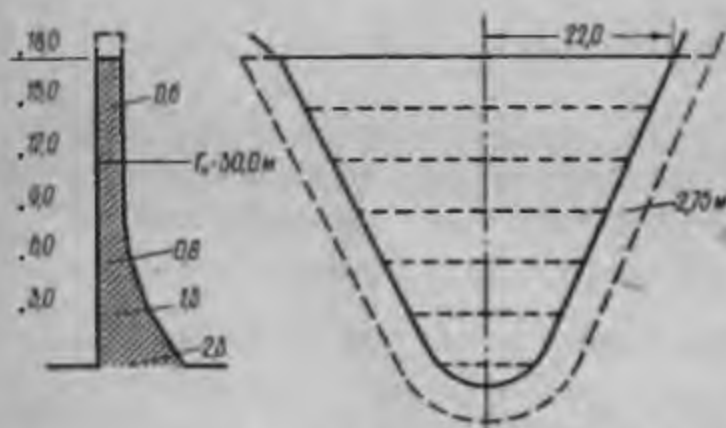


Рис. 230.

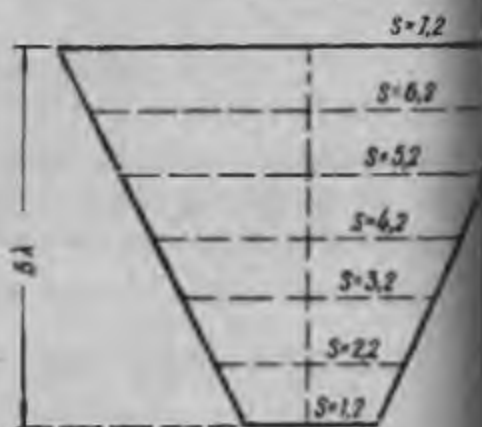


Рис. 231.

Для удобства вычислений примем за единицу измерений $\lambda = 3$ м. Разобьем плотину по высоте на 6 слоев, высотой, равной единице измерения (λ); в принятых единицах профиль будет иметь размеры, указанные в схеме (рис. 231).

* Изложено по решению F. A. Noetzly пока не для практики, а лишь для разъяснения теоретической проблемы.

Ширина s (полупролет) в зависимости от координаты y выразится уравнением

$$s = 7,2\lambda - y$$

при радиусе осевой линии $r_0 = 9,9\lambda$, * наружном радиусе $r_n = 10\lambda$ и уклоне откосов $\beta = 1:1$.

Толщина плиты e , измеряемая перпендикулярно к осевой поверхности, определяется по заданиям

$$\text{при } 0 < y < 3 \dots \dots e = e_0 = 0,2\lambda,$$

$$, \quad 3 < y < 6 \dots \dots \frac{e}{e_0} = 1 + 0,30(y\lambda^{-1} - 3)^2,$$

причем последняя формула дает приблизительную величину e в измерении λ .

При модуле упругости $E = 210\,000 \text{ кг/см}^2$ и $\mu = 0,15$ можем определить:

при $0 < y < 3$

$$z = z_0 = \frac{Ee_0^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{210\,000 \cdot 0,2^3 \cdot \lambda^3}{12(1-0,15^2)} = 143 \text{ в измерении } \frac{\text{кг} \cdot \lambda^3}{\text{см}^3}$$

или $\sim 43\,000$ в измерении $\frac{\text{кг} \cdot \lambda^3}{\text{см}}$

при $3 < y < 6$

$$z = z_0 \cdot \left(\frac{e}{e_0}\right)^3 = \frac{Ee^3}{12(1-\mu^2)}$$

Далее при $y < 3$

$$\frac{\partial z}{\partial y} = 0 \quad \text{и} \quad \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0,$$

при $y > 3$

$$z' = \frac{\partial z}{\partial y} = \left[z_0 \left(\frac{e}{e_0}\right)^3 \right]' = 3z_0 \left(\frac{e}{e_0}\right)^2 \cdot 0,3 \cdot 2(y-3) = \frac{z}{\left(\frac{e}{e_0}\right)} 1,8(y-3)$$

или

$$\frac{z'}{z} = \frac{1,8(y-3)}{1 + 0,3(y-3)^2},$$

$$\begin{aligned} z'' = \frac{\partial z'}{\partial y} &= 1,8(y-3) \cdot z_0 \left(\frac{e}{e_0}\right)^2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 2(y-3) + z_0 \left(\frac{e}{e_0}\right)^3 \cdot 1,8 = \\ &= \frac{z}{\left(\frac{e}{e_0}\right)^3} \cdot 2,16(y-3)^2 + \frac{z}{\left(\frac{e}{e_0}\right)} \cdot 1,8 \end{aligned}$$

или

$$\frac{z''}{z} = \frac{1,8[1 + 1,5(y-3)^2]}{[1 + 0,3(y-3)^2]^2},$$

где y выражено в измерении λ .

* r_0 — принимается мало изменяющимся по высоте: $r_0 = \text{const}$.

После вычисления другие данные по рассматриваемой плотине получают значения, указанные в таблице.

Таблица 43

y	s	$\frac{e}{e_0}$	$\left(\frac{e}{e_0}\right)^2$	$z's$	$z's^2$
3	4,2	1	1	0	31,43
4	3,2	1,30	2,18	4,40	26,96
5	2,2	2,19	10,48	3,58	12,50
5,5	1,7	2,86	23,30	2,65	6,49
6,0	1,2	3,67	49,55	1,75	2,73

Функцию Φ принимаем при $m=1$ равной

$$\Phi = (1 - s^{-2}x^2)^2,$$

а функцию G полагаем в виде

$$G = a\Phi s^4,$$

причем коэффициент a определяем из условия

$$\frac{1}{s^4} \int_0^s \Phi G dx = 1,$$

т. е.

$$a = \frac{1}{\int_0^s \Phi^2 dx} = \frac{315}{128} \cdot \frac{1}{s},$$

откуда

$$G = \frac{315}{128} s^3 \Phi.$$

Аналитические выражения функции Φ и ее производных по s и x даны в нижеследующей таблице.

Таблица 44

Функция Φ	$f(x)$	$\int_0^s f(x) G(x) dx$	
Φ	$1 - 2s^{-2}x^2 + s^{-4}x^4$	s^4	$\int_0^s \Phi dx = \frac{8}{15}s$
Φ_1	$4(s^{-2}x^2 - s^{-4}x^4)$	$0,5s^3$	
Φ_2	$4(-3s^{-4}x^2 + 5s^{-6}x^4)$	$-s^2$	
Φ_3	$8(6s^{-6}x^2 - 15s^{-8}x^4)$	$1,5s$	
Φ_4	$8(-30s^{-8}x^2 + 105s^{-10}x^4)$	$7,5$	
Φ''	$4(-s^{-2} + 3s^{-4}x^2)$	$-3s^2$	$\int_0^s G dx = \frac{21}{16}s^4$
Φ_1''	$8(s^{-4} - 6s^{-6}x^2)$	$1,5s$	
Φ_2''	$8(-3s^{-6} + 30s^{-8}x^2)$	$13,5$	
Φ^{IV}	$24s^{-4}$	$31,5$	

каковые значения легко получаются, если учесть, что вообще

$$\int_0^s x^n G dx = \frac{5 \cdot 7 \cdot 9 s^{n+4}}{16 (n+1) (n+3) (n+5)}$$

2) Пограничные условия на гребне плотины представляются двумя уравнениями, устанавливающими, что изгибающий момент и перерезывающая сила на гребне плотины равны нулю,

$$\int_0^s M_y G dx = 0$$

$$\int_0^s R_y G dx = 0$$

или после подстановки значений M_y и R_y как функций $\delta = U\Phi$ получаем

$$\int_0^s z \left[U \left(\Phi_2 + \mu \Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi \right) - 2U' \Phi_1 + U'' \Phi \right] G dx = 0$$

$$\int_0^s z \left\{ -U \left[\Phi_2 + (2-\mu) \Phi_1'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi_1 \right] + \right.$$

$$\left. + U' \left[3\Phi_2 + (2-\mu) \Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi \right] - 3U'' \Phi_1 + U''' \Phi \right\} G dx = 0.$$

Подставляя в эти два уравнения данные из таблицы функции Φ и ее интегралов, при $\mu = 0,15$, $s = 7,2$, $\frac{\mu s^2}{r_0^2} = 0,08$, получаем пограничные условия на гребне в форме

$$U'' = 1,37 U_0 s^{-2} + U_0' s^{-1} = 0,02643 U_0 + 0,13889 U_0'$$

$$U''' = 4,315 U_0 s^{-3} + 8,47 U_0' s^{-2} + 1,5 U_0'' s^{-1} = 0,01707 U_0 + 0,19232 U_0'$$

3) Дифференциальное уравнение для определения функции U представляется в форме

$$AU + A_1 U' + A_2 U'' + A_3 U''' + A_4 U^{IV} + C = 0,$$

где

$$A = \int_0^s \left[\left(\Phi^{IV} + 2\Phi_2'' + \Phi_4 + \frac{1}{r_0^2} \Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi_2 \right) - \frac{2z_1'}{z} \left(\Phi_1'' + \Phi_3 + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi_1 \right) + \frac{z''}{z} \left(\Phi_2 + \mu \Phi'' + \frac{\mu}{r_0^2} \Phi \right) + \frac{12}{r_0^2 (s + \Delta s) e^2} \cdot U \int_0^s \Phi dx \right] G dx$$

$$A_1 = \int_0^s \left[-4 \left(\Phi_1'' + \Phi_3 + \frac{\mu}{2r_0^3} \Phi_1 \right) + \frac{2z'}{z} \left(\Phi'' + 3\Phi_2 + \frac{\mu}{r_0^3} \Phi \right) - 2 \frac{z''}{z} U' \Phi_1 \right] G dx$$

$$A_2 = \int_0^s \left[2 \left(\Phi'' + 3\Phi_2 + \frac{\mu}{2r_0^3} \Phi \right) - 6 \frac{z'}{z} \Phi_1 + \frac{z''}{z} \Phi \right] G dx$$

$$A_3 = \int_0^s \left[-4\Phi_1 + \frac{2z_1}{z} \Phi \right] G dx$$

$$A_4 = \int_0^s \Phi G dx$$

$$C = \int_0^s \left[-\frac{1}{z} q - \frac{12 e t s}{z(s + \Delta s) e^3} \right] G ds$$

По сокращении всех коэффициентов на s^2 получаем выражение их для решаемой задачи

$$A = \frac{8,4 s^2}{r_0^3 (s + \Delta s) e^3} + \left[66 - 3,15 \frac{s^2}{r_0^3} - 2 \left(3 + 0,075 \frac{s^2}{r_0^3} \right) \frac{z'}{z} s - \left(1,45 - 0,15 \frac{s^2}{r_0^3} \right) \frac{z''}{z} s^2 \right] s^{-3}$$

$$A_1 = \left[-12 - 0,15 \frac{s^2}{r_0^3} - 2 \left(6 - 0,15 \frac{s^2}{r_0^3} \right) \frac{z'}{z} s - \frac{z''}{z} s^2 \right] s^{-1}$$

$$A_2 = -12 + 0,15 \frac{s^2}{r_0^3} - 3 \frac{z'}{z} s + \frac{z''}{z} s^2$$

$$A_3 = 2 \left(-1 + \frac{z'}{z} s \right) s$$

$$A_4 = s^2$$

$$C = -\frac{21}{16} \frac{s^2}{z} q - \frac{63 s^2 e t}{4 r_0 (s + \Delta s) e^3}$$

причем q — интенсивность нагрузки,
 t — изменение температуры.

Для дальнейшего решения задачи положим случай полного напорного давления q_0 на плотину и работу ее без изменения температуры, т. е. $t = 0$. Тогда имеем

$$C = -\frac{21}{16} \frac{s^2}{z} q_0,$$

где q_0 — нагрузка на осевую линию плотины, которая имеет величину

$$q_0 = \gamma_0 \frac{y}{\lambda} \cdot \frac{r_n}{r_0} = 1000 \lambda \cdot \frac{y}{\lambda} \cdot 1,01 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} = 1010 \left(\frac{y}{\lambda}\right) \lambda \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

и

$$C = -\frac{21}{16} \left(\frac{s}{\lambda}\right)^2 \lambda^2 \cdot \left(\frac{y}{\lambda}\right) \lambda \cdot \frac{1010 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}}{430\,000 \frac{\text{кг} \lambda^2}{\text{см}}} \cdot \left(\frac{e}{r_0}\right)^{-3} =$$

$$= -0,835 \left(\frac{y}{\lambda}\right) \left(\frac{s}{\lambda}\right)^2 \left(\frac{e}{r_0}\right)^{-3} \text{ в измерении см} \cdot \lambda^{-2}.$$

Численные значения коэффициентов и их изменения приведены в таблице:

Таблица 45

$\frac{y}{\lambda}$	A λ^{-2}	A_1 λ^{-1}	A_2	A_3 λ	A_4 λ^2	C $\text{см} \cdot \lambda^{-2}$
0	99,974	— 1,678	—11,931	—14,4	51,84	0
1	73,609	— 1,945	—11,941	—12,4	38,44	—32,1
2	51,799	— 2,316	—11,959	—10,4	27,04	—45,1
3—	34,834	— 2,864	—11,973	— 8,4	17,64	—44,2
3+	32,299	—10,348	19,461	— 8,4	17,64	—44,2
4	10,234	—28,623	1,782	21,739	10,24	—15,7
5	6,967	—30,664	—10,241	11,368	4,84	— 1,93
5,5	14,546	—29,582	—13,460	5,615	2,89	— 5,70
6	35,905	—29,737	—14,503	1,792	1,44	— 0,14

4) Интегрирование дифференциального уравнения для определения функции U в численном виде.

Дифференциальное уравнение для определения функции U представляется в виде

$$X_1 = AU + A_1 U' + A_2 U'' + A_3 U''' + A_4 U^{IV} + C = 0,$$

и приближенное общее его решение, удовлетворяющее пограничным условиям на гребне и основании плотины, может быть найдено последующим переходом от значений функции U на гребне плотины к значениям ее для следующего слоя, находящегося на расстоянии λ от предыдущего слоя, что может быть исполнено в нижеприводимом порядке:

а) общее приближенное решение уравнения полагаем в виде

$$U = C_1 U_I + C_2 U_{II} + U_{III},$$

где U_I , U_{II} и U_{III} — частные интегралы уравнения $X=0$, удовлетворяющие пограничным условиям на гребне,

так U_I — частный интеграл, соответствующий данным на гребне

$$U_0 = 1, U_0' = 0 \text{ и } C = 0,$$

U_{II} — то же, при данных на гребне

$$U_0 = 0, U_0' = 1 \text{ и } C = 0,$$

U_{III} — то же, при данных на гребне

$$U_0 = 0, U_0' = 0 \text{ и } C \neq 0,$$

причем общее решение должно удовлетворять пограничным условиям по основанию плотины;

б) определение для каждого частного решения величины производных функций U_0'' и U_0''' , из пограничных условий на гребне может быть исполнено по формулированным уже равенствам в виде

$$U_0'' = 0,02643 U_0 + 0,13889 U_0'$$

$$U_0''' = 0,01707 U_0 + 0,19232 U_0';$$

в) определение для каждого частного решения значения U_0^{IV} может быть сделано из общего дифференциального уравнения

$$AU + A_1U' + A_2U'' + A_3U''' + A_4U^{IV} + C = 0,$$

зная значения на гребне U_0, U_0', U_0'' и U_0''' , а именно из уравнения

$$U^{IV} = aU + a_1U' + a_2U'' + a_3U''' + C,$$

где коэффициенты $a = -\frac{A}{A_4}$, $a_1 = -\frac{A_1}{A_4}$, $a_2 = -\frac{A_2}{A_4}$ и $a_3 = -\frac{A_3}{A_4}$, причем результаты вычислений коэффициентов представляются для рассматриваемого примера в таблице:

Таблица 46

y	a	a_1	a_2	a_3	a_4	C
0	-1,9285	0,0324	0,2302	0,2778	-1	0

определенные для гребня величины частных интегралов U и их производных представляются в таблице:

Таблица 47

Частные интегралы	U	U'	U''	U'''	U^{IV}
U_I	1,00	0	0,0264	0,01707	-1,9177
U_{II}	0	1,000	0,1389	0,1923	0,1177
U_{III}	0	0	0	0	0

Из данных этой таблицы и выражения общего интеграла основного уравнения

$$U = C_1 U_I + C_2 U_{II} + U_{III}$$

следует, что

$$C_1 = U_0$$

$$C_2 = U_0';$$

г) переход от функций U_{y-h} одного слоя к функциям U_y другого слоя можно исполнить, воспользовавшись выражением их в производных до пятого порядка от некоторой вспомогательной функции v . Полагая

$$v = U_{y-h} + hU'_{y-h} + \frac{h^2}{2}U''_{y-h} + \frac{h^3}{6}U'''_{y-h} + \frac{h^4}{24}U^{IV}_{y-h}$$

$$v' = U'_{y-h} + hU''_{y-h} + \frac{h^2}{2}U'''_{y-h} + \frac{h^3}{6}U^{IV}_{y-h}$$

$$v'' = U''_{y-h} + hU'''_{y-h} + \frac{h^2}{2}U^{IV}_{y-h}$$

$$v''' = U'''_{y-h} + hU^{IV}_{y-h}$$

$$v^{IV} = U^{IV}_{y-h},$$

по формуле Taylor'a будем иметь

$$U_y = v + \frac{h^5}{120}v^V \quad U_y'' = v'' + \frac{h^3}{6}v^V$$

$$U_y' = v' + \frac{h^4}{24}v^V \quad U_y''' = v''' + \frac{h^2}{2}v^V$$

$$U_y^{IV} = v^{IV} + hv^V.$$

Значение v^V определяется из основного уравнения $X_1 = 0$ после подстановки в него значений v , а именно

$$A_5 v^V = A v + A_1 v' + A_2 v'' + A_3 v''' + A_4 v^{IV} + C,$$

где

$$A_5 = -\left(hA_4 + \frac{h^2}{2}A_3 + \frac{h^3}{6}A_2 + \frac{h^4}{24}A_1 + \frac{h^5}{120}A\right).$$

После деления уравнения на A_5 условие для определения v^V получает вид

$$v^V = av + a_1 v' + a_2 v'' + a_3 v''' + a_4 v^{IV} + c,$$

причем численные значения коэффициентов для рассматриваемого примера приведены в таблице:

y λ	a λ^{-2}	a_1 λ^{-1}	a_2 λ^{-2}	a_3 λ^{-3}	a_4 λ^{-1}	c λ^{-5}
0	— 1,9285	0,0324	0,2302	0,2778	—1	0
1	— 2,3913	0,0632	0,3879	0,4028	—1,2488	1,041
2	— 2,5666	0,1147	0,5926	0,5153	—1,3398	2,237
3	— 2,9989	0,2465	1,0308	0,7232	—1,5187	3,800
3+	— 1,8310	0,5866	—1,032	0,4762	—1,0000	2,503
4	— 0,5042	1,4101	—0,0878	—1,0709	—0,5045	0,772
5	— 0,9170	4,0360	1,3479	—1,4963	—0,6371	0,254
5,5	— 8,1116	16,4960	7,5060	—3,1314	—1,6116	0,316
6	—62,587	51,8350	25,284	—3,1232	—2,5101	0,254

д) Результаты вычислений для разных слоев значений частных интегралов U , а именно U_I , U_{II} и U_{III} , могут быть представлены в виде следующей таблицы:

Таблица 49

y λ	U см	U' см· λ^{-1}	U'' см· λ^{-2}	U''' см· λ^{-3}	U^{IV} см· λ^{-4}
------------------	-----------	----------------------------	-----------------------------	------------------------------	--------------------------------

Значения $U_0 = 1$ см, $U'_0 = 0$ и $q = 0$

0	1,000	0	0,026	0,017	— 1,917
1	0,928	— 0,325	— 1,079	— 2,392	— 2,900
2	— 0,464	— 3,123	— 5,077	— 5,761	— 3,839
3	— 7,208	— 11,531	— 11,996	— 7,312	0,738
4	— 5,603	— 26,088	— 17,626	— 10,357	— 22,227
5	— 64,359	— 58,610	— 63,140	— 104,689	— 166,390
5,5	— 104,453	— 109,550	— 158,820	— 323,140	— 707,440
6	— 189,57	— 263,240	— 562,030		

Значения $U_0 = 0$, $U'_0 = 1$ см· λ^{-1} , $q = 0$

0	0	1,000	0,138	0,192	0,118
1	1,086	1,153	— 0,016	— 0,908	— 2,319
2	1,942	0,094	— 2,892	— 5,651	— 7,166
3	— 0,738	— 7,260	— 13,897	— 18,127	— 17,785
4	— 17,950	— 30,283	— 32,905	— 22,665	— 12,867
5	— 17,236	— 87,848	— 106,731	— 169,710	— 281,280
5,5	— 133,280	— 173,440	— 267,910	— 557,330	— 1269,200
6	— 272,330	— 442,680	— 1018,560		

Значения $U_0 = U'_0 = 0$, $q \neq 0$ — полное давление

0	0	0	0	0	0
1	0,009	0,643	0,173	0,521	1,042
2	0,282	0,724	1,508	2,440	2,792
3	2,310	4,040	5,840	6,710	5,760
4	10,380	13,400	12,860	8,880	6,960
5	32,600	36,030	42,600	68,200	108,700
5,5	57,800	70,400	106,800	220,200	486,000
6	113,800	176,100	397,000		

* 3+ не следует определять по уравнению v^v .

е) Пограничные условия по основанию плотины могут быть сформулированы следующим образом (рис. 232):

1) прогиб при координате $y=6$ должен быть равен нулю, т. е.

$$U_6 = 0,$$

2) поворот сечения при координате y_d должен быть равен нулю

$$U_{6+d}' = 0.$$

Величину d , определяющую координату точки вращения, можно установить по Fogt'y

$$d = \frac{3}{2\pi} \frac{E}{E_1} e,$$

где E — модуль упругости бетона,

E_1 — то же скалы, равный $\sim 0,6E$,

e — толщина тела плотины по основанию, равная $\frac{2,3}{\lambda} = 0,765$,

откуда

$$d = 0,6 \text{ в измерении } \lambda.$$

Производная $U_{6,6}$ может быть выражена через величину U_6'' , а именно по Taylor'y

$$U_{6,6}' = U_6' + 0,6 U_6''.$$

Общий интеграл основного уравнения был представлен в виде

$$U = C_1 U_I + C_2 U_{II} + U_{III},$$

причем $C_1 = U_0$ и $C_2 = U_0'$.

Принимая во внимание, что для сечения с координатой $y=6$ частные интегралы равны

$$U_I = -189,57, \quad U_{II} = -272,33, \quad U_{III} = 113,80$$

Рис. 232.

и их производные

$$U_I' = -263,24 \quad U_{II}' = -442,68 \quad U_{III}' = 176,10$$

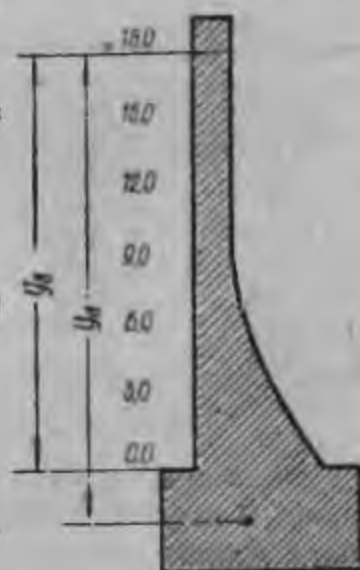
$$U_I'' = -562,03 \quad U_{II}'' = -1018,56 \quad U_{III}'' = 397,00$$

пограничные условия представятся в виде

$$U_6 = -189,57 U_0 - 272,33 U_0' + 113,80 = 0$$

$$U_{6,6}' = 600,46 U_0 - 1053,82 U_0' + 414,30 = 0^*.$$

* $U_{6,6}' = U_6' + 0,6 U_6''.$



Из этих двух уравнений определяем значения начальных U_0 и U_6 или, то же, коэффициенты C_1 и C_2

$$U_0 = C_1 = 0,1885 \quad \text{и} \quad U_0' = C_2 = 0,2861.$$

ж) Выражение функции U в первом приближении для рассматриваемого примера представится в виде

$$U = 0,1885 U_I + 0,2861 U_{II} + U_{III},$$

где частные интегралы U_I , U_{II} и U_{III} меняются в зависимости от y по вышеприведенной таблице.

Величины функции U , вычисленные для разных слоев по этому уравнению, приведены в следующей таблице:

Таблица 5

y λ	U см	U' см · λ^{-1}	U'' см · λ^{-2}	U''' см · λ^{-3}	U^{IV} см · λ^{-4}
0	0,1885	0,2861	0,047	0,058	0,332
1	0,4940	0,3120	-0,0343	-0,1900	-0,1686
2	0,7530	0,1628	-0,2773	-0,2658	0,1692
3	0,7400	0,2121	-0,404	+0,1456	0,225
4	0,3940	-0,4080	0,1010	0,452	-0,925
5	0,0985	-0,1865	0,2086	-0,1157	-0,2082
5,5	0,0286	-0,0983	0,1360	-0,1700	-0,0085
6	-0,0078 = a	-0,0542	0,0427		
6,6		-0,0286			

Из данных этой таблицы видно, что пограничные условия по оснанию в первом приближении выполнены не вполне точно, поэтому можно найти второе приближенное решение, приняв за третий частный интеграл $(U_{III} - a)$, где $a = 0,0078$. Однако для данного случая C_1 и C_2 не изменятся, так как их изменения не выходят из пределов точности подсчета.

з) Графическое изображение функции U представится в виде кривой по рис. 233.

Уравнение этой кривой, представляемое в виде полинома с максимальным значением при $y = 0,25$ и значениями при пограничных условиях $y = 0$, $U_0 = 0,1885$ и $y_6 = 6$, $U_6 = 0$, имеет вид

$$U = 0,1885 + 0,95y - 0,372y^2 + 0,0347y^3,$$

где y в измерениях λ .

Общее выражение прогиба $\delta = U\Phi$ представится в форме

$$\delta = [0,1885 + 0,95y - 0,372y^2 + 0,0347y^3] (1 - s^{-2}x^2)^2,$$

а так как

$$s = 7,2 - y,$$

то окончательное выражение для δ как функции x и y получает вид

$$\delta = (0,1885 + 0,95y - 0,372y^2 + 0,0347y^3) \cdot [1 - (7,2 - y)^{-2} x^2]^2.$$

В частности для линии гребня при $y=0$

$$\delta = 0,1885 (1 - 7,2^{-2} x^2)^2$$

и имеет вид, показанный на схеме (рис. 233а), при наибольшей стреле

$$\delta_0 = 0,1885 \text{ см.}$$

и) Усилия и моменты для отдельных сечений плотины определяются по прогибу из общих выражений

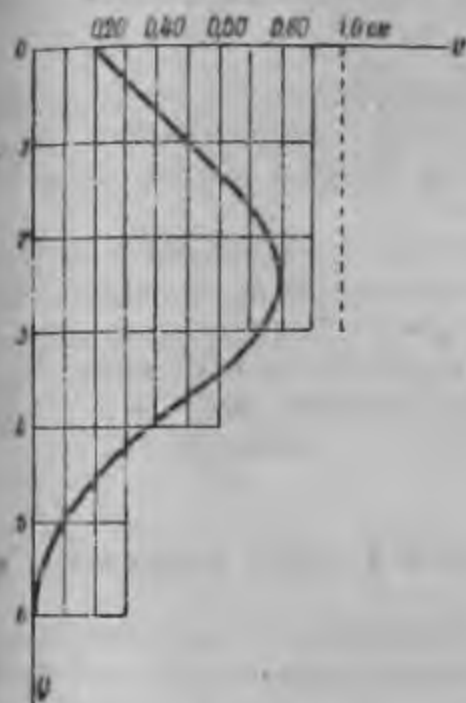


Рис. 233.

$$M_x = z \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\delta}{r_0^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = z \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} + \frac{\mu}{r_0^2} \delta \right)$$

$$M = z (1 - \mu) \frac{\partial^2 \delta}{\partial x \partial y}$$

$$N = \frac{-\frac{1}{r_0} \int_s^s \delta dx + e_1 t s}{\left(\frac{1 - \mu^2}{Ee} \right) (s + \Delta s)}$$

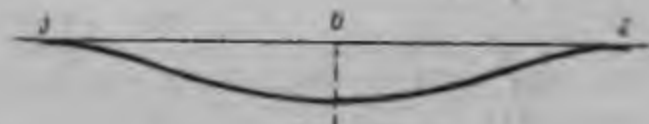


Рис. 233а.

и далее

Q_x из уравнений равновесия.

По усилиям и моментам можно определить в любой точке напряжения, пользуясь с достаточной степенью точностью для сравнительно тонких арок обычными формулами элементарной строительной механики.

ГЛАВА IX.

ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ БЕЗ ЗАТВОРОВ.

Водосливные плотины, под коими подразумеваются плотины с пропуском воды через гребень, состоят из средней части, собственно водосливной, и двух боковых частей, имеющих профиль глухой бетонной плотины.

Очертание и основные размеры собственно водосливной части плотины характеризуются преимущественно гидравлическими условиями расчета, обеспечивающего пропуск данного расхода воды при наименьших размерах водослива и с наиболее плавным очертанием нисходящей струи.

Получаемый гидравлический поперечный профиль плотины и проверяется статическими расчетами на устойчивость и прочность.

1. Определение пролета водосливной части плотины.

Пролет водосливной части плотины определяется по данному максимальному расходу воды по формулам водослива практических профилей (рис. 234)

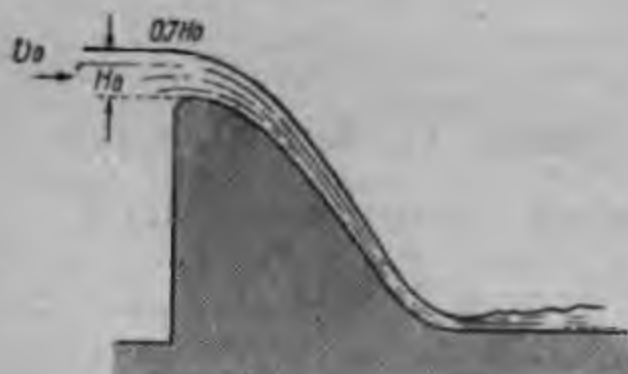


Рис. 234.

$$Q = m \sqrt{2g} b_c H_0^{\frac{3}{2}} \sigma_n,$$

где m — коэффициент расхода воды,

b_c — действительная ширина водослива,

b — геометрическая ширина водослива или пролет плотины,

H — напор на водосливе,

$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$ * — полный напор

v_0 — скорость подхода воды,

σ_n — коэффициент затопления водослива.

Определим величины коэффициента расхода m , коэффициента затопления σ_n и пролета плотины b .

* Корректив скорости α принимается равным 1.

а) Коэффициент расхода m может быть принят для водослива практических профилей в среднем около 0,45.

Принимая коэффициент расхода воды m зависимым от формы водослива и условий истечения жидкости, можем представить его разложенным на ряд коэффициентов, а именно

$$m = m_r \sigma_f \sigma_H,$$

где m_r — приведенный коэффициент расхода при $\sigma = 1$,

σ_f — коэффициент формы водослива,

σ_H — коэффициент полноты напора,*

причем значения этих коэффициентов можно определить по Creager'у и другим авторам** для разных форм оголовка плотины.



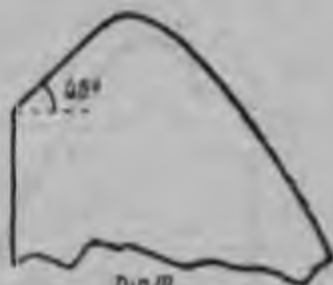
тип I

Рис. 235.



тип II

Рис. 236.



тип III

Рис. 237.

А. Высокие профили.

Тип I (рис. 235).

$$m_r = 0,49, \quad \sigma_f = 1$$

$$\sigma_H = 0,785 + 0,25k \quad (\text{при } k = 0,1 \div 0,8)$$

$$\sigma_H = 0,88 + 0,12\sqrt{k} \quad (\text{при } k > 0,8).$$

Тип II (рис. 236).

$$m_r = 0,49, \quad \sigma_f = 0,97$$

σ_H по предыдущему.

Тип III (рис. 237).

$$m_r = 0,48, \quad \sigma_f = 1$$

$$\sigma_H = 0,805 + 0,31k \quad (\text{при } k = 0,1 \div 0,5)$$

$$\sigma_H = \sqrt[20]{k} \quad (\text{при } k > 0,5),$$

* Полнота напора $k = \frac{H}{H_{\max}}$, где $H_{\max}$ — максимальный проектный напор

на гребне плотины и H — расчетный в данном случае.

** См. Гидравлический справочник акад. Н. Н. Павловского.

где $\sqrt[20]{k}$ определяется

при $k = 0,5$	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
$\sqrt[20]{k} = 0,965$	0,975	0,982	0,989	0,995	1,00

Тип IV (рис. 238).

$$m_r = 0,47$$

$$\sigma_f = 1,02 - 0,02s - 0,02 \left(\frac{a}{r} - 1 \right),$$

где $s = \frac{c}{a}$,

σ_H — по предыдущему типу.

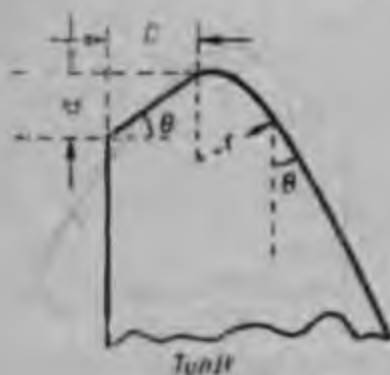


Рис. 238.



Рис. 239.



Рис. 240.

Б. Средние профили при наклоне грани i .
Тип I (рис. 239).

Величина коэффициента m .

i	$\frac{H}{\delta} > 2$	$\frac{H}{\delta} = 2 \div 1$	$\frac{H}{\delta} = 1 \div \frac{1}{2}$	$\frac{H}{\delta} < \frac{1}{2}$
1	0,46	0,44	0,42	Широкий порог
2	0,45	0,43	0,41	

Тип II (рис. 240).

Величина коэффициента m .

i	$\frac{H}{\delta} > 2$	$\frac{H}{\delta} = 2 \div 1$	$\frac{H}{\delta} = 1 \div \frac{1}{2}$	$\frac{H}{\delta} < \frac{1}{2}$
1	0,44	0,42	0,39	Широкий порог
2	0,42	0,40	0,38	

В. Низкие профили.
Тип I (рис. 241).

Величина коэффициента m .

i	$\frac{H}{\delta} > 2$	$\frac{H}{\delta} = 2 \div 1$	$\frac{H}{\delta} = 1 \div \frac{1}{2}$	$\frac{H}{\delta} < \frac{1}{2}$
3	0,44	0,42	0,40	Широкий порог
4	0,43	0,41	0,39	
5	0,42	0,40	0,38	
10	0,40	0,38	Шир. п.	

Тип II (рис. 242).

Величина коэффициента m .

i	$\frac{H}{\delta} > 2$	$\frac{H}{\delta} = 2 \div 1$	$\frac{H}{\delta} = 1 \div \frac{1}{2}$	$\frac{H}{\delta} < \frac{1}{2}$
3	0,41	0,39	0,37	Широкий порог
5	0,38	0,37	Шир. п.	
10	0,37	Шир. п.	• •	



Рис. 241.



Рис. 242.

б) Коэффициент затопления σ_n для практических профилей по опытам U. S. Deep Waterway Board и данным Creager'a может быть определен по таблице (рис. 243).

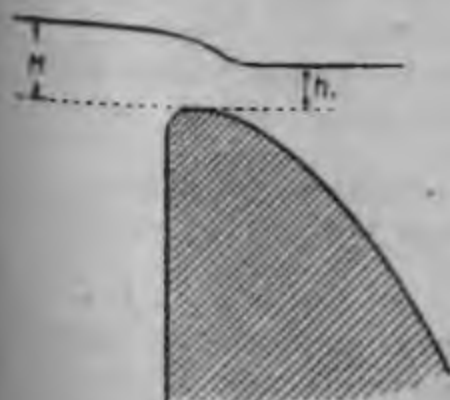


Рис. 243.

Таблица 51
Величина коэффициента σ_n .

$\frac{h_1}{H}$	σ_n	$\frac{h_1}{H}$	σ_n
0	1,000	0,6	0,907
0,1	0,991	0,7	0,856
0,2	0,983	0,8	0,778
0,3	0,972	0,9	0,621
0,4	0,956		
0,5	0,937	1,0	0,000

в) Пролет плотины b в зависимости от действительной ширины водослива b_c , соответствующей сжатой ширине струи, может быть опре-

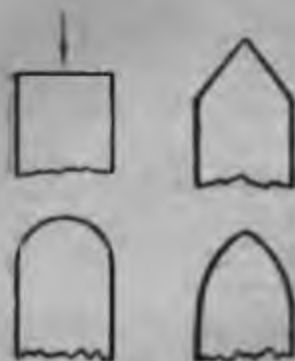


Рис. 244.

делен по формуле Fransls'a с поправкою Steger'a

$$b = b_c + 0,1 \xi n H_0,$$

где n — число сжатий,

ξ — коэффициент формы бычков, а именно по форме (рис. 244):

прямолинейной	$\xi = 1$
полуциркульной или заостренной . .	$\xi = 0,7$
заостренной криволинейно	$\xi = 0,4$

2. Гидравлический профиль плотины.

Основными положениями при проектировании гидравлического профиля водосливных плотин являются:

а) достижение максимального коэффициента расхода воды через гребень плотины;

б) обеспечение прижатия струи к лицевой грани плотины в целях устранения возможности образования вакуума под струей, так как разрежение воздуха с одной стороны оказывает вредное влияние на прочность бетона и с другой увеличивает расчетную нагрузку на плотину.



Рис. 245.

Первое требование удовлетворяется выбором наилучшей формы оголовка плотины, а второе — установлением очертания водосливной грани, засекающей свободно падающую струю при расчетном напоре H на гребне плотины.



Рис. 246.

Отвечающее обоим требованиям очертание гребня плотины может быть найдено, если:

а) определить очертание нижней поверхности струи, свободно переливающейся через водослив с тонкой стенкой;

б) принять форму оголовка по линии нижней поверхности этой струи, чтобы избежать на водосливе добавочных сопротивлений от действия оголовка плотины (рис. 245);

в) придать очертание профилю плотины в нижней части слива (1—2) засекающее свободно падающую струю, в целях обеспечения ее прижатия к телу плотины (рис. 246).

1) Форма струи, переливающейся через водослив с тонкой стенкой, опытным путем была установлена Bazin'ом и другими исследователями, теоретическое решение было дано Boussinesq и в последнее время A. R. Richardson'ом при помощи метода конформных изображений

* Philos. Mag. 40, 1920 г. и Zeitschrift für angewandte Mathematik u. Mechanik, Bd. I.

Для решения задачи Boussinesq (рис. 247) вводит основное предположение, что линии тока на самом гребне плотины изображаются окружностями концентрических кругов, с центром в точке O .



Рис. 247.

Такое предположение устанавливает, что движение на данном участке струйчатое и мало отличающееся от потенциального, почему к нему применимы условия для установившегося плоского безвихревого движения жидкости, вращающейся вокруг оси Z , т. е. точки O (рис. 248).



Рис. 248.

При таком движении для любой точки s круговой линии тока координаты определяются равенствами

$$x = r \cos \varphi \quad \text{и} \quad y = r \sin \varphi,$$

где r — радиус окружности.

Проекции скорости имеют величину

$$u_x = \frac{dx}{dt} = v_r \cos \varphi - r \sin \varphi \cdot \varphi',$$

$$u_y = \frac{dy}{dt} = v_r \sin \varphi + r \cos \varphi \cdot \varphi',$$

где v_r — составляющая скорости по радиусу окружности,

φ' — угловая скорость вращения,

$v = r\varphi'$ — скорость вращения частицы жидкости.

В рассматриваемом случае $v_r = 0$, поэтому компоненты скорости u представятся равенствами

$$u_x = -v \cdot \sin \varphi \quad \text{и} \quad u_y = v \cdot \cos \varphi.$$

Принимая во внимание, что

$$x^2 + y^2 = r^2 \quad \text{и} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x},$$

имеем

$$\frac{\partial r}{\partial x} = \frac{x}{r} = \cos \varphi \quad \text{и} \quad \frac{\partial r}{\partial y} = \frac{y}{r} = \sin \varphi,$$

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = -\frac{y \cos^2 \varphi}{x^2} = -\frac{\sin \varphi}{r} \quad \text{и} \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = \frac{\cos^2 \varphi}{x} = \frac{\cos \varphi}{r}.$$

Так как по основному предположению движение рассматривается как безвихревое, то должно быть соблюдено условие, чтобы угловая скорость вращения частицы жидкости в точке s около мгновенной оси Z , проходящей через эту же точку, была равна нулю, т. е.

$$\omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) = 0.$$

Это равенство, при рассмотрении компонентов скорости u как функций от r и φ , может быть представлено в виде

$$\frac{\partial u_y}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial \varphi} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial y} - \frac{\partial u_x}{\partial \varphi} \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial y} = 0,$$

откуда имеем

$$\frac{\partial v}{\partial r} \cdot \cos^2 \varphi + \frac{v}{r} \sin^2 \varphi + \frac{\partial v}{\partial r} \cdot \sin^2 \varphi + \frac{v}{r} \cos^2 \varphi = 0$$

или

$$\frac{\partial v}{\partial r} + \frac{v}{r} = \frac{1}{r} \left(\frac{\partial v}{\partial r} \cdot r + v \right) = \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial (vr)}{\partial r} = 0,$$

т. е.

$$vr = \text{const.}$$

Пограничные условия дают для скорости v значения * (рис. 249):

а) на верхней поверхности потока

$$v_1 = \sqrt{2g(H-f-e)} \quad \text{при} \quad r=r_1,$$

б) на нижней поверхности потока

$$v_2 = \sqrt{2g(H-f)} \quad \text{при} \quad r=r_2,$$

причем для этих скоростей должно быть соблюдено уравнение

$$v_1 r_1 = v_2 r_2.$$

Вводя обозначение $k = \frac{v_1}{v_2}$ и подставляя значения v_1 и v_2 , уравнение $v_1 r_1 = v_2 r_2$ получаем

$$k = \frac{v_1}{v_2} = \frac{r_2}{r_1 + e} = \frac{\sqrt{2g(H-f-e)}}{\sqrt{2g(H-f)}},$$

откуда можем определить величины e и r_2 , выражая их в функции от k ,

$$e = (H-f)(1-k^2)$$

и

$$r_2 = (H-f)k(1+k).$$

Величину параметра k можно установить, исходя из постулата Bélanger, по которому расход воды на водосливе должен иметь максимальную из возможных величин, т. е., если обозначить расход на единицу ширины водослива через q , — то должно быть соблюдено условие

$$\frac{\partial q}{\partial k} = 0.$$

* Скорости v_1 и v_2 определяются по величине напора H , который исчисляется для водослива с тонкой стенкой от ребра последней.

Расход воды q через данный водослив определяется равенством (рис. 249)

$$q = \int_f^{f+e} v d\zeta^*$$

или
$$q = r_2 \sqrt{2g(H-f)} \int_f^{f+e} \frac{d\zeta}{r_2 - f + \zeta} = r_2 \sqrt{2g(H-f)} \ln \frac{r_2 + e}{r_2}$$

или выражая все величины через параметр k , получаем

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

где коэффициент расхода m равен

$$m = \left(1 - \frac{f}{H}\right)^{\frac{3}{2}} (k + k^2) \ln \frac{1}{k}.$$

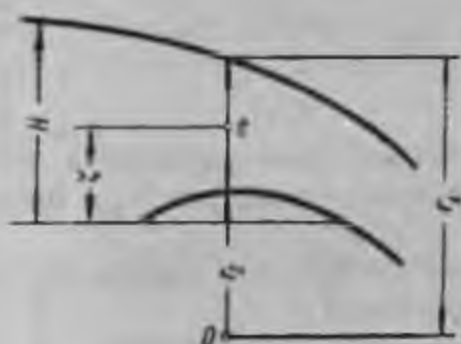


Рис. 249.



Рис. 250.

Максимум расхода воды через водослив q будет иметь место при условии

$$\frac{\partial m}{\partial k} = (1 + 2k) \ln \frac{1}{k} - (1 + k) = 0,$$

откуда значение параметра k определяется равным примерно

$$k \cong 0,47.$$

Имея значение параметра k , можем определить все основные размеры струи:

$$e = 0,78 H \left(1 - \frac{f}{H}\right)$$

$$r_2 = 0,69 H \left(1 - \frac{f}{H}\right).$$

Для вертикальной тонкой стенки и свободной струи по Bazin'у можно принять **

$$\frac{f}{H} \cong 0,11$$

* $v = \frac{v_2 r_2}{r} = \frac{r_2 \sqrt{2g(H-f)}}{r_2 - f + \zeta}.$

** Величина $\frac{f}{H}$ является вообще функцией $\frac{H}{p}$, (p — высота бетонной части щитины), наклона верховой грани и типа струи.

и тогда

$$e \cong 0,69 H$$

$$r_2 \cong 0,61 H$$

$$r_1 \cong 1,30 H,$$

причем коэффициент расхода воды через водослив

$$m = 0,522 \left(1 - \frac{f}{H}\right)^{\frac{3}{2}} \cong 0,435.$$

Таким образом, очертание струи на водосливе с тонкой стенкой представится по прилагаемому рисунку (рис. 250), причем ввиду пропорциональной зависимости всех размеров струи от H можно привести координаты, определяющие форму струи, к величине $H=1$.

При наличии подходной скорости следует полагать вместо H значение H_0 — полного напора, равного

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g},$$

где v_0 — скорость подхода воды.

2) Форма струи ниже водослива может быть определена по уравнению параболы для оси струи, как свободно падающей, при начальной скорости v_e .

Для определения уравнения оси струи необходимо сперва установить

положение фиктивной точки приложения средней скорости в сечении струи на водосливе (рис. 251).

Координата ζ_0 , определяющая точку O , может быть найдена из условия

$$\zeta_0 = \frac{\int v \zeta d\zeta}{\int v d\zeta},$$

Рис. 251.

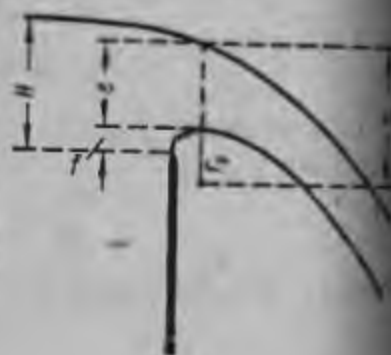


Рис. 252.

причем интегралы должны быть взяты по всей высоте сечения струи e .

Так как (рис. 252) из вышеизложенных решений скорость v равна

$$v = \frac{r_2 \sqrt{2g(H-f)}}{r_2 - f + \zeta},$$

то величина координаты ζ_0 , определяющей положение точки приложения средней скорости, представится в виде

$$\zeta_0 = \frac{\int_f^{e+f} \frac{\zeta d\zeta}{r_2 - f + \zeta}}{\int_f^{e+f} \frac{d\zeta}{r_2 - f + \zeta}} = \frac{e}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} - (r_2 - f),$$

где r_1 и r_2 — радиусы линий тока верхней и нижней струек на водосливе,

f — стрелка нижней образующей струи.

Принимая во внимание, что для водослива с тонкою стенкою

$$\begin{aligned} e &= 0,69 H & r_2 &= 0,61 H \\ r_1 &= 1,30 H & f &= 0,11 H, \end{aligned}$$

получаем координату ζ , определяющую положение оси струи на водосливе, равною

$$\zeta_0 = \left(\frac{0,69}{\ln 2,13} - 0,50 \right) H = 0,41 H$$

или расстояние от стрелки струи (рис. 253)

$$y_1 = \zeta_0 - f = 0,30 H.$$

Так как высота сечения струи на водосливе $e = 0,69 H$, то точка оси струи находится ниже середины сечения ее, на расстоянии $0,435 e$ от гребня. *

Величина средней скорости в сечении на водосливе определится из уравнения

$$v_e = \frac{q}{e} = \frac{m \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}}{e},$$

Рис. 253.

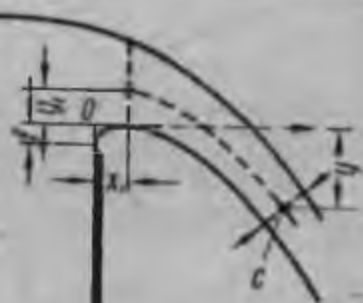


Рис. 254.

где m — коэффициент расхода, равный 0,435,
 e — высота сечения струи, равная $0,69 H$,
откуда средняя скорость равна

$$v_e = 0,63 \sqrt{2gH}.$$

Переходя к установлению уравнения оси струи, свободно падающей с водослива, примем координатные оси XOY и координаты вершины параболы (рис. 254)

$$x_1 = 0,25 H^{**} \quad \text{и} \quad y_1 = 0,30 H.$$

Уравнения движения частицы воды по оси струи представятся в зависимости от параметра времени t в виде равенств

$$x - x_1 = v_e \cdot t$$

$$y + y_1 = \frac{gt^2}{2},$$

* Интересно, что для Днепровской плотины В.Т. Бовинным другим методом было определено это расстояние в $0,43 e$.

** Из опытов Bazin'a.

а уравнение траектории движения или оси струи характеризуется равенством

$$(x - x_1)^2 = \frac{2v_e^2}{g}(y + y_1).$$

Подставляя значения для x_1 и y_1 , а также для v_e , получаем окончательно уравнение струи в виде

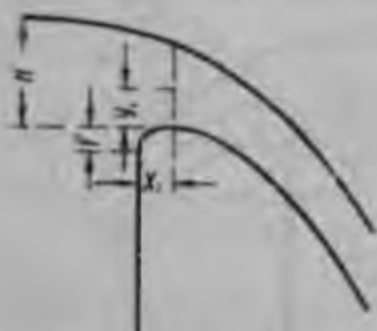
$$(x - 0,25 H)^2 = 1,6 H(y + 0,3 H)$$

при ее толщине c , равной примерно

$$c \cong \frac{q}{\sqrt{2g(y + H - f)}}.$$

3) Теоретическое построение гидравлического профиля плотины

Для профиля водослива практической формы (рис. 255) напор на водосливе исчисляется обычно от верхней точки оголовка плотины, по этому все размеры, характеризующие струю, свободно падающую с водослива, * представятся в следующем виде:



$$e = 0,775 H \quad x_1 = 0,28 H$$

$$f = 0,124 H \quad y_1 = 0,34 H \text{ или } 0,435 H$$

Средняя скорость в сечении e определится величиною

$$v_e = 0,67 \sqrt{2gH}.$$

Рис. 255.

Уравнение оси свободно падающей с водослива струи представится приблизительно в виде выражения

$$(x - 0,28 H)^2 = 1,8 H(y + 0,34 H)$$

при толщине струи примерно

$$c \cong \frac{q}{\sqrt{2g(H + y)}}.$$

Расход воды через водослив практической формы, очерченной по нижней поверхности струи, протекающей через водослив с тонкой стенкой, представится формулою

$$q = m_r \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}},$$

где

$$m_r = \frac{0,435}{\frac{3}{2}} = 0,52^{**}$$

* Водослива с тонкой стенкой или очерченного по форме нижней поверхности свободно падающей струи.

** Величина коэффициента расхода m_r для плотины р. Днепра тоже колеблется около 0,52. См. Б. Т. Бовин. Материалы к проекту проф. И. Г. Александра.

без учета сопротивлений на гребне и

$$m_r = 0,48 \div 0,49$$

при учете последних.

При наличии скорости подхода v_0 вместо H надлежит в формулах принимать полный напор

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$$

На основании этих данных можно построить теоретически форму струи и очертить водосливную грань плотины, обеспечивая отсутствие вакуума под струей. Для достижения последней цели следует устранить возможность свободного падения струи ниже водослива, устроив поверхность слива внутри теоретической формы падающей струи.

Толщину ниспадающей по сливной грани плотины воды можно примерно определить по формуле

$$c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H_0 + y)}}$$

где φ — скоростной коэффициент, $\varphi \cong 0,95$.

4) Практическое построение гидравлического профиля водосливных плотин обычно выполняется по данным Steager'a, который, не подтверждая свои выводы теорией, дал на основании опытов Bazin'a и других координаты для построения гидравлического профиля плотины при напоре, равном $H_0 = 1$, в табличной форме, приводимой ниже.

а) Первый тип водослива (рис. 256), характеризуемый тем, что верховая грань плотины непосредственно примыкает к кривой оголовка.

Таблица 52

x	y		
	Кривая очертания кладки	Очертание струи	
		внешнее	внут- реннее
0,0	0,126	— 0,831	0,126
0,1	0,036	— 0,803	0,036
0,2	0,007	— 0,772	0,007
0,3	0,000	— 0,740	0,000
0,4	0,007	— 0,702	0,007
0,6	0,060	— 0,620	0,063
0,8	0,142	— 0,511	0,153
1,0	0,257	— 0,380	0,267
1,2	0,397	— 0,219	0,410
1,4	0,565	— 0,030	0,590
1,7	0,870	0,305	0,920
2,0	1,22	0,693	1,31
2,5	1,96	1,50	2,10
3,0	2,82	2,50	3,11
3,5	3,82	3,66	4,26
4,0	4,93	5,00	5,61
4,5	6,22	6,54	7,15



Рис. 256.

Очертание этого типа водослива плотины можно дать построением коробовой кривой из ряда окружностей, радиусы и координаты центров которых для напора на водосливе $H_0 = 1$ приводятся в таблице 53 и на схеме (рис. 257).

Таблица 53

№	Радиусы R	Координаты центра	
		x	y
1	0,352	—0,27	0,352
2	0,917	—0,27	0,917
3	2,600	0,336	2,487
4	14,093	9,336	9,635
5	20,846	15,246	12,901

б) Второй тип водослива (рис. 258), характеризуемый тем, что верховая грань имеет скос под углом примерно 45° , грань которого и соприкасается с кривой оголовка водослива. Это очертание верхней части плотины считается благоприятным для улучшения пропуска льда через водослив.

Таблица 54

x	y		
	Кривая кладки	Очертание струи	
		внешнее	внут- реннее
0,0	0,043	—0,781	0,043
0,1	0,010	—0,756	0,010
0,2	0,000	—0,724	0,000
0,3	0,005	—0,689	0,005
0,4	0,023	—0,648	0,023
0,6	0,090	—0,552	0,090
0,8	0,189	—0,435	0,193
1,0	0,321	—0,293	0,333
1,2	0,480	—0,120	0,500
1,4	0,665	—0,075	0,700
1,7	0,992	0,438	1,05
2,0	1,377	0,860	1,47
2,5	2,14	1,71	2,34
3,0	3,06	2,76	3,39
3,5	4,08	4,00	4,61
4,0	5,24	5,42	6,04
4,5	6,58	7,07	7,61



Рис. 258.

При очень высоких плотинах за кривым очертанием водосливной части перед сопряжением с водоемом, делается прямая вставка, построение которой следует выполнять на основании статических условий проектирования плотины, т. е. по условиям расчета ее на устойчивость и прочность.

Пользуясь выведенными для глухих плотин треугольного профиля соотношениями, можно определить величину размера b — основания

плотины—в зависимости от общей фиктивной высоты плотины ($p + H_0$) построить треугольный профиль acd с его наклонною гранью ac (рис. 259).

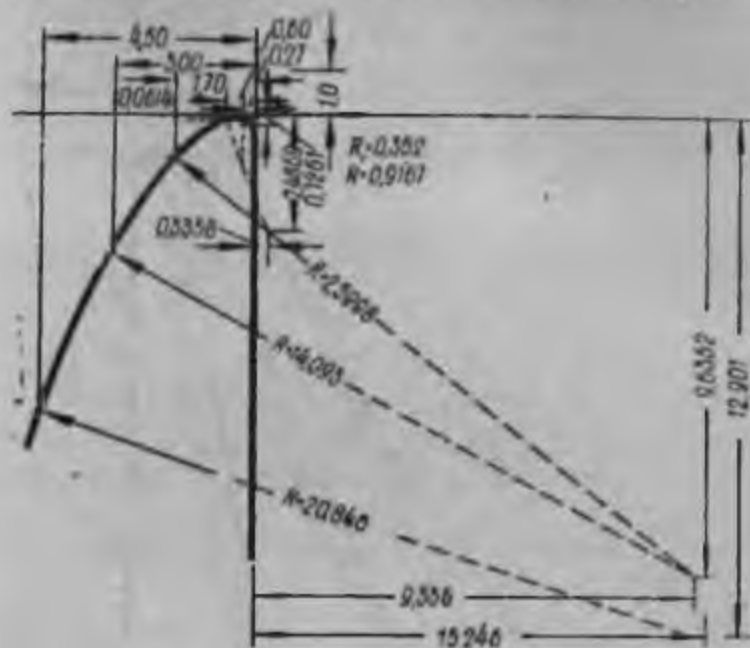


Рис. 257.

Проводя из точки c прямую или кривую, касательную к криволинейному очертанию водослива, получим профиль водосливной плотины.

В самой нижней части плотины сопряжение водосливной грани плотины с водобоем обычно выполняется при помощи кривой кругового



Рис. 259.

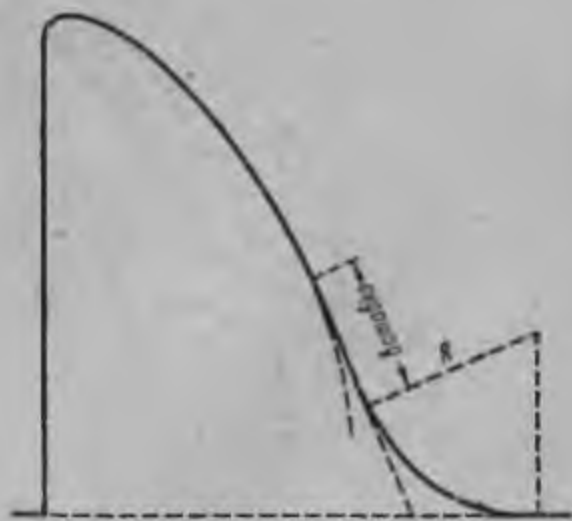


Рис. 260.

очертания. Эта кривая касательна с одной стороны к кривой слива или к прямой вставке на грани плотины и с другой стороны — к очертанию водобойной части плотины (рис. 260).

Величины радиусов сопрягающих окружностей принимаются в зависимости от высоты плотины p^* и могут быть ориентировочно взяты из таблицы 55.

Профиль водосливной плотины с прямою вставкою.



Рис. 261.

Профиль водосливной плотины без вставки.



Рис. 262.

таблицы 55, в которой указаны данные для разной высоты H напора водослива.

* Высота плотины обозначена через p , так как это принято в гидравлических расчетах.

$\frac{H}{p}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

в) Примеры гидравлических профилей высоких бетонных водосливных плотин приводятся в качестве иллюстрации изложенных приемов построения очертания сливной грани высоких водосливных плотин, причем можно различать два основных профиля водосливных плотин, как типовых, а именно:

1) профиль плотины с прямою вставкою в очертании сливной грани,

2) профиль плотины без прямой вставки в очертании сливной грани,

каковые типы плотин и показаны на прилагаемых схемах (рис. 261 и 262).

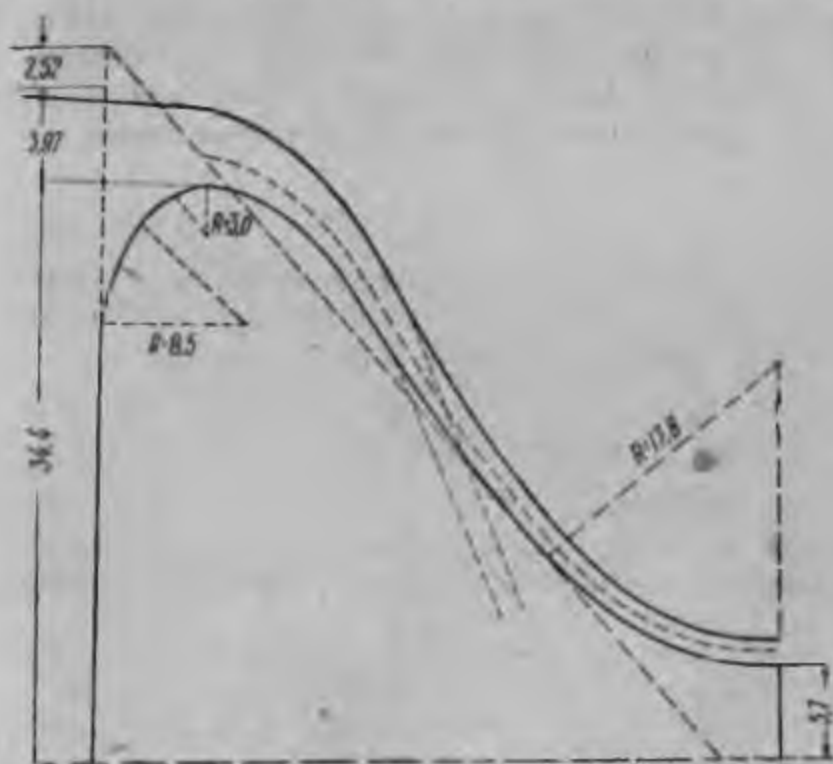


Рис. 263.

В дополнение показаны профили двух существующих плотин, а именно северо-американской Shaughnessy dam (рис. 264), построенной для гор. Columbus, и на р. Ohio (рис. 265), а также третьей нашей плотины, изображенной на рис. 263.

плотины на грунте, так же как это было показано для расчета глухих плотин.

По установлении размера ширины основания b можно построить трапециевидальный профиль плотины и приступить к проверке прочности тела.



Рис. 266.



Рис. 267.

плотины, что выполняется приближенным способом, пользуясь выводами из теории упругости, или точным методом с полным применением теории упругости.

1) Внешние силы для водосливной плотины высотой y_1 (рис. 268) состоят из следующих нагрузок:

а) давления воды на верховую грань, равного

$$E = \frac{1}{2} \gamma_0 y_1 (2H + y_1),$$

б) собственного веса плотины, равного

$$Q = \gamma_1 y \operatorname{tg} \alpha (H + \frac{1}{2} y_1),$$

где γ_1 — вес куб. м бетонной кладки,
 y_1 — высота плотины до рассматриваемого шва,

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{h},$$

b — ширина основания,

$h = (H + p)$ — высота плотины треугольного профиля;



Рис. 268.

в) давления льда на гребень плотины F , которое принимается во внимание лишь в случае возможности понижения горизонта воды верхнего бьефа до уровня гребня в зимнее время.

2) Элементарный способ проверки прочности тела плотины состоит в разделении плотины по высоте на отдельные слои и в установлении для каждого шва:

а) коэффициента устойчивости на опрокидывание,

б) " " " скольжение,

в) положения по шву точки приложения равнодействующей внешних сил до рассматриваемого шва,

г) определения величины напряжений для точек шва у верховой и низовой граней,

д) определения наибольшего сжимающего напряжения у низовой грани по формуле

$$\sigma_1 = \sigma (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha),$$

причем все установленные величины коэффициентов устойчивости и величины напряжений не должны превосходить допускаемых норм.

3) Приближенный метод проверки прочности тела плотины, с применением теории упругости, состоит в решении плоской задачи для фиктивного треугольного профиля плотины высотой h с последующим учетом элементарным способом влияния перехода к телу водосливной плотины трапецидального профиля.

При определении напряженного состояния тела плотины треугольного профиля было доказано, что нормальные напряжения в горизонтальных швах тела (рис. 269) плотины, при нагрузке давлением воды и собственным весом, распределяются по закону прямой линии и для любой точки равны

$$\sigma_x = -\gamma_0 y$$

$$\sigma_y = (\gamma_1 \operatorname{ctg} \alpha - 2\gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha) x + (\gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1) y$$

и касательное напряжение

$$\tau = -\gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha \cdot x,$$

где α — угол при вершине треугольного профиля,

γ_1 и γ_0 — вес куб. метра кладки и воды,

x и y — координаты точки, для которой определяются напряжения.

Нормальные напряжения σ_y в горизонтальных швах у верховой грани равны

$$\sigma_v = (\gamma_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha - \gamma_1) y$$

и касательные

$$\tau_v = 0.$$

Нормальные напряжения σ_y у низовой грани

$$\sigma_n = -\gamma_0 y \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

и касательные

$$\tau_n = -\gamma_0 y \operatorname{ctg} \alpha.$$

Наибольшие главные напряжения у низовой грани, направленные по ней (рис. 270), равны

$$\sigma_1 = \sigma_n (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

* Формула эта правильна для треугольного профиля, но ее принимают приблизительно и для трапецидального профиля.



Рис. 269.



Рис. 270.

Главные касательные напряжения у низовой грани

$$\tau_n = \frac{1}{2} \sigma_n (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

Для перехода к трапецидальному профилю в полученные напряжения необходимо ввести поправки, а именно по причине:

а) уменьшения веса бетонной кладки в теле плотины на

$$P = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha;$$

б) уменьшения величины давления воды на верховую грань на

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2.$$

Эти поправки, ввиду незначительного их влияния на результат решения задачи, вводятся обычно элементарным путем:

а) Поправка от уменьшения веса бетонной кладки в теле плотины выражается для нормальных напряжений σ_y в точках на верховой грани

$$\sigma_n' = \frac{2P}{y \operatorname{tg} \alpha} \left(2 - \frac{H}{y} \right),$$

и на низовой грани

$$\sigma_n'' = -\frac{2P}{y \operatorname{tg} \alpha} \left(1 - \frac{H}{y} \right),$$

причем касательные напряжения можно оставить без изменения.

б) Поправка от уменьшения давления воды на плотину для нормальных напряжений σ_y в точках на верховой грани

$$\sigma_n'' = -\frac{6M}{y^2} \operatorname{ctg}^2 \alpha,$$

и на низовой грани

$$\sigma_n'' = \frac{6M}{y^2} \operatorname{ctg}^2 \alpha,$$

где величина момента M для сечения, отстоящего от вершины треугольного профиля на расстоянии y (рис. 271), определяется равною

$$M = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 \left(y - \frac{2}{3} H \right).$$

Касательные напряжения, предполагая их распределенными на длине y по закону треугольника, имеют поправку на низовой грани

$$\tau_n'' = \frac{2E_1}{y} \operatorname{ctg} \alpha.$$

Результирующие прибавочные поправки для нормальных напряжений получаются



Рис. 271.

на верховой грани



Рис. 272.

$$\Delta\sigma_n = \frac{\gamma_1 H^2}{y} \left(2 - \frac{H}{y} \right) - \frac{3\gamma_0 H^2}{y^2} \left(y - \frac{2}{3} H \right) \operatorname{ctg}^2 \alpha,$$

на низовой грани

$$\Delta\sigma_n = -\frac{\gamma_1 H^2}{y} \left(1 - \frac{H}{y} \right) + \frac{3\gamma_0 H^2}{y^2} \left(y - \frac{2}{3} H \right) \operatorname{ctg}^2 \alpha$$

и для касательных на низовой грани

$$\Delta\tau_n = \frac{\gamma_0 H^2}{y} \operatorname{ctg} \alpha.$$

Аналогично можно вывести поправки и для случая, если вершина треугольного профиля не совпадает с расчетным горизонтом воды (рис. 272).

4. Точный метод расчета плотины трапециевидальной формы

Точный метод расчета плотины трапециевидального профиля основывается на задаче теории упругости, интересно решенной проф. Б. Г. Галеркиным.

Плотину трапециевидального профиля, нагруженную силами по границе, можно заменить тремя упругими системами (плотин треугольного профиля), по сложению результатов решений которых и получаются общие выражения для напряжений в плотине трапециевидального профиля.

Для установления картины плоского напряженного состояния упругого тела при какой-либо нагрузке достаточно иметь аналитическое выражение функции напряжений $Airy$ в координатах x и y , каковые для трех рассматриваемых случаев нагрузки плотин треугольного профиля и приводятся ниже.

а) Плотина треугольного профиля, подверженная действию сил по грани плотины (рис. 273).

Напряженное состояние для этого случая нагрузки треугольного случая характеризуется функцией напряжений

$$\varphi_1 = F(x, y),$$

отвечающей решению подобных задач М. Levy.

Выражение функции $F(x, y)$ изменяется в зависимости от рода нагрузки, так:

для равномерной нагрузки q по вертикальной грани

$$\varphi_1 = F(x, y) = \frac{q}{2(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[xy - y^2 \operatorname{tg} \alpha + (x^2 + y^2) \alpha - (x^2 + y^2) \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x}{y} \right],$$

для нагрузки распределенной по закону треугольника $q = \gamma_0 y$

$$\varphi_1 = F(x, y) = -\frac{\gamma_0}{6} [2x^2 \operatorname{ctg}^2 \alpha - 3x^2 y \operatorname{ctg}^2 \alpha + y^3];$$

б) плотина треугольного профиля, подверженная действию силы S , * приложенной к вершине треугольника (рис. 274).

Для рассматриваемого случая напряженное состояние характеризуется функцией напряжений, имеющей вид

$$\varphi_2 = (Ax + By) \operatorname{arctg} \frac{x}{y},$$

где коэффициенты A и B равны

$$A = S \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha}$$

$$B = S \cdot \frac{\alpha + 0,5 \sin 2\alpha}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha},$$

что отвечает решению этой задачи;

в) плотина треугольного профиля, подверженная действию момента M_0 , приложенного к вершине треугольника (рис. 275).



Рис. 273.



Рис. 274.



Рис. 275.

Напряженное состояние тела плотины характеризуется функцией напряжений

$$\varphi_3 = c \left[\frac{y^2 - x^2}{y^2 + x^2} \sin \alpha - 2 \frac{xy}{x^2 + y^2} \cos \alpha + 2 \cos \alpha \cdot \operatorname{arctg} \frac{x}{y} \right],$$

где коэффициент c равен

$$c = \frac{M_0}{2 [\sin \alpha - \alpha \cos \alpha]}.$$

Общее выражение для функции напряжений φ можно представить, соединяя все три случая нагрузок в виде выражения

$$\begin{aligned} \varphi(x, y) = \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 = F(x, y) + S \cdot \frac{x \cdot \sin^3 \alpha + y \left[\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right]}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha} \operatorname{arctg} \frac{x}{y} + \\ + \frac{M_0}{2 [\sin \alpha - \alpha \cos \alpha]} \left[\frac{y^2 - x^2}{y^2 + x^2} \sin \alpha - 2 \frac{xy}{y^2 + x^2} \cos \alpha + 2 \cos \alpha \operatorname{arctg} \frac{x}{y} \right]. \end{aligned}$$

* Величина этой силы равна нагрузке на грань верхней фиктивной части треугольного профиля с обратным знаком.

Напряжения в любой точке x и y могут быть определены по функции напряжений φ , а именно *



Рис. 276.

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}$$

$$\tau = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}$$

Для частных случаев нагрузок трапецеидального профиля можно дать следующие окончательные решения для нормальных и касательных напряжений в любой точке.

1. Действие нагрузки давления воды.

Нагрузка давления воды (рис. 276) может быть разложена на две системы нагрузок, а именно:

а) равномерная нагрузка по верховой грани плотины интенсивностью q , для которой напряжения в любой точке будут иметь значения

$$\begin{aligned} \sigma_x = & \frac{q}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[-\operatorname{tg} \alpha + \alpha - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} \right] - \\ & - \frac{2qH}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{x^3}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] + \\ & + \frac{qH^2}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{x^2 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{4x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_y = & \frac{q}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\alpha - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} \right] - \\ & - \frac{2qH}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] - \\ & - \frac{qH^2}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{y^2 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha + \frac{2xy (y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau = & -\frac{qx^2}{(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)(x^2 + y^2)} - \\ & - \frac{2qH}{\alpha^2 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] + \\ & + \frac{qH^2}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{2xy (y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{x^2 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right]. \end{aligned}$$

б) треугольная нагрузка по верховой грани интенсивностью $q_0 = \gamma_0 (y - H)$, для которой напряжения в любой точке будут иметь значения

* Без учета собственного веса.

$$\sigma_x = -\gamma_0 y - \frac{\gamma_0 H}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[-\operatorname{tg} \alpha + \alpha - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x}{y} + \frac{xy}{(x^2 + y^2)} \right] +$$

$$+ \frac{\gamma_0 H^3}{\alpha^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{x^3}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] -$$

$$- \frac{\gamma_0 H^3}{3(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{x^3 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{4x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$

$$\sigma_y = -2\gamma_0 x \operatorname{ctg}^2 \alpha + \gamma_0 y \operatorname{ctg}^2 \alpha -$$

$$- \frac{\gamma_0 H}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\alpha - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} \right] +$$

$$+ \frac{\gamma_0 H^3}{\alpha^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] +$$

$$+ \frac{\gamma_0 H^3}{3(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{y^3 (3x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha + \frac{2xy(y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$

$$\tau = \gamma_0 x \operatorname{ctg}^2 \alpha + \frac{\gamma_0 H}{2(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[1 + \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)} \right] + \frac{\gamma_0 H^3}{(\alpha^3 - \sin^2 \alpha)} \times$$

$$\times \left[\frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{yx^2}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] -$$

$$- \frac{\gamma_0 H^3}{6(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{4xy(y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{2y^2(3x^2 + y^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$



Рис. 277.

2) Действие собственного веса плотины (рис. 277).

Напряжения в плотине трапецидального сечения от действия собственного веса плотины, при весе куб. метра бетонной кладки γ_1 , могут быть определены по формулам

$$\sigma_x = \frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha}{\alpha^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) - \frac{x^3}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha \right] -$$

$$- \frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{3(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{x^3 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{4x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$

$$\sigma_y = \gamma_1 [x \operatorname{ctg} \alpha - y] +$$

$$+ \frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha}{\alpha^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) - \frac{y^2 x}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha \right] +$$

$$+ \frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{3(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{y^3 (3x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha - \frac{2xy(x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$

$$\tau = -\frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg} \alpha}{\alpha^3 - \sin^2 \alpha} \left[-\frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) + \frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha \right] -$$

$$- \frac{\gamma_1 H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{6(\operatorname{tg} \alpha - \alpha)} \left[\frac{4xy(y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^2} \operatorname{tg} \alpha + \frac{2x^2(x^2 - 3y^2)}{(x^2 + y^2)^2} \right]$$

3) Действие давления ледяного покрова.

Действие силы F давления ледяного покрова (рис. 278) на плотину трапециевидальной формы может быть учтено определением напряжений в любой точке тела плотины по следующим формулам:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{2F}{a^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{x^2}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] - \\ &\quad - \frac{2FH}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{x^3 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^3} \operatorname{tg} \alpha - \frac{4x^2 y}{(x^2 + y^2)^3} \right] \\ \sigma_y &= \frac{2F}{a^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{y^2}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{y^2 x}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] + \\ &\quad + \frac{2FH}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{y^3 (3x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^3} \operatorname{tg} \alpha + \frac{2xy (y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^3} \right] \\ \tau &= \frac{2F}{a^3 - \sin^2 \alpha} \left[\frac{y^3 x}{(x^2 + y^2)^2} \sin^2 \alpha - \frac{yx^3}{(x^2 + y^2)^2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) \right] - \\ &\quad - \frac{2FH}{\operatorname{tg} \alpha - \alpha} \left[\frac{2xy (y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^3} \operatorname{tg} \alpha - \frac{x^3 (3y^2 - x^2)}{(x^2 + y^2)^3} \right].\end{aligned}$$

Суммированием напряжений от разного рода нагрузок на плотину трапециевидального профиля получаем окончательные нормальные и касательные напряжения в любой точке профиля плотины, исчисленные по точному методу теории упругости.*

Напряжения в точках на верховой грани определяются из общих выражений напряжений при координатах $x=0$ и $y \neq 0$, а на низовой грани при $x=y \operatorname{tg} \alpha$.

Главные нормальные напряжения в любой точке тела плотины определяются по формуле

$$\sigma_1 \text{ и } \sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}.$$

Главные касательные напряжения определяются по формуле

$$\tau_3 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

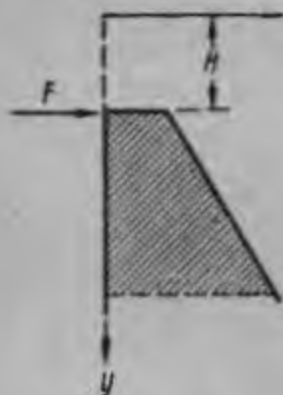


Рис. 278.

По получении всех данных может быть представлена картина напряженного состояния тела изображением:

а) траекторий главных нормальных напряжений, характеризуемых как две системы кривых линий, ортогональных между собою, касательные к которым дают направление главных напряжений;

б) траекторий главных скалывающих напряжений, характеризуемых как две системы кривых, касательные к которым дают направление главных скалывающих напряжений.

Порядок построения этих кривых указан при рассмотрении расчета глухих бетонных плотин.

* См. таблицы для расчета. Изд. Л. института сооружений.

5. Водобойная часть водосливной плотины.

Форма водобойной части водосливной плотины в значительной степени диктуется условиями сопряжения переливающейся через водослив струи с нижним бьефом (рис. 279).

В зависимости от высоты плотины и условий истечения воды через водослив и движения ее в нижнем бьефе, на водобое может получиться спокойное сопряжение струи с нижним бьефом или в виде прыжка, который может быть в двух состояниях, а именно отогнанный или затопленный, и разнообразной формы: крутым и коротким, длинным и пологим, с одним заметным вальцом или несколькими (рис. 280).

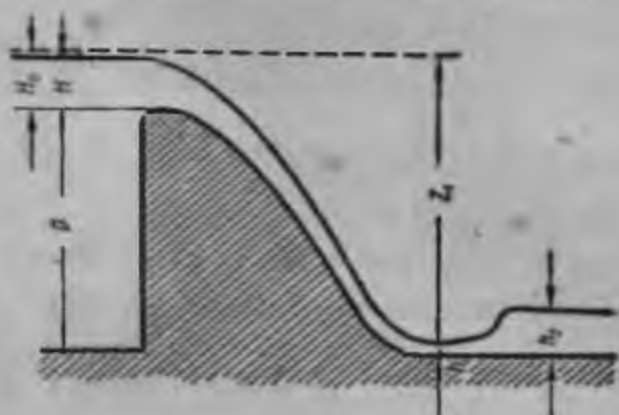


Рис. 279.

Картина прыжка отличается бурным характером и турбулентностью режима потока, в котором вихри то образуются, то исчезают; не изменяется лишь вся картина прыжка в целом, хотя сам прыжок движется то вперед, то назад.

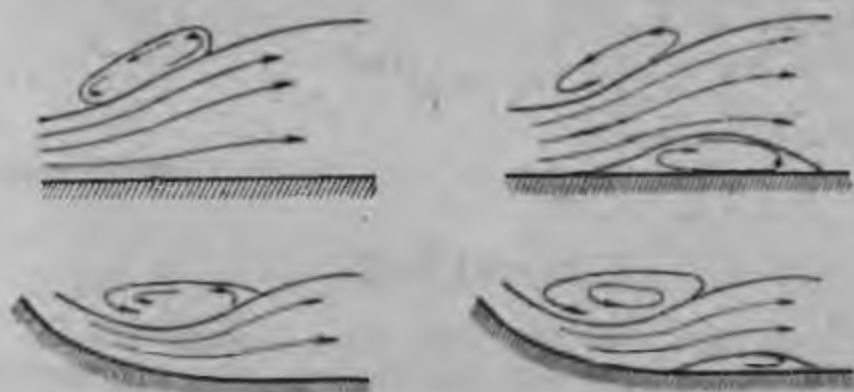


Рис. 280.

Основные элементы прыжка и его состояние, т. е. будет ли прыжок отогнанным или затопленным, можно установить аналитически, но расположение его вихрей возможно получить лишь лабораторным путем.

а) Форма переливающейся струи в пределах водобоя может быть определена при установленных уже размерах поперечного профиля плотины и при наличии установленных: 1) величины полного напора на водосливе H_0 и 2) глубины нижнего бьефа на водобое плотины t .

Расход воды на пог. метр гребня плотины, при напоре на водосливе плотины H и подходной скорости v_0 определится *

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

Водослив рассматривается незатопленным.

где m — коэффициент расхода воды,

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}.$$

Скорость течения воды в наиболее сжатом сечении может быть установлена при перепаде

$$z_1 = H_0 + p - h_1$$

по формуле

$$v = \varphi \sqrt{2gz_1} = \varphi \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)},$$

где φ — коэффициент скорости,

h_1 — глубина в месте наибольшего сжатия струи.

Из условия постоянства расхода

$$q = vh_1 = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}$$

можно подбором определить глубину h_1 .

При значении h_1 меньше критической глубины на водобое может образоваться прыжок, каковое условие аналитически можно представить условием

$$h_1 < h_{кр}.$$

Критическая глубина для прямоугольного русла, как известно, определяется из выражения

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

где α — корректив скорости,

q — расход на единицу ширины отверстия плотины, равный

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

Из этих двух последних уравнений легко находим условие, при котором может образоваться прыжок на водобойной части водосливных плотин

$$h_1 \leq h_{кр} = H_0 \sqrt[3]{2\alpha m^2} \cong 0,74 H_0^*.$$

Принимая во внимание, что глубина сжатого сечения определяется из уравнения

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}$$

и

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

можем вывести заключение, что h_1 может быть менее критической глубины при значении p высоты тела плотины

$$p > \frac{m^2}{\varphi^2 h_1^3} H_0^3 - H_0 + h_1, **$$

* При $\alpha = 1,0$ и $m \cong 0,45$.

** После подстановки $h_1 = h_{кр} = 0,74 H_0$.

или приблизительно

$$p > 0,13H_0,$$

т. е. условие образования прыжка при отсутствии нижнего бьефа почти всегда имеет место.

Высоту прыжка можно определить по уже установленной глубине h_1 , для которой сопряженная глубина h_2 (рис. 281) может быть исчислена по известной формуле

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_1^3}} - 1 \right], \quad (1)$$

где α — корректив скорости, учитывающий неравномерность распределения скоростей по поперечному сечению потока,

h_1 — глубина, определяемая подбором из уравнения

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}. \quad (2)$$

Пренебрегая для простоты решения задачи единицу под корнем в уравнении (1) и величиною h_1 под корнем в уравнении (2), получим упрощенную формулу для определения сопряженной глубины h_2 в виде

$$h_2 = aH_0 \left(\sqrt{1 + \frac{p}{H_0}} - \sqrt{\frac{b}{1 + \frac{p}{H_0}}} \right),$$

где

$$a = 2m \sqrt{\frac{\varphi}{m}}$$

$$b = \frac{1}{4\varphi \sqrt{\frac{\varphi}{m}}},$$



Рис. 281.

причем, например, при $\varphi = 0,95$ и $m = 0,48$ формула получает вид

$$h_2 = 1,35 H_0 \left(\sqrt{1 + \frac{p}{H_0}} - \sqrt{\frac{0,187}{1 + \frac{p}{H_0}}} \right).$$

б) Форма сопряжения переливающейся через водослив струи с нижним бьефом определяется в зависимости от глубины нижнего бьефа t и может представиться в двух основных состояниях:

1. Покрытого, затопленного прыжка (рис. 282).

2. Отогнутого прыжка (рис. 283).

Затопленная струя представляет наилучший вид сопряжения струй на водобойной части плотины, так как при наличии отогнутого прыжка имеют место большие скорости на участке струи от подошвы плотины до прыжка, а также вихри, водовороты и вакуумные явления, способствующие разрушению сооружения.

* Формула дана и проверена инж. Грицуком на опытах.

Примерами такого вредного воздействия отогнанного прыжка могут служить водоспуск на Вильсоновской плотине на р. Тенесси, где струя с отогнанным прыжком разрушила скалистое дно, вырывая глыбы до 200 т.

Критерием, когда струя с отогнанным прыжком имеет место, по Bazin'у является величина относительного перепада

$$\frac{z}{p} > 0,7,$$

где величина

$$z = H_0 + p - t.$$

По Бахметеву это отношение является переменным и критическое его значение $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ представляется функцией нескольких величин, а именно:

φ — скоростного коэффициента,
 m — коэффициента расхода через водослив и
 $\frac{H_0}{p}$ — отношения, где p высота плотины и H_0 — полный напор на водосливе.



Рис. 282.



Рис. 283.

Например, в обычных случаях $\varphi = 0,95$, $m = 0,45$ величина отношения $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ выражается в следующих числовых значениях:

$\frac{H_0}{p} = 1,0$	$\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0,7$
" 0,5	" 0,74
" 0,3	" 0,77

и при стремлении $\frac{H_0}{p}$ к 0 $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ стремится к 1,0.

Эти данные Бахметевым представлены в виде графика, по которому, однако, значения $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ в области $\left(\frac{H_0}{p}\right)$ менее 0,3 можно определить лишь с большим приближением.

Во всяком случае из этих условий видно, что при

$$\frac{z}{p} = \frac{H_0 + p - t}{p} = 1 - \frac{t - H_0}{p} < 0,7$$

отогнутого прыжка не будет при наличии глубины в нижнем бьефе

$$t \geq H_0 + 0,3 p.$$

Более простым критерием о форме сопряжения струи с нижним бьефом может служить условие

$$t \geq h_2,$$

причем при $t > h_2$ прыжок затопленный, и при $t < h_2$ прыжок отогнутый.

в) Определение элементов отогнутого прыжка.

Для установления картины сопряжения, образующей на водобое отогнутый прыжок струи с нижним бьефом (рис. 284) необходимо, во-первых, определить глубину в месте прыжка h_2' и, во-вторых, расстояние l от наиболее сжатого сечения до прыжка.

Глубина h_2' может быть исчислена, как величина сопряженная с глубиной нижнего бьефа t , а именно по формуле

$$h_2' = \frac{t}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8zq^2}{gt^3}} - 1 \right],$$

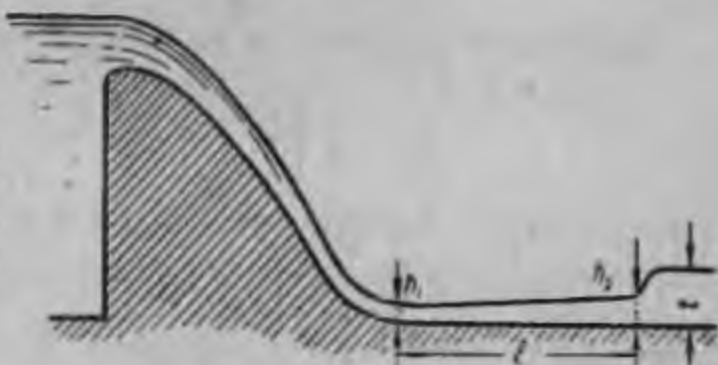


Рис. 284.

где q — расход через водослив плотины на пог. единицу его длины.

Расстояние l от наиболее сжатого сечения струи до прыжка определится выражением интеграла дифференциального уравнения неравномерного движения, например, по Bresse'у

$$l = \frac{h_0}{i_0} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - \left(1 - \frac{\alpha C_0^2 i_0}{g} \right) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\},$$

где

C_0 — коэффициент Шези, определяемый, например, по формуле Bazin'a

$$C_0 = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$

i_0 — уклон потока ниже плотины,

γ — коэффициент шероховатости поверхности водобоя,

h_0 — нормальная глубина потока, в данном случае $h_0 \cong t$,

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0},$$

$$\eta_2 = \frac{h_2'}{h_0},$$

$\varphi(\eta_1)$ и $\varphi(\eta_2)$ — величины функции, определяемые по соответствующим таблицам.

Исследование формулы для определения расстояния l показывает значительное влияние на длину l шероховатости водобоя.

Например, при данных высоте плотины $p=9$ м, глубине нижнего бьефа $t=3$ м, напоре $H=3$ м, расходе воды $q=10,3$ м³/сек, имеющее следующее решение задачи при разных величинах коэффициента шероховатости водобоя γ (рис. 285).

1) При коэффициенте шероховатости $\gamma=4$ получаем из формулы расхода воды через наиболее сжатое сечение

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2gz_1} = \varphi h_1 \sqrt{2g(H+p-h_1)}$$

и при коэффициенте скорости $\varphi=0,95$ значение для глубины

$$h_1 = 0,75 \text{ м.}$$

Сопряженная глубина для h_1 определится из формулы

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] \cong 5,1 \text{ м} > t,$$

т. е. при глубине нижнего бьефа $t=3$ м прыжок получится отогнанным.

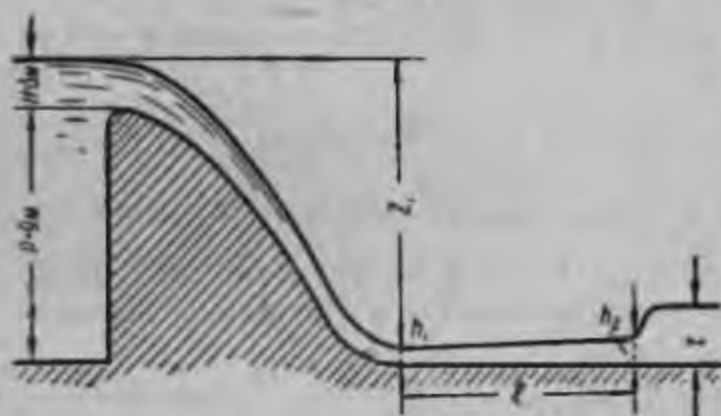


Рис. 285.

Для установления формы струи ниже плотины и сопряжения ее с нижним бьефом определим глубину h_2' , сопряженную с глубиной нижнего бьефа

$$h_2' = \frac{t}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gt^3}} - 1 \right]$$

которая для рассматриваемого случая получится равною

$$h_2' = 1,62 \text{ м.}$$

Расстояние l до прыжка может быть исчислено по формуле Bresse

$$l = \frac{h_0}{i_0} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - \left(1 - \frac{\alpha C_0^2 i_0}{g} \right) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\}$$

при значениях:

h_0 — нормальной глубины, считая ее равной t ,

i_0 — уклон дна ниже сооружения, соответствующий глубине нижнего бьефа и расходу воды, равный 0,006,

$$C_0 = \frac{87}{1 + \frac{1}{VR}} \cong 26,$$

$$1 - \frac{\alpha C_0^2 i_0}{g} = 0,57,$$

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = 0,25 \quad \text{и} \quad \eta_2 = \frac{h_2'}{h_0} = 0,54,$$

$$\varphi(\eta_1) = -0,3536 \quad \text{и} \quad \varphi(\eta_2) = -0,0412.$$

По подстановке всех этих данных в формулу Bresse'a получаем

$$l = 55 \text{ м.}$$

2) При коэффициенте шероховатости водобоя $\gamma = 2$ и при

$$h_0 = t = 3 \text{ м,}$$

$$i_0 = 0,0025,$$

$$C_0 = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cong 40,$$

$$1 - \frac{\alpha C_0^3 i_0}{g} = 0,57,$$

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = 0,25 \quad \text{и} \quad \eta_2 = \frac{h_2'}{h_0} = 0,54,$$

$$\varphi(\eta_1) = -0,3536 \quad \text{и} \quad \varphi(\eta_2) = -0,0412$$

расстояние до прыжка получается равным

$$l = 132 \text{ м.}$$

Этот пример показывает влияние шероховатости водобоя на приближение прыжка к сжатому сечению струи при условии тождественной глубины t нижнего бьефа.

г) Определение условий для создания затопленного прыжка.

Для затопления прыжка необходимо, чтобы глубина нижнего бьефа была более глубины h_2 , сопряженной с глубиной наиболее сжатого сечения на водобое плотины.

При недостаточной для указанной цели глубине нижнего бьефа t последнюю можно искусственно увеличить при посредстве устройства водобойного колодца или водобойной стенки, погашающих энергию струи, падающей с водослива.

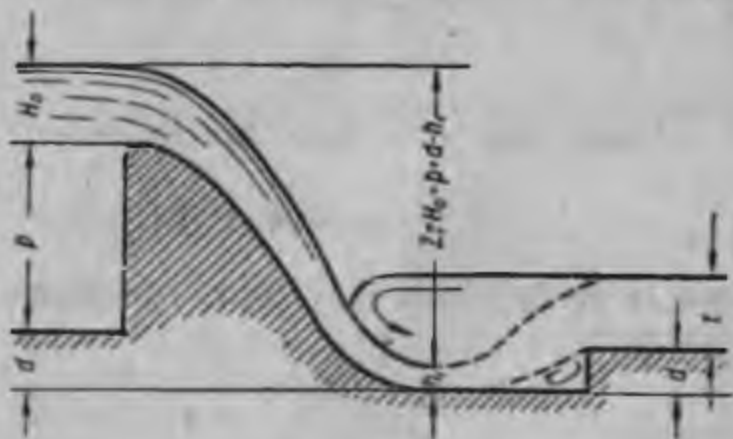


Рис. 286.

1) Устройство водобойного колодца (рис. 286).

Определим глубину колодца, требуемую для создания условий затопления прыжка.

Расход воды через гребень плотины на единицу ширины водослива может быть исчислен по формуле

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

Расход воды в сжатом сечении на водосливе определится из условия

$$q = v h_1 = \varphi h_1 \sqrt{2g (H_0 + p + d - h_1)},$$

откуда приближенно можно принять глубину h_1 равную

$$h_1 \cong \frac{q}{\varphi \sqrt{2g (H_0 + p + d)}}.$$

Сопряженная глубина h_2 должна быть равна или менее глубины нижнего бьефа ($t + d$), т. е. должно быть соблюдено по крайней мере условие

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_1^3}} - 1 \right] = t + d.$$

Из двух последних уравнений подбором можем определить минимальную глубину колодца d , при котором прыжок будет затоплен.

Для упрощения решения задачи можно пользоваться таблицами Бетметева, Учингуса и др.

2) Устройство вододобойной стенки (рис. 287).

Определим высоту вододобойной стенки, требуемую для создания условий затопления прыжка.

Расход воды через гребень водослива

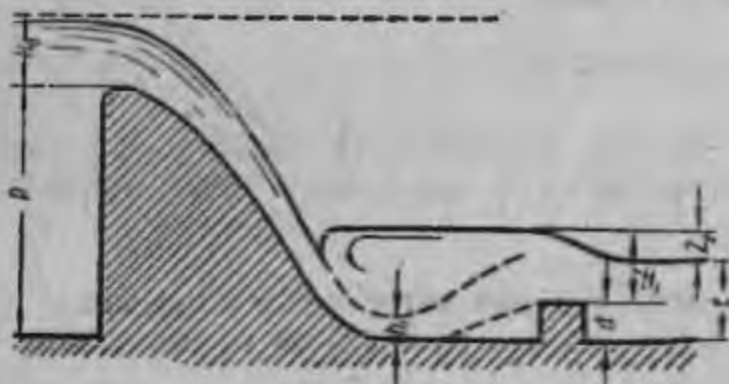


Рис. 287.

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

Расход воды в наиболее сжатом сечении определится по формуле

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g (H_0 + p - h_1)},$$

откуда приближенно могут быть определены глубина в наиболее сжатом сечении *

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g (H_0 + p)}}$$

и сопряженная ей глубина

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_1^3}} - 1 \right].$$

* Или точно подбором.

Перепад на водобойной стенке определится как разность между глубиной h_2 и глубиной нижнего бьефа, с учетом скоростей подхода,

$$z_2 = h_2 - t + \frac{q^2}{2gh_2^3}.$$

Принимая во внимание:

а) что расход воды через водобойную стенку как через затопленный водослив равен

$$q = m_1 \sqrt{2g} H_0'^{\frac{3}{2}} \sigma_n,$$

где σ_n — коэффициент затопления и

$$H_0' = H_1 + \frac{q^2}{2gh_2^3} — \text{напор на стенке как водосливе,}$$

б) что коэффициент подтопления σ_n является функцией $f\left(\frac{z_2}{H_0'}\right)$, определяемой таблицей американских инженеров, — можно установить графическую зависимость между величинами *

$$\left(\frac{z_2}{H_0'}\right) \text{ и } \left(\frac{z_2 \sqrt{2m_1^3}}{h_{кр}}\right),$$

откуда и определить H_0' .

Однако, рассмотрение этого графика приводит к возможности с практической точки зрения упростить эту зависимость и положить

$$H_0' = H_0 \sqrt{\frac{m^2}{m_1^2}},$$

где H_0 — полный напор на водосливе плотины,

m — коэффициент расхода на водосливе плотины,

m_1 — „ „ „ водосливе стенки,

или при $m \cong 0,45$ и $m_1 \cong 0,35$

$$H_0' = 1,18 H_0,$$

условие, которое справедливо до $\frac{z_2}{H_0'} > 0,15$.

Так как прыжок будет затопленным при наличии взаимоотношения

$$h_2 \leq d + H' = d + 1,18 H_0 - \frac{q^2}{2gh_2^3},$$

то отсюда легко определяется требуемая высота стенки d :

$$d \geq h_2 - 1,18 H_0 + \frac{q^2}{2gh_2^3}.$$

Примечания: 1. При большой высоте водобойной стенки d и при малой глубине нижнего бьефа возможно образование отогнанного прыжка за водобойной стенкой, почему приходится устраивать водобойный колодец

* А. А. Учингус. К вопросу о расчете водобойных колодцев.

ниже стенки или же возводить вторую стенку, поверив сопряжение струи с нижним бьефом, тождественно с вышеприведенным расчетом (рис. 288).



Рис. 288.

2. При недостаточной глубине колодца или малой высоте водобойной стенки падающая струя перескакивает стенку и получается явление, опасное в смысле размыва дна ниже стенки (рис. 289).

3) Длина водобойного колодца или расстояние до водобойной стенки.

Для определения длины водобойного колодца до сего времени не имеется теоретических расчетов и формул, почему форма и длина водобойного колодца принимаются обычно по эмпирическим формулам или результатам лабораторных испытаний.

Длина колодца может быть вычислена по одной из следующих эмпирических формул (рис. 290):

1. Формула Bligh

$$l = p + d,$$

где p — высота плотины,
 d — глубина колодца.

2. Формула Etcheverry

$$l = \frac{3}{2} \sqrt{z(p+d)} \quad \text{или} \quad l = 3\sqrt{H_0 z},$$

где z — разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов.



Рис. 289.

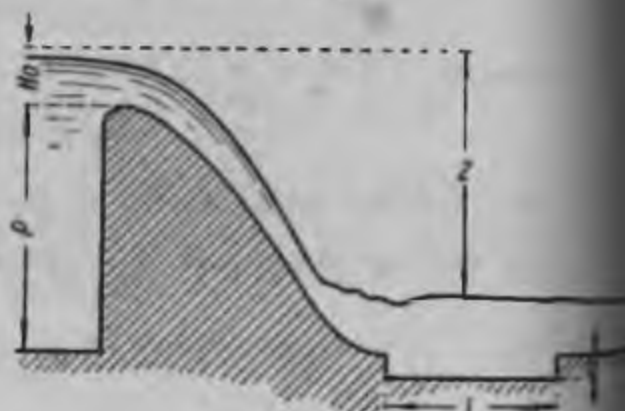


Рис. 290.

3. Формула Дейша

$$l = \frac{3}{2} \sqrt{H_0(p+d)},$$

где

H_0 — полный напор на водосливе, равный $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$,

v_0 — скорость подхода.

Все эти формулы все-таки мало удовлетворительны, и правильную длину колодца следует принимать на основании лабораторных опытов с моделью данного сооружения.

в) Форма водобойного колодца и сопряжение его с водосливной поверхностью плотины.



Рис. 291.

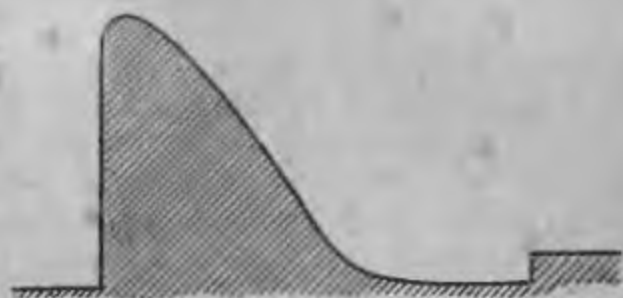


Рис. 292.

Водобойные колодцы по своей форме можно подразделить на две группы, а именно:

1) колодцы, имеющие плавное сопряжение водосливной поверхности плотины с дном водобойного колодца (рис 291),

2) колодцы, сопряжение которых с водосливной поверхностью плотины выполняется в виде уступа (рис. 292).

Первый тип колодцев, с плавным сопряжением со сливной поверхностью плотины, имеет тот недостаток, что и при затопленном прыжке струя на водобое сохраняет „донный режим“ (рис. 293), т. е. на участке *a* струя не отделяется от дна водобоя, и последний подвержен действию больших

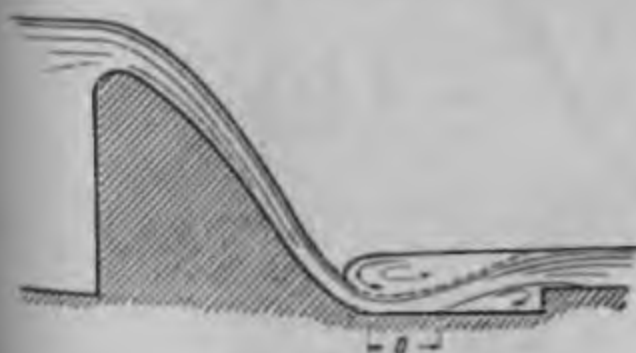


Рис. 293.



Рис. 294.

скоростей течения. Кроме того, льдины, идущие с верхнего бьефа, попадают в пространство поверхностного вальца и двигаются по направлению к плотине, ударяя в нее.

Эти недостатки плавного сопряжения привели к мысли устройства водобойных колодцев с уступом.

Второй тип колодцев с дном, соединенным со сливом плотин при посредстве уступа, дает для движения ниспадающей с водослива струи гидравлические условия, при которых возможны два режима струи, именно (рис. 294):



Рис. 295.

- а) донный режим, при котором сходящаяся струя направляется ко дну колодца;
- б) поверхностный режим, при котором струя отделяется от дна и направляется к поверхности потока.*

Лабораторные исследования показывают, что тот или иной режим струи на водобое получается в зависимости от глубины нижнего бьефа, причем смена режимов происходит при критическом режиме, когда распределение давления в сечении, совпадающем с плоскостью обреза плотины, происходит по закону гидростатики.

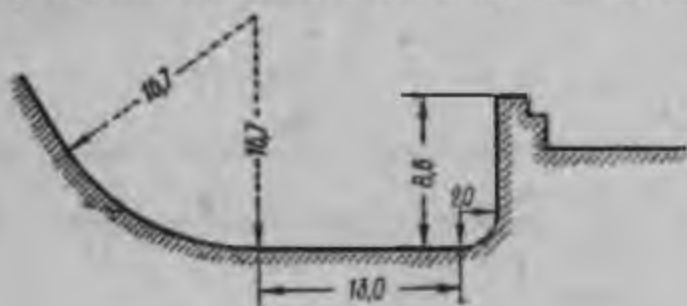


Рис. 296.



Рис. 297.

При наличии поверхностного режима ниспадающая с водослива сходящая струя, движущаяся с большой скоростью, отходит от дна колодца и теряет свою энергию в поверхностном прыжке, что дает благоприятные условия для прочности водобойной части плотины.

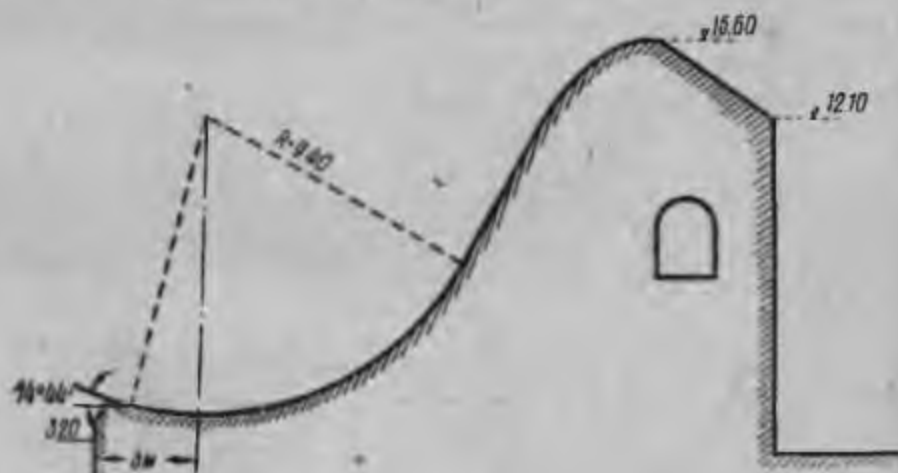


Рис. 298.

Тенденцию к установлению поверхностного режима можно усилить устройством подъема в нижней части слива плотины, перед уступом водобойному колодцу, причем наилучшие результаты (рис. 295) получены

* См. А. А. Сабанеев. Исследование водосливной поверхности плотины.

чаются, как показывает опыт, при наклонении касательной в $5-10^\circ$ к горизонту.

Для примера приведем очертания некоторых колодцев, исполненных на построенных плотинах:

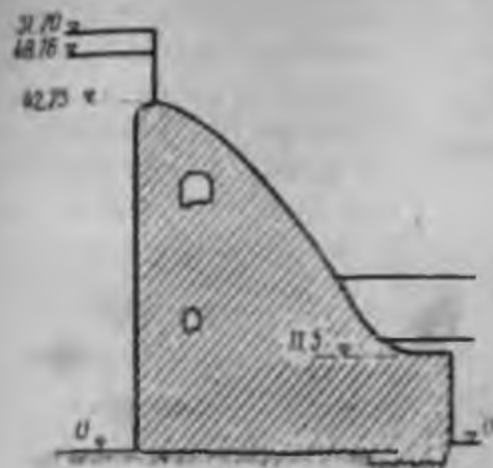


Рис. 299.



Рис. 300.

1. Вальдекская плотина в Германии (рис. 296) при высоте плотины около $p \cong 40$ м.

2. Langmannsperre des Teigitschwerkes * плотина высотой $p=14$ м и при напоре на гребне плотины $H=1,75$ м (рис. 297).

3. В нашей практике например:

а) Плотина при высоте $p=12$ м и при напоре на гребне до $H=2-3$ м, имеет уступ к скалистому дну до 1 м и наклон мыса около 15° для создания поверхностного режима струи (рис. 298).

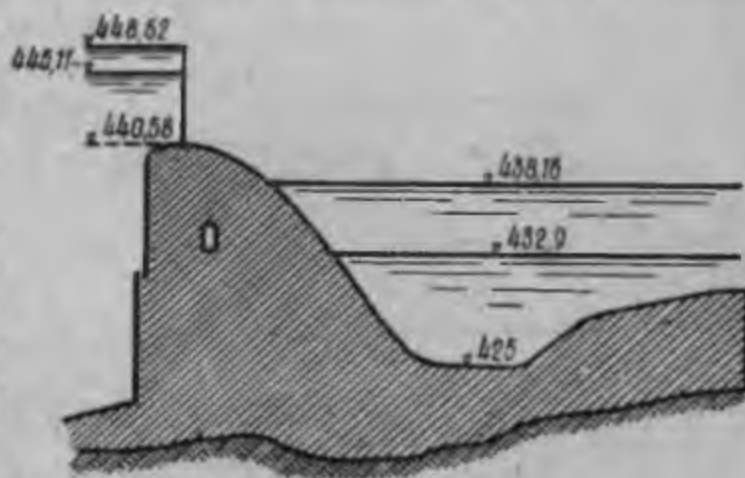


Рис. 301.

б) Плотина (рис. 299 и 300) при полной высоте $p \cong 42$ м и напоре на гребне $H=6,5-9,0$ м, имеет уступ к скалистому дну высотой 11,5 м.

в) Плотина, изображенная на рис. 301, при высоте ее p до 23 м и при напоре на гребне плотины $H \cong 5$ м имеет трапециевидальную форму колодца, приданную в соответствии с выполненными лабораторными опытами для этой установки (рис. 302).



Рис. 302.

е) Гасители энергии.

Гасители энергии, устраиваемые на водобойной части плотины в виде ряда препятствий для движения струи, имеют целью уменьшить раз-

* По Schoclitz'y.

рушительное действие струи ниже плотины и тем сократить необходимую длину данного укрепления ложа реки ниже сооружения.

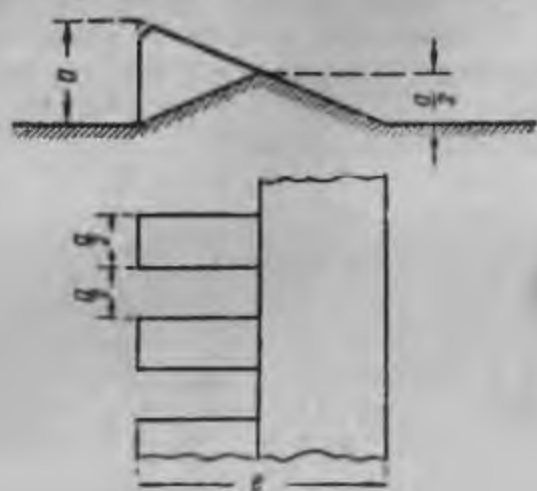


Рис. 302.

Наиболее употребительными по конструкции гасителями энергии являются гасители зубчатые и шашечные.

Примером зубчатых гасителей (рис. 303) могут служить



Рис. 304.

гасители системы Rehbock'a, состоящие из ряда зубьев, расположенных на водобойной части плотины, с примерно следующими взаимоотношениями основных размеров:

высота

$$a = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) z,$$

где z — перепад на плотине,

$e = 2,5 a$ — ширина порога,

$\frac{a}{2}$ — ширина зуба,

$\frac{a}{2}$ — просвет „ „

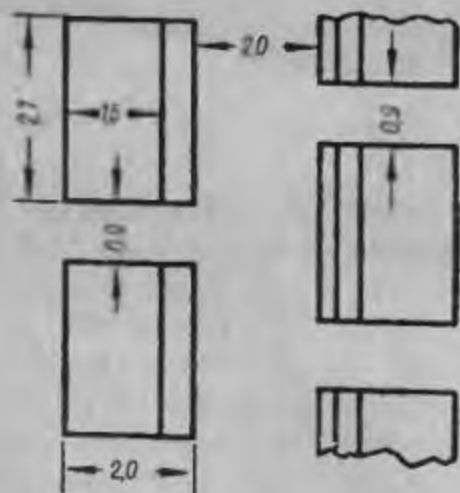
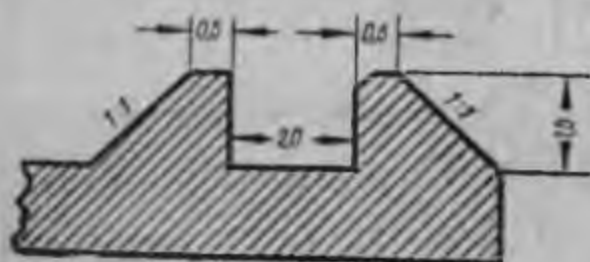


Рис. 305—306.

Примером шашечных гасителей могут служить гасители типа американской плотины Pit (рис. 304), а также из нашей практики шашечные гасители, показанные на прилагаемой схеме (рис. 305—306).

Можно указать еще на гидравлические системы гасителей, как например на Martin dam в Америке, в которых потеря энергии воды достигается при посредстве использования ее на вращение вихря воды в особом углублении на водобойной

части плотины (рис. 307). Рассеяние энергии падающей с водослива воды доходит при этого рода гасителях до 40%.

На плотине Ruthken гашение энергии достигается разделением струи идущей с водослива, на два потока, направляемых друг против друга и теряющих свою скорость движения при встречном ударе в особом котловине (рис. 308).

ж) Энергия, расходуемая при сопряжении ниспадающей струи в нижнем бьефе.

Явления, сопровождающие движение потока, падающего с водослива на водобойную часть плотины, вызывают потерю энергии струи, для количественного представления о которой приведем некоторые соображения.

1) Плавное сопряжение водосливной



Рис. 307.



Рис. 308.

поверхности плотины с водобойной ее частью (рис. 309).

Положим, что сопряжение ниспадающей с водослива струи с нижним бьефом происходит в форме прыжка, взаимные глубины которого h_1 и h_2 .

Удельная энергия струи может быть представлена для сечения (I) перед прыжком формулой

$$\varepsilon_1 = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g},$$

а для сечения (II) ниже прыжка

$$\varepsilon_2 = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g},$$

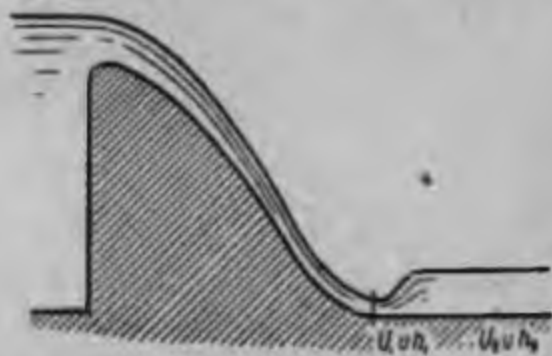


Рис. 309.

откуда потеря удельной энергии в прыжке представится выражением

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right),$$

Определим при данном расходе q скорости v_1 и v_2 в функции h_1 и h_2 , исходя из закона изменения количества движения потока между сечением (I) до прыжка и сечением (II) после прыжка.

Приращение количества движения массы воды между рассматриваемыми сечениями равно

$$\left(\frac{\gamma_0 q dt}{g} \right) (v_2 - v_1).$$

Импульс силы, равной разности давлений в сечениях I и II, при условии их распределения по гидростатическому закону, определится по формуле

$$\gamma_0 \left(\frac{h_1^2}{2} - \frac{h_2^2}{2} \right) dt,$$

где γ_0 — вес куб. метра воды,
 h_1 и h_2 — глубины потока, ширина которого принимается равной единице измерений,
 dt — бесконечно-малый промежуток времени,

причем импульс составляющей * силы тяжести и сил сопротивления как внутреннего, так и внешнего, для потока учтем, вводя в выражение количества движения коэффициент $\alpha_1 = 1,1$, оказывающийся численно равным коэффициенту α — коррективу скорости.

По закону равенства изменения количества движения импульсу сил за один и тот же промежуток времени имеем уравнение

$$\alpha \frac{\gamma_0 q dt}{g} (v_2 - v_1) = \frac{1}{2} \gamma_0 (h_1^3 - h_2^3) dt,$$

откуда можем получить

$$\frac{\alpha q^2}{g} = \frac{1}{2} h_1 h_2 (h_1 + h_2),$$

так как

$$q = v_1 h_1 = v_2 h_2.$$

При таких данных значение скоростных напоров в функции расхода и глубин h_1 и h_2 представляется в виде выражений

$$\frac{\alpha v_1^2}{2g} = \frac{h_2}{4h_1} (h_1 + h_2)$$

и

$$\frac{\alpha v_2^2}{2g} = \frac{h_1}{4h_2} (h_1 + h_2).$$

Величина потери удельной энергии в прыжке, после подстановки полученных значений скоростных напоров в функции расхода и глубин может быть определена по формуле

$$\Delta \mathcal{E} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2},$$

причем, как показывают теоретические исследования, половина этой энергии гасится в пределах основной струи, а половина расходуется в вихревой области.

Принимая величину первоначальной удельной энергии в струе равной

$$\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = \frac{4h_1^3 + h_1 h_2 + h_2^3}{4h_1},$$

имеем потерю энергии в прыжке, выраженную в величине полной удельной энергии струи соотношением

$$\Delta = \frac{(h_2 - h_1)^3}{(4h_1^3 + h_1 h_2 + h_2^3) h_2} \cdot 100 \%,$$

* По направлению движения.

Например, при прыжке, характеризуемом глубинами $h_1 = 0,75$ м и $h_2 = 5,0$ м, потеря энергии достигает около 50%.

Наблюдения показывают, что и при затопленном прыжке расширение струи происходит по тому же примерно виду, как и при незатопленном прыжке, почему эту формулу потери энергии, за исключением других данных, можно пользоваться при любой форме прыжка, принимая в выражении потери энергии вместо h_2 величину t — глубину нижнего бьефа.

2) Сопряжение водосливной поверхности плотины с дном водобойной части в форме уступа.*

Предположим, что струя сходится с водосливной поверхности по касательной к ней, наклоненной к горизонту под углом β (рис. 310).

Этот случай сопряжения струи, как показывает опыт, является критическим, разделяющим донный режим прыжка от поверхностного режима его, при котором струя не примыкает ко дну колодца и направляется к его поверхности.

Выделяя часть жидкости между сечениями I и II и предполагая, что давления в пограничных сечениях (I—II) распределяются по гидростатическому закону, рассмотрим горизонтальные проекции всех сил, действующих на выделенный отсек жидкости.

Проекция силы инерции равна

$$F \cong \frac{\gamma_0 q}{g} (v_1 \cos \beta - v_2) = \frac{\gamma_0 q^3}{g} \left(\frac{\cos \beta}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right),$$

так как

$$v_1 = \frac{q}{h_1} \quad \text{и} \quad v_2 = \frac{q}{h_2},$$

где h_1 — глубина воды на уступе,

h_2 — глубина нижнего бьефа, если нет колодца, или глубина в водобойном колодце при данном горизонте нижнего бьефа.

Проекция равнодействующей давлений в начальном сечении

$$P_1 = \gamma_0 \frac{(h_1 \cos \beta + d)^2}{2},$$

где d — высота уступа.

Проекция противодействия в конечном сечении

$$P_2 = -\gamma_0 \frac{h_2^2}{2},$$

где h_2 — глубина воды в водобойной камере при данном горизонте нижнего бьефа.

* См. работы А. А. Сабанеева. Исследование водосливной поверхности плотины; и Леви. К вопросу о теории поверхностного прыжка.

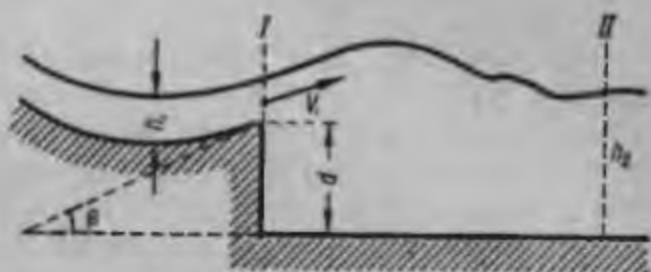


Рис. 310.

$$P_1 + P_2 + F = 0,$$

или по подстановке значений сил получаем уравнение движения потока в водобойной камере при достаточной ее длине

$$(h_1 \cos \beta + d)^2 - h_2^2 + 2 \frac{q^2}{g} \left(\frac{\cos \beta}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right) = 0.$$

Это уравнение дает связь между величинами h_1 , h_2 и d при наличии мыска и уступа, сопрягающих водосливную и водобойную части плотины, откуда, зная величины h_1 и h_2 , можно было бы определить требуемую величину уступа d для получения рассматриваемого поверхностного режима струи.

Величину глубины воды h_1 в наиболее сжатом сечении на уступе можно вычислить из условия движения воды через водослив, а именно полагая

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(H + p - d - h_1)} = \frac{q}{h_1},$$

где H — напор воды на водосливе при расходе q ,

p — высота бетонной части плотины до дна колодца,

d — высота уступа.

Из полученных двух уравнений, а именно

$$(h_1 \cos \beta + d)^2 - h_2^2 + 2 \frac{q^2}{g} \left(\frac{\cos \beta}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right) = 0$$

и

$$\frac{q_1}{h_1} = \varphi \sqrt{2g(H + p - d - h_1)}$$

подбором можно установить величины h_1 и d_1 .

Потеря удельной энергии в водобойном колодце определится условием

$$\Delta z = h_1 \cos \beta + d - h_2 + \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{h_1^2} - \frac{1}{h_2^2} \right),$$

считая коэффициент α равным единице.

з) Сопряжение водосливной поверхности с нижним бьефом с устройством водобойного колодца.

Рассеяние энергии в колодце конечной длины (рис. 311), а также в разного рода гасителях происходит главным образом за счет образования в пределах водобоя вихрей или так называемых вальцов, которые и являются поглотителями энергии потока. Обыкновенно, в соответствии с данными опытов, предполагается, что потеря энергии пропорциональна объему этих вальцов.

Из практических решений количественного учета потерь энергии можно привести данные проф. Rehbock'a, который, на основании лабо-

гидротехнических исследований, дал формулу для определения объема V вальцов на пог. метр плотины в виде выражения

$$3,6 q \sqrt{\frac{z}{g}} < V < 7,2 q \sqrt{\frac{z}{g}},$$

где

- q — расход воды на пог. метр водослива,
 z — величина перепада в метрах,
 g — ускорение силы тяжести.

Конечно, эта формула имеет очень приблизительный характер, так как она не учитывает интенсивности циркуляции вальцов, от которой, равно как и от объема их, зависит поглощательная способность вальца.



Рис. 311.

н) Донное укрепление ниже водобойной части или рисберма.

Поток воды, нисходящий с водобоя, должен при переходе в естественное русло реки иметь скорость, не превосходящую скорости начала размыва грунта ложа реки (рис. 312).

При наличии затопленного прыжка, т. е. при глубине нижнего бьефа

- 1 — Водобойный колодец,
 2 — бетонное укрепление,
 3 — рисберма.

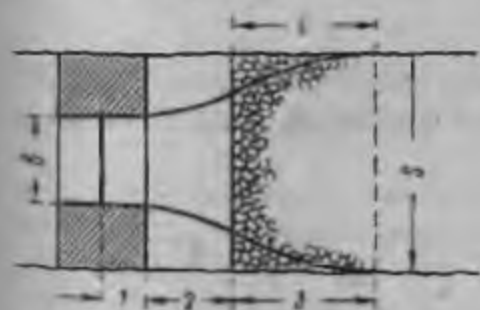


Рис. 312.

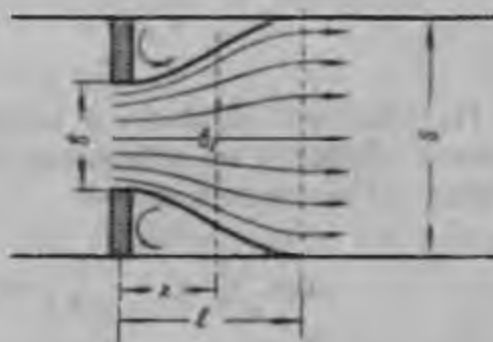


Рис. 313.

$t \geq h_2$, скорость струи в конце колодца можно принимать равной $v_2 = \frac{q}{t}$ при ширине струи, равной пролету плотины, а именно b (рис. 313).

Обозначая через v_x скорость в любом сечении потока на расстоянии x от водобойного колодца, а ширину потока в том же профиле через

$$b_x = b + \frac{s-b}{l} x = b + 2mx, *$$

* Где $m = \frac{s-b}{2l}$ — фактор, характеризующий расхождение струи,
 s — ширина реки ниже плотины.

найдем положение сечения потока, в котором средняя скорость движения воды не будет превосходить допускаемой скорости размыва грунта v_n , полагая ее не менее естественной средней скорости в реке ниже плотин

$$v_n \geq v = \frac{Q}{\omega},$$

где ω — живое сечение реки.

Уравнение сохранения энергии потока в упрощенной форме, для однородного крепления дна, можно представить между сечениями с координатами $x=0$ и x (рис. 313) в виде

$$\frac{v_s^2}{2g} b = \frac{x v_c^2}{RC^2} \cdot \frac{b + b_x}{2} + \frac{v_x^2}{2g} b_x,$$

где v_c — средняя скорость между рассматриваемыми сечениями, равная примерно $\frac{v_s + v_x}{2}$,

v_s — скорость выхода струи со слива плотины, в конце колодца,
 R — подводный радиус, принимаемый равным глубине t ,

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

γ — коэффициент шероховатости крепления дна (рисбермы),

b — пролет плотины,

b_x — ширина потока в сечении x , равная

$$b_x = b + \frac{s-b}{l} x = b + 2mx.$$

Полагая, что скорость в конце крепления (рисбермы) равна v_n допускаемой скорости во избежание повреждений рисбермы, вышеприведенное уравнение получим в форме

$$mx^2 \frac{v_c^2}{RC^2} + x \left(\frac{v_c^2}{RC^2} b + 2m \frac{v_n^2}{2g} \right) + b \left(\frac{v_n^2 - v_s^2}{2g} \right) = 0,$$

откуда определяется величина $x=l$ требуемой длины рисбермы, если известен коэффициент шероховатости крепления и допускаемая скорость размыва грунта ложа реки.

Допускаемые средние скорости потока v_n для грунтов можем полагать примерно следующими:

илистый песок	0,15 м/сек
мелкий песок	0,35 "
крупный песок и лесс	0,80 "
песчано-глинистый грунт	0,55—0,95 "
гравий и мелкая галька	1,25 "
хрящеватый грунт, галька крупная	1,50 "
плотная глина	1,80 "
каменистый грунт	2,50 "
скальный грунт	3,50 "

и во всяком случае не меньше естественной средней скорости в реке, равной $v = \frac{Q}{\omega}$,

где ω — живое сечение реки ниже крепления.

Коэффициент шероховатости крепления γ можно принимать для формулы Bazin'a:

бетонное крепление с неровною поверхностью	0,46
булыжная мостовая	0,85
каменная наброска мелкими камнями	до 2
каменная наброска крупными камнями . . .	4

Величину m , определяющую степень расширения струи, нисходящей с водобоя, можно принимать на основании наблюдений примерно равной

$$m \cong \frac{1}{5} \div \frac{1}{4}.$$

Например, при $b = 40$ м, $v_a = 4$ м, $v_n = 2,0$ м, $t = 3$ м, γ для крепления равном 2 и $m = \frac{1}{5}$ получаем уравнение для определения x в следующем виде:

$$x^2 + 418x - 65\,000 = 0,$$

откуда

$$x = 120 \text{ м.}$$

При рисберме в виде очень грубых и крупных камней, когда коэффициент шероховатости в формуле Bazin'a можно принимать до 4, уравнение для определения длины крепления (рисберма) x представится в форме

$$x^2 + 292x - 27\,000 = 0,$$

откуда

$$x = 75 \text{ м.}$$

Из этих численных примеров и подобных решений можно установить большое влияние на уменьшение длины рисбермы:

- степени шероховатости поверхности рисбермы,
- степени расходимости струи, измеряемой величиною коэффициента m .

На основании этих выводов можно заключить, что гасители в водобойной части и рисберме должны, во-первых, производить расширение струи и, во-вторых, представлять сопротивление движению.

Этим двум условиям удовлетворяют, например, американские шашечные гасители энергии.

К сожалению конструкция шашечных гасителей затрудняет свободный пропуск льда, почему они должны быть затоплены горизонтом нижнего бьефа во время ледохода.

ГЛАВА X.

ОСНОВЫ КОНСТРУКЦИИ ГЛУХИХ И ВОДОСЛИВНЫХ ПЛОТИН.

Основные мотивы конструирования глухих и водосливных плотин складываются из следующих факторов:

1. Материал плотины.

Материал плотины — преимущественно бетон, который может быть однородным или разнородным по поперечному профилю плотины с усилением цементного содержания в наиболее напряженных или наиболее тонких частях, особенно прилегающих к верховой грани плотины.

Для уменьшения количества потребного на устройство тела плотины бетона укладываются в бетон иногда отдельные крупные камни, так называемый „изюм“.

Однако, при возведении больших плотин, при заготовке и укладке бетона механизированным способом организация работ при разнородном составе бетона настолько осложняется, что производственные и экономические соображения часто заставляют отказываться как от применения разных сортов бетона в теле плотины, так и от большого количества укладываемых камней (обычно 5—25%).

Бетон, при подразделении его по консистенции на жесткий, пластичный и литой, применяется для возведения плотины преимущественно пластичный — со средней подвижностью частиц, дающий осадку конуса до 10 см * и требующий при укладке легкого трамбования у краев форм, штыкования и уплотнения.

Бетон требуемой прочности, степени пластичности, водонепроницаемости, морозостойкости и других специальных качеств характеризуется обычно следующими основными факторами, а именно:

а) водо-цементным отношением $\left(\frac{W}{C}\right)$, то есть отношением веса воды W и цемента C , которое не должно быть более 0,62; **

* Практически на уложенном бетоне погружение ноги должно быть 8 до 20 см.

** При степени влажности инертных частей не свыше 2%.

б) инертно-цементным отношением $\frac{Q}{C}$, т. е. отношением веса инертных добавок к весу цемента, которое должно быть примерно около 7,5;
 в) гранулометрическим составом смеси инертных частей—щебня и песка.
 Крупность инертных частей в большинстве случаев зависит от наличия того или иного материала по местным условиям, но примерно можно полагать желательным соотношение инертных частей разной крупности:

щебня крупного от 30 до 90 мм	35—40%
" мелкого от 8 до 30 мм	15—20%
песка крупного до 8 мм	30—35%
" мелкого	10—15%

При густом расположении арматуры и других случаях, не допускающих применения крупного щебня, принимается соотношение $\frac{Q}{C} \cong 6$ и соотношение инертных частей разной крупности около

щебня мелкого	50—55%
песка крупного	30—35%
" мелкого	10—15%

Эти составы приведены лишь в качестве иллюстрации, так как наилучший состав бетона должен быть подобран и проверен опытным путем в целях получения наиболее прочного и наименее водопроницаемого материала при наименьшем расходе цемента.

Временное сопротивление на раздробление такого бетона, через 28 дней по его затворении, получается примерно около 180—220 кг/см² и на разрыв примерно около 16—23 кг/см².

2. Дренаж тела плотины и основания.

а) Дренаж тела плотины имеет целью обеспечить возможность наблюдения над состоянием плотины в эксплуатации (рис. 314).

Для осуществления этого контрольного дренажа в теле плотины устраиваются смотровые галереи (потерны) на протяжении всей плотины от одного берега до другого, которые служат для отвода фильтрационной воды и для возможности наблюдения за поступлением воды по всему протяжению плотины.

Размеры этих галерей должны быть не менее 1,0 м по ширине и 2 м по высоте, причем они должны быть расположены выше горизонта воды нижнего бьефа. В случае значительной высоты плотины и большой амплитуды колебания уровней воды нижнего бьефа можно устраивать две галереи на высоте плотины, из которых нижняя будет работать лишь при меженных горизонтах воды; например, на одной из наших высоких бетонных плотин сделаны две галереи — верхняя, незатопляемая, размерами 3,5 × 3,5 м, и нижняя, затопляемая, размерами 1,5 × 2,0 м.

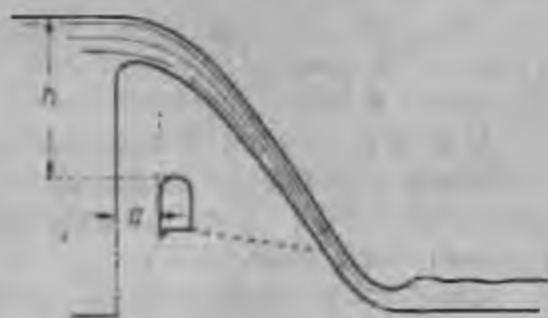


Рис. 314.

Расстояние a галереи от напорной грани плотины, т. е. толщина стенки галереи, должно быть около $\frac{1}{5}h$, где h — понижение галереи по отношению к горизонту верхнего бьефа, и не менее 2 м. *

Для собирания фильтрующей через тело плотины воды служат вертикальные дренажные трубы или каналы, оставляемые в теле плотины при ее возведении и имеющие обычно диаметр около 0,15—0,30 м, которые открываются в смотровые продольные галереи (потери отсюда вода по трубам или каналам в теле плотины диаметром около 0,3—0,5 м отводится в нижний бьеф.



Рис. 315.

Расстояние между вертикальными дренами принимается обычно от 2 до 5 м, а между отводными — от 10 до 15 м, причем последние при значительных колебаниях горизонта воды нижнего бьефа могут быть располагаемы на двух уровнях для межennale и весеннего отвода воды.

Нельзя не указать, однако, вредного действия дренажа тела плотины на прочность бетона в сооружении, так как дрена, сравнительно близко располагаемые к напорной поверхности тела плотины, вызывают более интенсивную фильтрацию напорной воды через бетон (рис. 315), нежели то имело бы место при отсутствии дрена. Это обстоятельство несомненно уменьшает постепенно прочность бетона, прилегающего к напорной грани плотины.

в) Дренаж основания плотины может иметь значение и контрольного, или рабочего конструктивно-расчетного дренажа.

Для скальных грунтов дренаж, имеющий главным образом контрольное назначение, состоит из целого ряда вертикальных трубок (каналов) диаметром 5—10 см, расставленных в одном поперечном ряду приблизительно через $1\frac{1}{2}$ —2 м, при погружении в скалу около 2 м.

Все эти трубки открываются в сборную галерею, через которую фильтрационная вода отводится в нижний бьеф (рис. 316).



Рис. 316.

Такого рода контрольный дренаж следует устраивать лишь при трещиноватых скальных грунтах, при плотной же монолитной скале дренажа основания можно не делать.

Для грунтов глинистых и песчаных — дренаж основания имеет преимущественно конструктивно-расчетное назначение, в качестве мероприятия для уменьшения взвешивающего действия фильтрационной воды (рис. 317).

* Из условий статического расчета желательно размещение галерей в нейтральной оси сечения плотины.

Для достижения этой цели подземный контур плотины разбивается по своей длине на две части, из которых первая, состоящая из понура и шпунта, должна обеспечивать достаточное сопротивление движению фильтрационной воды, а вторая часть, состоящая из дренажа под телом плотины и водобоем, должна беспрепятственно отводить проникающую фильтрационную воду в нижний бьеф и тем понижать напорное давление под телом плотины.

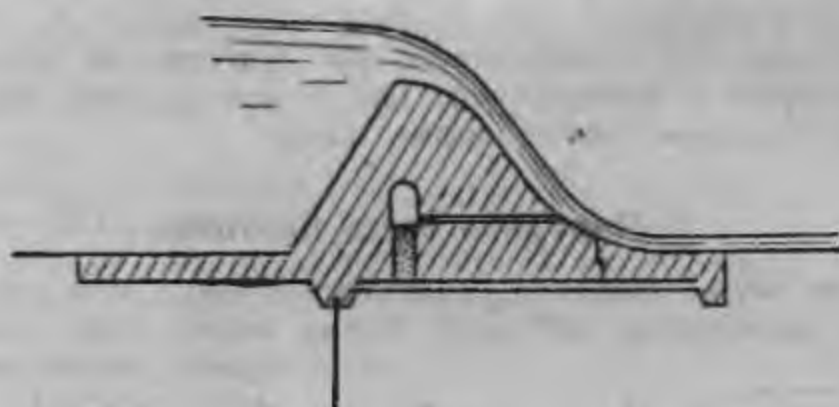


Рис. 317.

Длина понура и шпунта должна быть так рассчитана по длине, чтобы не происходило вымыва грунта ниже шпунта, иначе увлекаемые фильтрационным потоком частицы грунта будут забивать дренаж, и он перестанет служить своему назначению.

Дренаж под телом плотины устраивается в виде обратного фильтра, состоящего из нескольких слоев разнородного пористого материала, например (рис. 318) из

слоя мелкого песка ($d = 0,25 - 1$ мм),

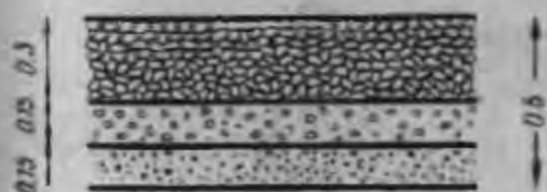


Рис. 318.

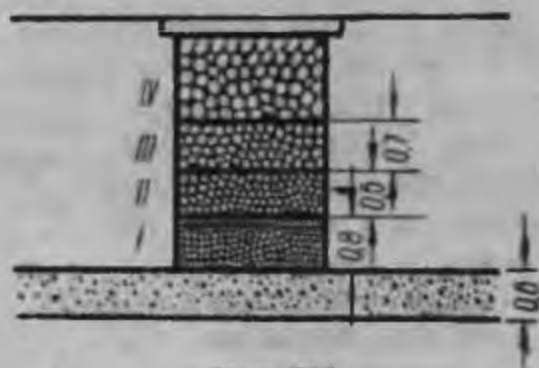


Рис. 319.

слоя промытого песка крупностью $d = 1 - 5$ мм и

слоя промытого гравия ($d = 5 - 10$ мм),

причем общая толщина обратного фильтра делается около $0,5 - 0,7$ м.

Вывод воды из рассматриваемого фильтра под телом плотины может осуществляться через дренажные вертикальные колодцы, расставленные по длине плотины примерно через $5 - 10$ м и соединенные между собою продольною галлереею.

Вертикальный колодец должен быть заполнен фильтрующим материалом разной крупности, расположенным слоями в виде обратного фильтра, например (рис. 319):

- I — слоя гравия диаметром $d = 5-25$ мм,
- II — слоя крупного гравия $d = 25-100$ мм,
- III — слоя булыжника $d = 100-150$ мм,
- IV — слоя крупного булыжника d до 200 мм.

Размеры вертикального колодца в плане должны обеспечить возможность смены фильтрующего материала, для чего диаметр этого колодца при круглой его форме, или стороны квадрата при квадратной форме, не должны быть менее 1—1,5 м.

Вывод фильтрационной воды из продольной сборной галереи (горизонтальной потерны) обеспечивается или естественным стоком через дренажные трубы в нижний бьеф, или откачкой воды, если потеря может быть затопляема водою нижнего бьефа.

3. Понурная часть плотины.

Понурная часть плотины, устройство которой имеет целью удлинить путь фильтрации напорной воды, может быть исполнена

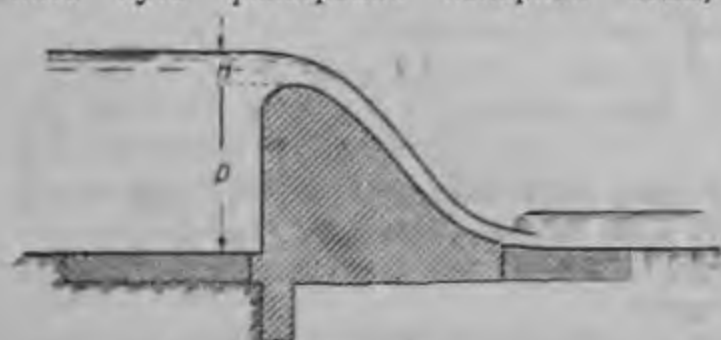


Рис. 320.

в виде плиты из бетона, железобетона или глинобетона.

1. При скалистых грунтах следует устраивать преимущественно бетонный понур, несколько армированный, в целях устранения возможности появления трещин (рис. 320).

Длину понурной части при фильтрующей скале следует делать до размера, равного высоте плотины.

2. При мягких грунтах понурную часть можно устраивать или железобетонной (сильно армированной), или глинобетонной, причем при конструировании должно быть соблюдено два условия, а именно:

первое — понурная плита должна быть эластична, чтобы не получилось трещины, и

второе — возможность проникновения воды через трещины понурной части должна быть устранена шпунтом, забитым непосредственно у тела плотины.



Рис. 321.

а) Бетонный понур (рис. 321).

Эластичность бетонного понура может быть достигнута путем сильного его армирования и оставлением гудронированных швов, или закладкою в шов эластичных материалов или деревянных досок.

При устройстве гудронированных швов желательно для достижения плотности делать две шпонки, заполненные битумом, а внизу шов закрывать двумя просмоленными досками, с прокладкой между ними двух листов рубероида (рис. 322).

Длину бетонного понура следует назначать в зависимости от проницаемости грунта и перепада, т. е. разности горизонтов верхнего и нижнего бьефов у плотины.

б) Глино - бетонный понур (рис. 323).

При устройстве глино-бетонного понура необходимо соблюдать два условия, которые и рассмотрим в отдельности.

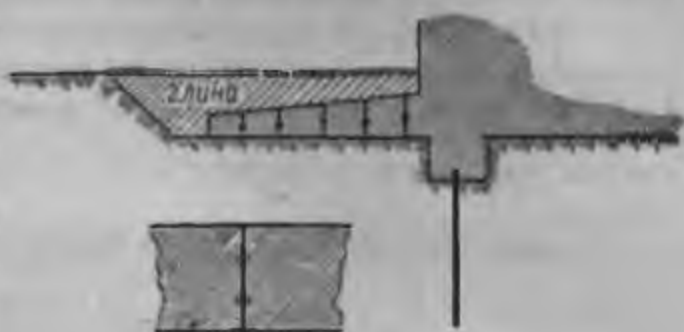


Рис. 322.



Рис. 323.

Первое условие требует, чтобы между действующим напором и толщиной подушки было соотношение менее предельного, соответствующего возможному наибольшему градиенту для глины.

Полагая для первого приближения (с запасом *) распределение интенсивности давления по контуру для-

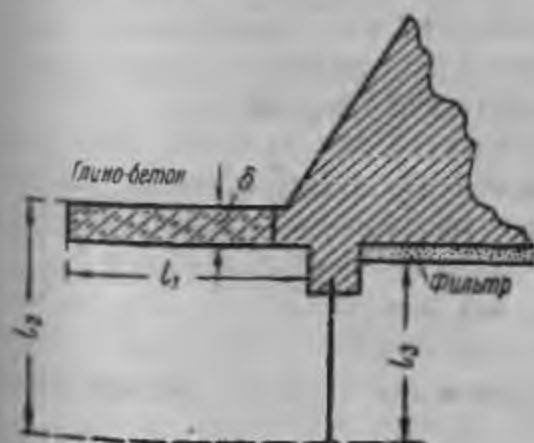


Рис. 324.

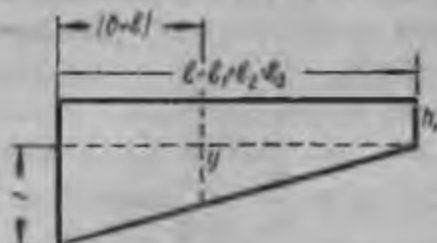


Рис. 325.

ною l , происходящим по закону прямой линии, получаем наименьшую величину напора под глиняной подушкой (рис. 324 и 325).

$$y = h_1 + \frac{x}{l} (l - l_1 - \delta),$$

* Падение давления на шпунтах интенсивнее, нежели по горизонтальной плоскости.

где z — перепад, равный $(H + p - h)$,
 h — глубина нижнего бьефа и
 $h_1 \sim h$ — гидростатический напор в конце подземного контура,
 $l = l_1 + l_2 + l_3$ — длина подземного контура понурной части плотины,
 δ — толщина глино-бетонной подушки,
 l_1, l_2, l_3 — длины отдельных частей понурного контура,

причем при этих исчислениях не учитывается взвешенность глиняной подушки.

Градиент напора воды для глиняной подушки определяется величиной

$$\Delta = \frac{z}{\delta} \cdot \frac{l_1 + \delta}{l},$$

которая для обычных составов глино-бетона не должна превосходить 1,5—2.

Из этого условия получаем для определения толщины глиняного контура примерную формулу

$$\delta \geq \frac{l_1 z}{\Delta l - z}.$$

Например, при $z = 10$ м, $l_1 = 12$ м, $l = 25$ м, $\Delta = 2$ получаем

$$\delta = \frac{l_1 z}{\Delta l - z} = \frac{10 \cdot 12}{50 - 10} \cong 3 \text{ м.}$$

По конструктивным соображениям не следует делать толщину понура меньше 1 м, так как при меньшей его толщине трудно достигнуть однородности глиняной подушки.

Второе условие — длина глино-бетонного понура должна соответствовать толщине подушки, в смысле тождественности сопротивляемости проникновению воды через подушку и обходу вокруг нее фильтрационной воды.

Это условие по существу надо понимать так, что большая длина подушки при данной толщине глиняного слоя становится бесполезной, так как проникновение воды пойдет через тело подушки.

Полагая допускаемую величину градиента напора воды для естественного грунта основания плотины равным Δ_0 и допускаемый градиент для глино-бетона равным Δ , получаем предельную полезную длину понура

$$l_1 = \delta \frac{\Delta}{\Delta_0} = m \delta,$$

где $m = \frac{\Delta}{\Delta_0}$ в зависимости от проницаемости грунта, может быть принята

для песчано-глинистого $m \cong 10-20$
 песчаного $m = 20-35$

Состав глино-бетона понура можно принимать от чистой глины до песчано-глинистого состава 1:2, где 1 часть глины и 2 части песка и гравия, причем чистую глину можно употреблять в понурах при условии невозможности их промерзания.

* Опыты дают для чистой глины допустимый градиент 3—4.

4. Преграждающий шпунтовый ряд.

Шпунтовый ряд, деревянный или металлический, забиваемый в понурной части, имеет целью удлинить линии тока фильтрационной напорной воды. Шпунт, как общее правило, должен быть помещен у верховой грани тела плотины, так как в этом случае он является предохранительным на случай нарушения целостности понурной плиты.

Глубина забивки шпунта при проницаемых грунтах должна достигать примерно до величины перепада z , равного разности горизонтов верхнего и нижнего бьефов, почему при напорах до 5—6 м еще возможно использование деревянных брусчатых рядов, а при большей величине напора на плотине приходится переходить к металлическим шпунтам.

Заделка шпунтового ряда в бетон не должна мешать осадке тела плотины, почему между головою шпунта и бетоном должен оставаться зазор, заполняемый каким-либо эластичным материалом (рис. 326).

Над головой металлического шпунта в бетоне оставляется полая камера, сечением примерно $0,15 \times 0,20$ м, заполняемая гудроном и эластичным материалом. Поверхность бетона, в пределах соприкосновения его со шпунтовым рядом, покрывается гудронной смазкой для уменьшения трения при одновременном сохранении плотности шва от фильтрации в обход головы шпунта.

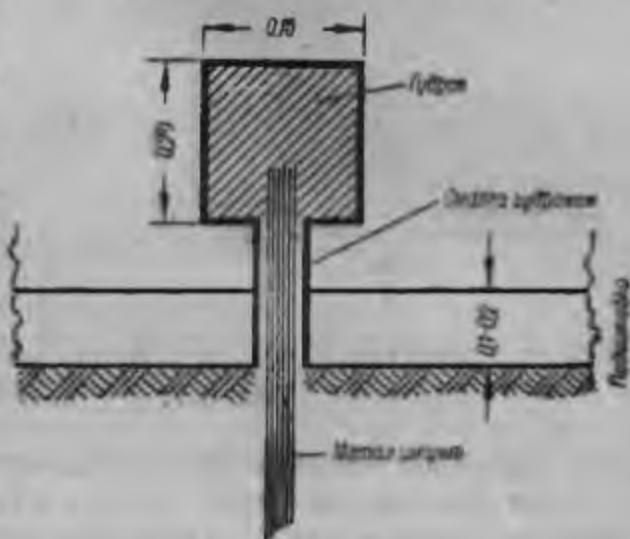


Рис. 326.

5. Водобойная часть водосливных плотин.

Водобойная часть, исполняемая из бетона, должна по конструкции удовлетворять следующим основным условиям:

а) Фильтрационная вода должна быть выведена из-под водобойной части в целях ослабления давления на подошву водобоя, причем этого можно достигнуть устройством дренажа основания и выведением его в нижний бьеф (рис. 327).

Дренаж основания устраивается в виде обратного фильтра, из пористого материала, общей толщиной около 0,60 м (см. § 2) и соединен с нижним бьефом рядом отверстий, примерно через 1,0—2,0 м.

б) Сопряжение водобоя с телом плотины должно быть эластичное при сжимаемом грунте, т. е. в конце тела плотины должен быть сделан шов.

Конструкция шва между телом плотины и водобоем может быть исполнена, примерно, по изображенной на рис. 328 схеме, причем при наличии дренажа в виде обратного фильтра под телом плотины плотность рассматриваемого шва не имеет серьезного значения.

Положение шва сопряжения по отношению к телу плотины определяется концом расчетного профиля плотины (рис. 329), при отнесении

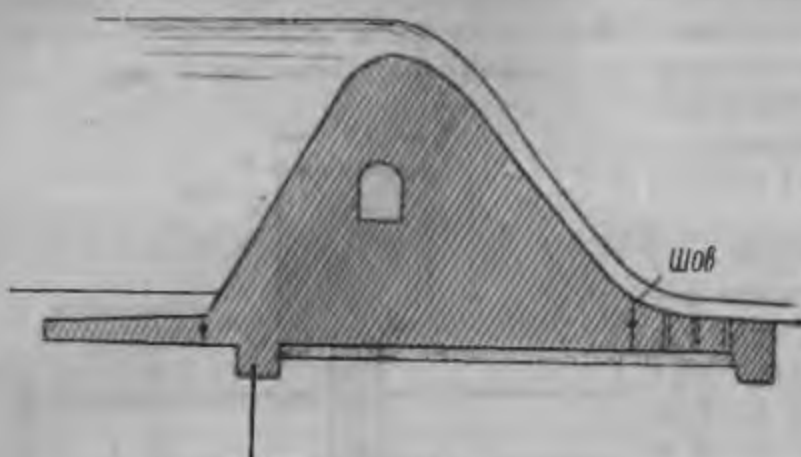


Рис. 327.

шва по конструктивным соображениям выходящая часть тела плотины должна быть рассчитана как консоль, соответственно армирована (рис. 330).

в) Конец водобойной части должен быть обеспечен от возможности вымыва грунта как под влиянием фильтрационного потока, так и в особенности

под действием ниспадающей с водослива струи воды.

Для достижения первой цели следует ниже водобоя устраивать обратный фильтр из ряда слоев песка, щебня и камня.

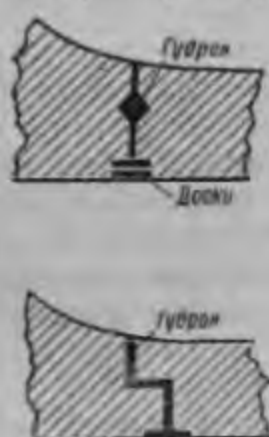


Рис. 328.



Рис. 329.

Для достижения второй цели в нижней части водобоя надлежит поставить шпунтовый ряд или устраивать бетонный зуб (рис. 331).

При наличии дренажа под плотину и при выводе фильтрационной воды в нижний бьеф размывающее действие грунтового потока будет ослаблено, и зуб или шпунт в этом случае имеет под плотину значение конструктивное, а именно стенки, к которой примыкает нижний конец дренажа основания.



Рис. 330.

При отсутствии дренажа под плотину высота зуба может быть определена из расчета сопротивления грунта ниже зуба действию фильтрационного потока по методу, указанному в главе VI.

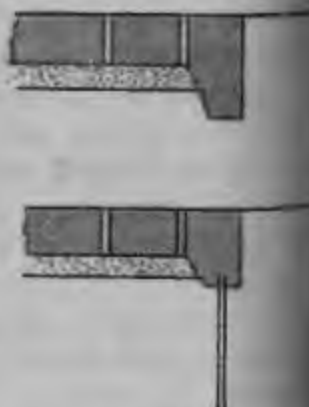


Рис. 331.

6. Рисберма водосливной плотины.

Рисберма водосливной плотины, имеющая целью предохранение дна от размыва, должна обладать прочностью и значительной шероховатостью для гашения энергии струи (рис. 332).

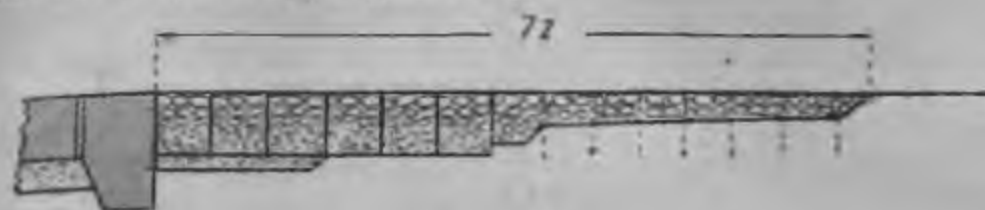


Рис. 332.

Наиболее употребительный тип рисбермы состоит из:

а) ряжевой части высотой около 1,5—2,0 м, с заполнением ряжевых ящиков каменной наброской из крупных камней на слоях более мелкого камня, в виде обратного фильтра и

б) свайной части, в которой крупный камень загружен между отдельно забитыми сваями.

Для увеличения шероховатости рисбермы можно повышать отдельные ящики ряжей, получая при этом подобие шашечных гасителей энергии американского типа.

ГЛАВА XI.

ПЛОТИНЫ С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ЗАТВОРАМИ.

1. Общая характеристика плотин с металлическими затворами.

Плотины, отдельные пролеты коих перекрываются металлическими затворами, по своему назначению и условиям гидравлической работы могут быть подразделены на три основных типа:

1. Плотины, поддерживающие напор воды непрерывно в течение круглого года.

2. Плотины, поддерживающие напор воды непрерывно в течение года, за исключением периода высоких паводков.

3. Плотины, поддерживающие напор воды лишь в навигационное время.

Рассматривая в дальнейшем изложении лишь первые два типа плотин, преимущественно применяемые для шлюзования рек в судоходных целях и использования гидроэлектрической энергии, выясним условия, обеспечивающие возможность непрерывного, в течение года, поддержания напора на сооружении.

Изображение продольного профиля реки и положения сооружения по отношению к естественным горизонтам реки определяет картину гидравлической работы плотины, при которой возможно поддержание напора во время высоких паводков (рис. 333).

При подъеме горизонта весенних вод действующий напор на соору

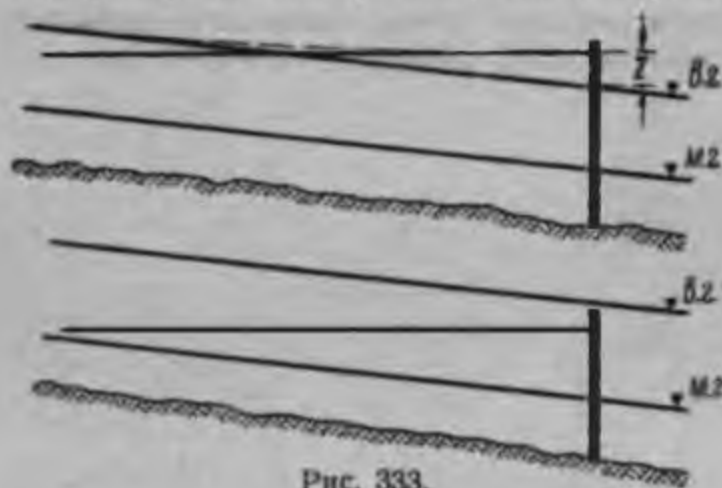


Рис. 333.

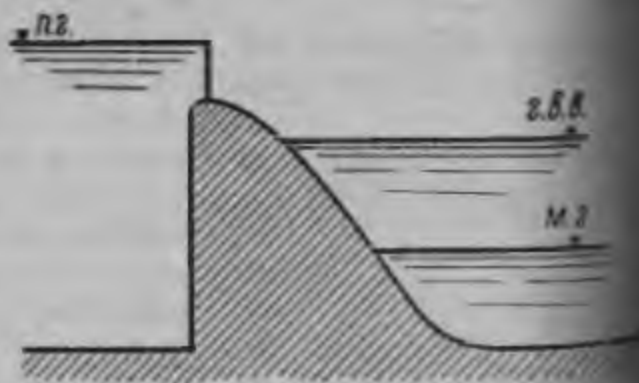


Рис. 334.

уровень уменьшается и может даже доходить до нуля. При таком положении приходится отказываться от непрерывного поддержания напора на сооружении и прекращать использование гидроэлектростанции на период прохода столь высоких паводков.

Высоким уровнем паводковых вод соответствуют, обычно, значительные расходы воды, которые должны пропускать отверстия проектируемой плотины.

С этой точки зрения условия работы отверстий плотин можно представить следующими:

а) Гребень водослива плотины никогда не затопляется паводковыми водами (рис. 334), почему такого рода отверстия можно назвать отверстиями с гребнем водослива высокого заложения, или проще высокими отверстиями.

б) Гребень водослива плотины всегда затоплен средними меженными водами, почему такого рода отверстия можно назвать отверстиями с гребнем водослива низкого заложения, или проще глубокими отверстиями.

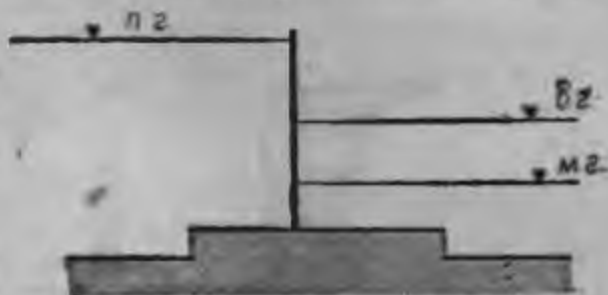


Рис. 335.

I тип.



Рис. 336 а.

Конечно, эти два положения являются крайними и между ними имеется целый ряд средних условий работы отверстий плотины, почему в практике гидро-

технического строительства называют часто высокие и глубокие пролеты лишь относительно к положению гребня водослива по высоте плотины.

Совершенно ясно, что выбор положения гребня плотины находится в полной зависимости от величины наибольшего расхода воды и необходимости беспрепятственного пропуска весеннего паводка и ледохода, причем:

а) на реках с малыми максимальными расходами воды и небольшими подъемами уровня весенних вод можно проектировать отверстия плотины с высоким гребнем, т. е. представить плотину в виде схемы чисто водосливной плотины, или водосливной плотины с донным пропуском воды (рис. 336 а), или плотины с рядом отверстий, закрываемых затворами (рис. 336 б);

II тип.

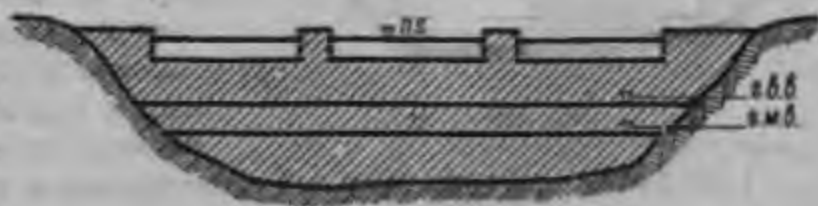


Рис. 336 б.

б) на реках с большими максимальными расходами воды и значитель-

ными подъемами уровня весенних вод, при которых приходится прерывать работу гидростанции, можно проектировать отверстия плотин

III тип.

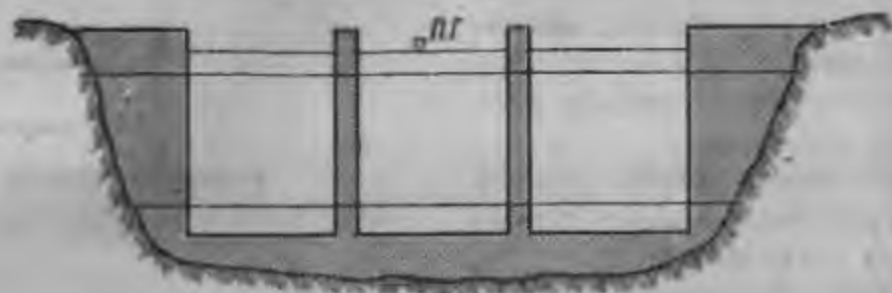


Рис. 337.

только глубокими, т. е. представить плотину в виде схемы изображенной на рис. 337;

IV тип.

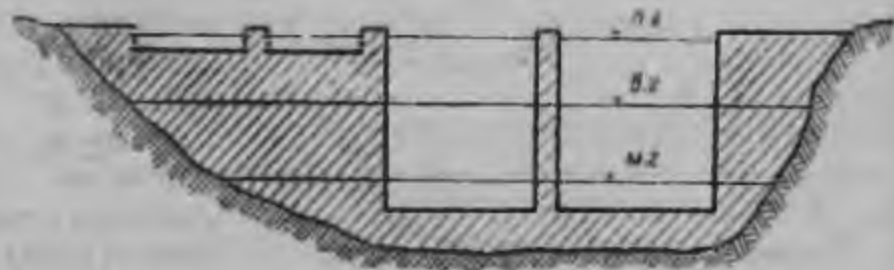


Рис. 338.

в) на реках с большими максимальными расходами воды и подъемами уровня весенних вод, при которых работа гидростанции не прерывается, следует проектировать отверстия плотин в виде комбинации глубоких

и высоких отверстий, по типу схемы изображенной на рис. 338.

В последнем случае высокие пролеты предназначены для пропуска льда и меженного регулирования, а высокие и глубокие пролеты совместно для пропуска максимального расхода воды;

г) на реках, которые требуют предоставления пропуска судоходства в весеннее время через отверстия плотин, наилучшим решением является схема плотины в виде одного открытого, с нестесненным габаритом отверстия плотины, как то изображено на рис. 339.



Рис. 339.

Примечания: 1. Критерием для определения малого или большого расхода должен служить относительный расход на пог. метр ширины реки.
2. Критерием для определения малого и большого подъема уровня паводковых вод должна служить разность отметок подпорного горизонта наивысшего горизонта паводка.

2. Влияние метода возведения плотин на схему и расположение отверстий.

Методы возведения высоких плотин на судоходных реках, имеющих сравнительно большой расход воды, могут быть классифицированы в зависимости от способов пропуска воды во время производства работ на следующие три вида:

1. Метод гребенки.
2. Метод донных отверстий.
3. Метод глубоких отверстий.

Последние два метода можно назвать полупролетными.

а) Метод гребенки.

Сущность метода возведения плотины гребенкою * заключается в том, что сперва в две очереди возводится за перемычками основание плотины с выступающими над основанием быками или отдельными частями водослива.

I очередь работ.



II очередь работ.



Рис. 340.

1 — перемычка, 2 — основание плотины, 3 — бычки, 4 — отверстие для пропуска воды, 5 — переходная перемычка.

При работе за перемычкою первой очереди вода пропускается через оставшуюся часть поперечного сечения реки; при работе за перемычкою второй очереди вода идет через пролеты между бычками оконченной части основания плотины.

Дальнейший процесс возведения плотины состоит в том, что последовательно, начиная с нижних ступеней гребенки, часть пролетов (одна ступень) закладывается щитами с верховой, а если нужно — и с низовой стороны; вода из огражденного пространства сливается или откачивается,

* В. Жирнов. — Гидротехническое строительство 1932 г., № 5.

и укладывается бетонная кладка. Постепенным поднятием ступеней бенка повышается на следующий уровень, в несколько приемов, до

ного окончания плотины.

При таком возведении плотины вода все время пропускается через тело плотины, с одновременным постепенным поднятием подпора до проектной отметки (рис. 340).

Для примера приведем схему постройки плотины методом трехступенчатой гребенки, в которых видно, в какой последовательности поднимается гребенка за каждую проходку, причем под проходкою подразумевается операция по подъему всей гребенки на определенную высоту (рис. 340 а).

Возведение плотины в процессе одной проходки разделя-

ется на позиции, в период каковой одна из ступеней гребенки закладывается щитами и бетонируется, а через остальные ступени пропускается вода; для примера показаны на схеме позиции для 3-й проходки трехступенчатой гребенки (рис. 341 и 342).

6) Метод донных отверстий.

Сущность метода донных отверстий заключается в том, что нижняя часть плотины возводится за перемычками в две очереди, причем в первую очередь возводится нижняя часть плотины, с оставлением в теле ее ряда донных отверстий (рис. 343).

Во вторую очередь за перемычкой осуществляется оставшая часть плотины, а вода пропускается через донные отверстия оконченной части плотины (рис. 344).

По окончании возведения плотины отверстия заделываются, однако эта операция настоя-



Рис. 342.

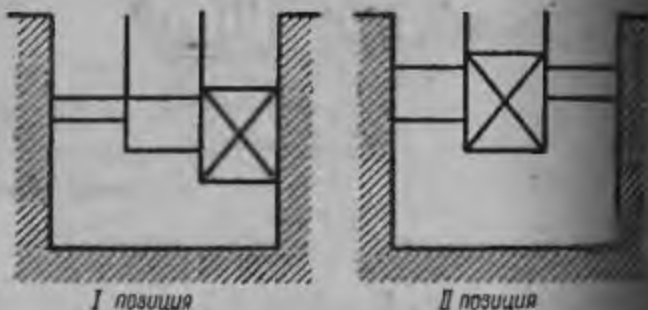


Рис. 341.

сложна, что пропадают все выгоды применения донных отверстий пропуска воды.

Вследствие этого обстоятельства, рассматриваемый способ возведе-

плотины не получил распространения и вытеснен методом гребенки, или применением глубоких отверстий.

в) Метод глубоких отверстий.

Сущность метода глубоких отверстий заключается в том, что плотина проектируется с пролетами, имеющими низкое заложение гребня, причем возведение плотины осуществляется в две очереди:

В первую очередь — возводится часть плотины с глубокими отверстиями, а через свободное

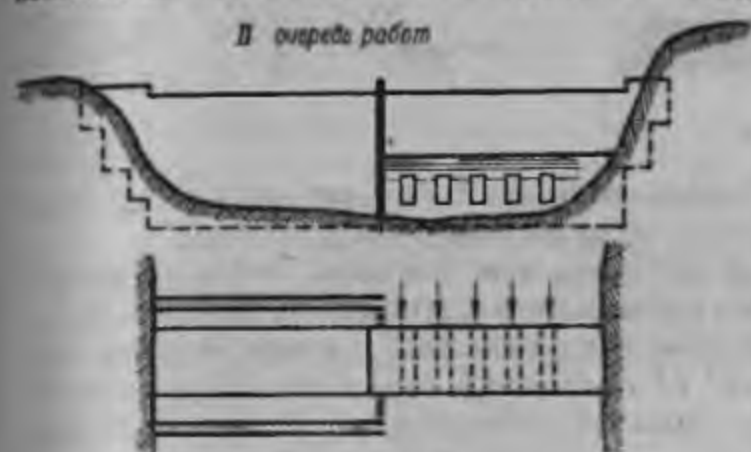


Рис. 344.

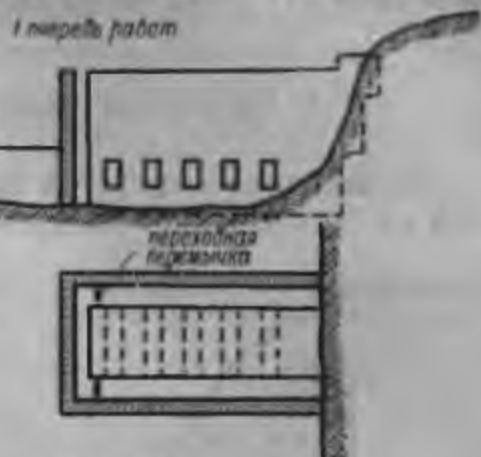


Рис. 343.

русло реки пропускается вода (рис. 345).

Во вторую очередь — возводится оставшаяся часть плотины, причем вода пропускается через исполненные уже глубокие отверстия плотины.

Этот способ осуществления плотины имеет много преимуществ в смысле удобства исполнения строительных работ.

Рассмотрение способов

возведения плотины показывает, что распределение отверстий в теле плотины связано с методом пропуска воды во время постройки плотины, в частности в этом отношении можно дать следующую характеристику схемам плотин.

1. При типе плотины I и II (рис. 336 а и 336 б) с одними высокими отверстиями или с донным пропуском воды — способ производства работ возможен лишь гребенкой или донными отверстиями.

2. При типе плотины III и IV (рис. 337 и 338) с одними глубокими отверстиями, или смешанного типа, способ производства работ может быть принят в две или три очереди, с пропуском воды через глубокие отверстия.

Таким образом, распределение отверстий плотины и их величину необ-

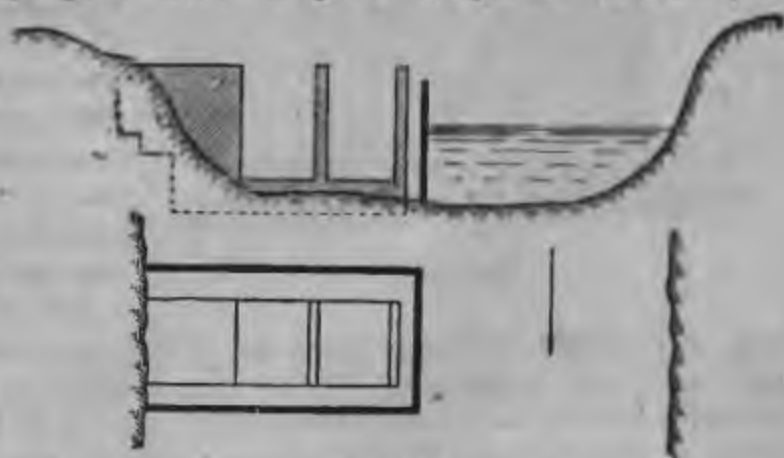


Рис. 345.

ходимо в полной мере связать с методом выполнения плотины и порядком пропуска воды через плотину во время производства работ.

3. Основная идея затворов отверстий плотин.

А. Высокие отверстия плотин. Водосливные типы плотин, без затворов на гребне их, не могут поддерживать постоянного подпорного горизонта на гребне их, не могут поддерживать постоянного подпорного горизонта

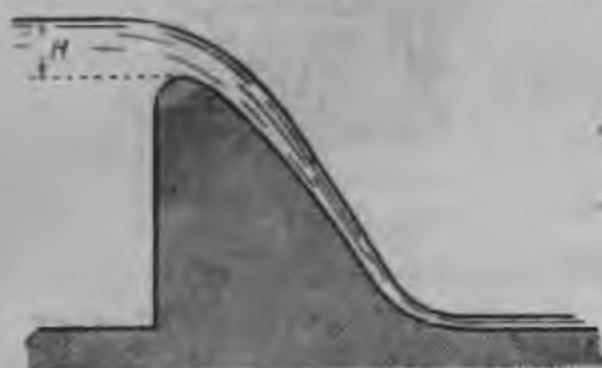


Рис. 346.



Рис. 347.

зонта воды, так как высота переливающегося слоя колеблется по величине в зависимости от пропускаемого через водослив расхода воды.

На реках с большим расходом воды при паводках, для возможности обеспечить его пропуск через гребень плотины, приходится значительно понижать гребень водослива, каковое обстоятельство, с одной стороны, увеличивает амплитуду колебаний H подпорного горизонта верхнего бьефа (рис. 346), а с другой — не позволяет полностью использовать падение

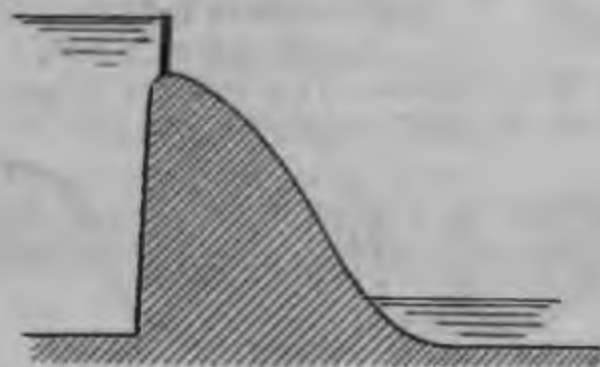


Рис. 348.

воды, измеряемого разностью горизонтов верхнего и нижнего бьефов, именно в моменты наличия наименьшего расхода воды в реке.

Устройством затвора на гребне плотины достигается поддержание постоянного уровня верхнего подпорного горизонта при всех расходах воды в реке, благодаря возможности пропуска воды из-под затвора.

Так, например, щитовой затвор (рис. 347—348), поставленный на гребне плотины, поддерживает подпорный горизонт; с увеличением расхода воды в реке щитовой затвор поднимается механическими приспособлениями и вода истекает струей из-под щита. С дальнейшим возрастанием расхода воды щитовой затвор освобождает пролет полностью и вода переливается через гребень, как на водосливной плотине.

Полный пролет плотины обычно рассчитан из условия пропуска наибольшего весеннего расхода воды, при напоре на гребне плотины H .

I тип — затворы, поднимающиеся вверх и не допускающие перелива струи через верхнюю кромку затвора. К такого рода затворам можно отнести плоские щиты, сегментные затворы, а также цилиндрические со щитом затворы (рис. 349—350).

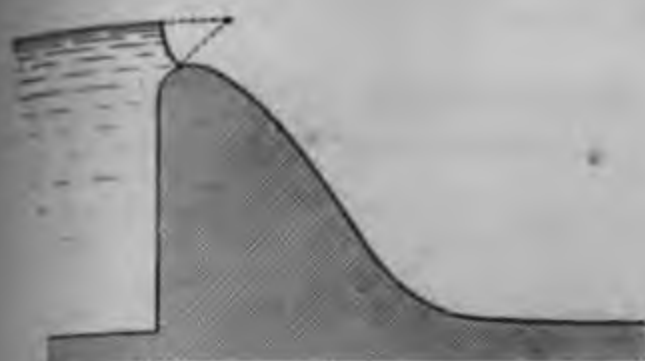


Рис. 349.



Рис. 350.

Недостатком затворов подобного типа, при плотинах, связанных с работой гидроэлектрических станций, является затруднительность пропуска льда, так как при ледоходе необходимо открывать полностью пролет плотины в то именно время, когда расход в реке еще не имеет достаточной величины.

Действительно, положим, что расход при начале ледохода равен Q и распределяется на работу гидроэлектрической станции в размере Q_0 и на пропуск льда через плотину в размере Q_1 .

При пролете плотины b и коэффициенте расхода водослива m , величина H_1 напора воды на гребне плотины может быть определена из равенства (рис. 351).

$$Q_1 = m\sqrt{2g} H_{1,0}^{3/2} b_c^*,$$

откуда

$$H_{1,0} = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{2gm^2b_c^2}},$$

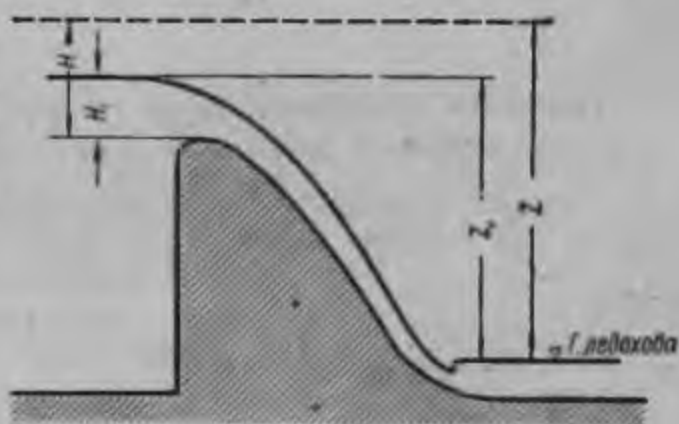


Рис. 351.

причем для свободного движения льда через гребень плотины желательно, чтобы толщина переливающегося слоя на гребне плотины была не менее

$$(0,8a + 0,10) \text{ м},$$

или

$$H_1 \geq a + 0,15 \text{ м},$$

* $H_{1,0}$ — напор H_1 с добавлением скоростного напора от влияния скорости подхода.

где a — толщина ледяного покрова,

H_1 — напор на водосливе при пропуске ледохода.

Так как расчетная величина наибольшего напора H на гребне плотины принимается обычно не менее требуемой для обеспечения пропуска наибольшего весеннего расхода воды, то значит

$$H_1 < H,$$

т. е. при открытии пролета плотины для пропуска льда используемая гидростанцией перепад z_1 дойдет до величины, которая меньше перепада на величину

$$\Delta z = H - H_1.$$

Рабочая мощность гидростанции перед началом ледохода, т. е. перед моментом открытия пролета плотины, равна примерно

$$N \cong 10 \cdot Qz,$$

а с началом ледохода примерно

$$N_1 \cong 10 Q_0 z_1,$$

т. е. с открытием пролета плотины рабочая мощность гидростанции уменьшается в отношении к первоначальной единичной ее работе на величину, измеряемую коэффициентом ξ

$$\xi = \frac{N - N_1}{N} = 1 - \frac{Q_0}{Q} \cdot \frac{z_1}{z}.$$

Последнее выражение, характеризующее колебание мощности станции в период ледохода, легко может быть преобразовано в следующий вид:

$$\xi = \frac{H - H_1}{z} \cdot \left(1 - \frac{Q_1}{Q}\right) + \frac{Q_1}{Q}$$

или

$$\xi = \frac{Q_1}{Q} \left(1 - \frac{H - H_1}{z}\right) + \frac{H - H_1}{z},$$

откуда видно, что наименьшая потеря гидроэлектрической энергии на установке получается при наличии условий:

а) уменьшения расхода Q_1 , потребного на питание водослива, при пропуске льда, с одновременным сохранением напора на гребне плотины H_1 ;

б) увеличения общего расхода воды Q , идущего на работу гидростанции и на водослив.

Эти условия тем резче сказываются на колебании мощности гидростанции в период ледохода, чем менее величина общего перепада на сооружении z и больше величина расчетного напора H на гребне плотины.

Приведенные соображения дают возможность остановиться на нескольких общих мотивах, каковые следует принимать во внимание при проектировании водосливных плотин с затворами, перекрывающими их пролеты.

1. Высота напора H на гребне плотины при закрытом затворе должна быть проектирована возможно близкою по величине к H_1 .

Это обстоятельство заставляет для обеспечения возможности пропуска весенней воды увеличивать общее отверстие водосливной части плотины, что ограничивается естественными условиями реки и экономическими соображениями устройства сооружений, почему в большинстве случаев практики соблюдено быть не может.

Возможным решением задачи уменьшения высоты напора можно рекомендовать устройство дополнительных для пропуска весенней воды отверстий с глубоким заложением флютбета; эти отверстия не открываются во время пропуска льда через плотину (рис. 352).

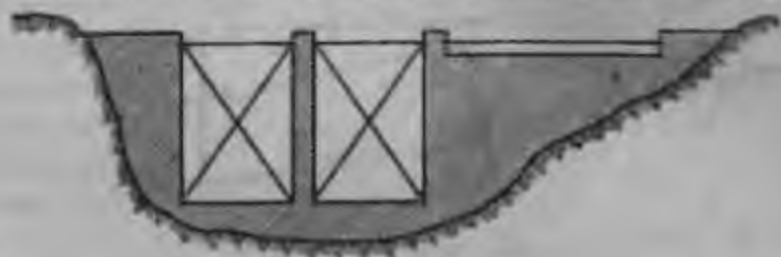


Рис. 352.

2. Величина напора воды на гребне плотины H_1 должна быть возможно большею, во избежание уменьшения значения перепада z_1 .

Однако, требование сокращения расхода воды Q_1 , питающего водослив при пропуске ледохода, заставляет делать слой H_1 минимальным, а именно равным

$$H_1 \geq a + 0,15 \text{ м},$$

где a — толщина ледяного покрова.

3. Расход воды Q_1 , потребляемый водосливом при пропуске льда, должен быть наименьшим.

Так как расход Q_1 равен

$$Q_1 = m \sqrt{2g} H_{1,0}^{3/2} b_c,$$

то, при заданной минимальной необходимой для беспрепятственного движения льда глубине H_1 , дальнейшего уменьшения расхода Q_1 можно достичь сокращением работающего пролета плотины b .

Эксплуатационно картину работы плотины можно было бы представить себе так, что в первую очередь, при малых расходах воды, в реке открываются лишь отдельные пролеты, а в дальнейшем, по мере прибытия воды в реке, открываются последующие пролеты плотины, до полной ширины отверстия.

Однако, в некоторых случаях такой порядок маневрирования затворами не представляется удобным и рациональным, так как лед при подвижке может навалить на соседние пролеты и при недостаточном работающем отверстии может образоваться затор его перед плотиною.

Для свободного сбрасывания льда практически считается желательным, чтобы работающее отверстие во время ледохода имело размер примерно равный

$$b \geq (0,5 \div 0,7) b_e,$$

где b_e — ширина зеркала реки.

Это положение равносильно почти требованию, чтобы для ледохода открывались все отверстия плотины.

4. Обеспечение питания водослива плотины большим расходом воды можно достигнуть задержкою по временам наступления момента ледохода.

При плотине, пропуск воды через которую производится не поверхностным водосливом, а через отверстия, позволяющие поддерживать покойную поверхность уровня верхнего бьефа, можно начать пропуск льда с задержкою против момента, соответствующего естественному началу ледохода.



Рис. 353.

При таком порядке эксплуатации плотины можно подождать наступления в реке расхода воды Q , при котором будут обеспечены и работа гидростанции и питание водослива с напором на гребне H_1 на достаточном пролете плотины.

Подобное маневрирование плотиною может позволять полностью или отчасти восполнить теряемую от понижения верхнего бьефа энергию гидростанции, но уменьшает продолжительность навигации, почему этот способ эксплуатации плотины на больших судоходных реках не может быть рекомендован.

Вместе с тем необходимо обратить внимание, что задержка весеннего ледохода ограничена временем, так как при значительной прибыли весенней воды подвижка льда начинается в верхней части бьефа, и безопасность работы плотины может заставить открыть пропускные затворы ранее назначенного расчетного срока действия водослива (рис. 353).

Подводя общие итоги применения плотин с щитовыми затворами, поднимающимися вверх и не допускающими перелива воды через их верхнюю кромку, можно прийти к заключению, что использование такой конструкции затворов требует разрешения для каждого случая многих сложных вопросов, связанных с условиями обеспечения нормальной работы гидростанции при пропуске льда через водослив плотины.



Рис. 354.

II тип — затворы, поднимающиеся вверх и допускающие перелив струи через верхнюю кромку затвора.

Примером такого рода затворов могут служить сдвоенные плоские щиты, затворы цилиндрические (круглые),* а также все другие затворы, снабженные ледопропускными клапанами (рис. 354, 355, 356).

Ледопропускные клапаны, имеющие высоту примерно равную H_1 , обеспечивающие сброс льда без понижения подпорного горизонта, теоретически

* Старые конструкции позволяют перелив струи при подъеме горизонта верхнего бьефа, новейшие — снижают самый затвор.

тически, как будто, разрешают вопрос о наилучшей гидравлической работе плотины, связанной с гидроэлектрической станцией.

Однако практически ледопропускные клапаны могут служить лишь для сброса ледяного покрова из малых замкнутых бассейнов, где плывущие льдины не дают сильного навала льда на плотину, как то имеет место при сплошном ледоходе на реке.

Обстоятельства ледохода могут сложиться в последнем случае так, что в тот момент, когда расход воды достигнет столь большого значения и необходимо будет открыть затвор, это не представится возможным исполнить

из-за нагромождения льда перед затвором, т. е. для плотины могут создаться небезопасные для прочности сооружения условия.

Для устранения возможности такого рода затруднений, пропуск излишней воды должен быть обеспечен или через гидростанцию, или глубокими отверстиями, не пропускающими ледоход.

Вместе с тем неудобство применения ледопропускных клапанов обуславливается еще тем положением, что лед движется вместе со свободно падающей струей, не направляемый водосливом, и падает с большим ударом на сливную поверхность плотины или водобой, обстоятельство, которое следует признать нерациональным.

Таким образом для плотин, возводимых на судоходных реках, с сравнительно большим ледоходом, от пропуска льда через особо устраиваемые в затворах клапаны следует воздерживаться.

Переходя к общему рассмотрению затворов, приспособленных для пропуска льда через верхнюю кромку их, можно различить два вида затворов, а именно затворы — позволяющие перелив воды через них без повышения горизонта верхнего бьефа, и затворы — сброс воды через кои происходит при подъеме уровня верхнего бьефа.

а) К первому виду относится очень распространенный тип затвора, известный под названием сдвоенного щита, в котором при подъеме нижнего щита происходит истечение воды из-под щита, а при опускании верхнего щита совершается сброс воды как через водослив с острой кромкой (рис. 357 и 358).



Рис. 355.

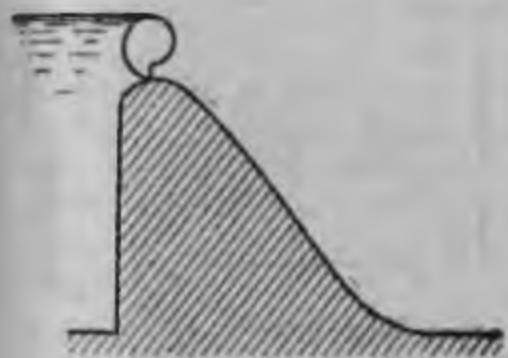


Рис. 356.

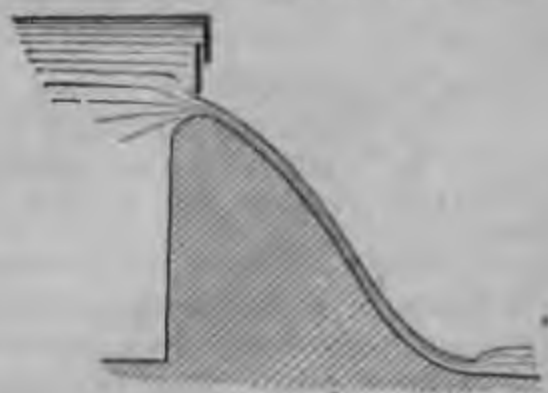


Рис. 357.

Сдвоенные щитовые затворы очень удобны в эксплуатации, так как позволяют при маневрировании спуском воды вызвать поверхностное течение, и тем освободить верхний бьеф от плавающих тел.

Однако сдвоенные щитовые затворы обладают теми же по существу недостатками, что и одиночные щиты с ледопропускными клапанами: во-первых, переливающаяся струя с ледяной массой не направляется поверхностью водослива и падает на слив и водобой, и, во-вторых, — возможны навалы и заторы льда перед щитами, затрудняющие их подъем. Последнее обстоятельство менее опасно для прочности плотины при сдвоенных щитах, нежели ледопропускных клапанах, так как верхний щит может открывать большее отверстие в течение более долгого периода, в зависимости от расхода воды в реке.

Размер верхнего щита может быть так рассчитан, что при опускании всех щитов на полную высоту открытое отверстие плотины обеспечит пропуск наибольшего расхода при ледоходе, почему подъем нижних щитов можно начать лишь после прохода льда.

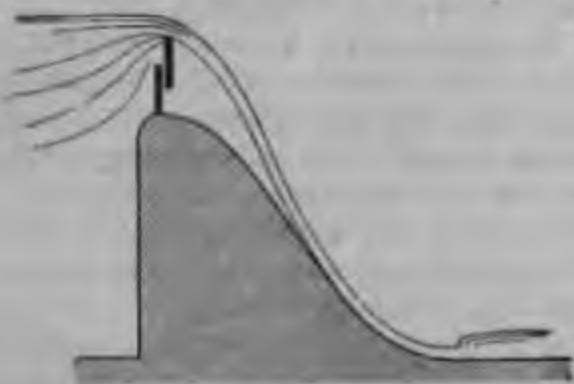


Рис. 358.

Кривая расходов воды.

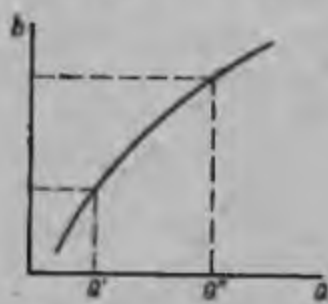


Рис. 359.



Рис. 360.

Полагая (рис. 359) наименьший расход через водослив при ледоходе равным Q' и наибольший к концу ледохода Q'' , можем определить глубину опускания щита y из условия (рис. 360).

$$Q'' \cong m \sqrt{2g} (y - 0,1)^{3/2} b_c,$$

где m — коэффициент расхода,

y — глубина опускания щита,

b_c — действительный пролет всех отверстий.

0,1 м — возвышение верхней кромки щита над подпорным горизонтом воды.

Конечно, и в этом случае остается правильным решение в виде устройства дополнительных глубоких отверстий, не пропускающих ледоход.

б) Ко второму виду затворов относятся цилиндрические затворы, допускающие перелив воды с подъемом горизонта верхнего бьефа.

Так как при использовании гидроэлектрической энергии подпор на сооружении доводится до максимального возможного из условий затопления местности, то обычно подъем воды сверх принятой для верхнего бьефа отметки горизонта недопустим, и от перелива через затвор приходится отказываться или смотреть на него как на исключительный случай.

В силу указанного соображения цилиндрические затворы проектируются обычно без требования работы их как водослива.

В настоящее время имеются мотивы для устройства цилиндрических затворов, опускающихся для пропуска ледохода несколько вниз, с дальнейшим подъемом вверх, однако вполне рациональных конструкций деталей таких затворов до сего времени не имеется.

III тип — затворы, опускающиеся вниз и допускающие перелив струи через верхнюю кромку затвора, как через водослив.

Современным примером подобного типа затвора является секторный затвор, опускающийся в нишу тела плотины (рис. 361—362) так, что по существу получается водосливная плотина с переменным гребнем водослива.



Рис. 361.

Применением секторного типа затвора в полной мере разрешается пропуск ледохода без излишней потери воды и без снижения рабочего подпора на гидроэлектрической станции, причем независимо от положения затвора все время сохраняется водосливная поверхность, по которой спускается струя, несущая лед. Однако конструктивные особенности этого типа затвора в значительной степени ограничивают возможность его использования, несмотря на хорошие качества его в отношении гидравлического регулирования потока.

Основным недостатком секторного затвора является значительная его ширина понизу, вследствие чего требуется большая ширина гребня плотины, а возрастание кубатуры бетонной кладки тела плотины влечет за собою увеличение стоимости плотины.



Рис. 362.

Это обстоятельство имеет особенное значение при стремлении применять секторные затворы для высоких плотин на скалистых грунтах, для которых теоретически прочное тело плотины получается по форме близким к треугольному, и затруднительность размещения секторного затвора и устройство ниши на гребне плотины, без значительного увеличения бетонной кладки, влекут за собою

обычно отказ от применения рассматриваемого типа затвора.

При проектировании плотины на мягких грунтах, подразумевая под таковыми глинистые и песчаные грунты, приходится придавать телу плотины массивный характер из условий устойчивости тела плотины на скольжение, и тогда вопрос по устройству секторного затвора получает свое разрешение более благоприятно.

Таким образом, секторный затвор является, собственно говоря, лишь началом разрешения проблемы перекрытия пролетов плотин, имеющих

назначение пропускать и регулируемый расход воды и ледоход, при перебойной работе гидроэлектрической станции.

Б. Глубокие отверстия плотин. Глубокие отверстия плотин предназначены преимущественно для пропуска расхода воды во время наводнения



Рис. 363.

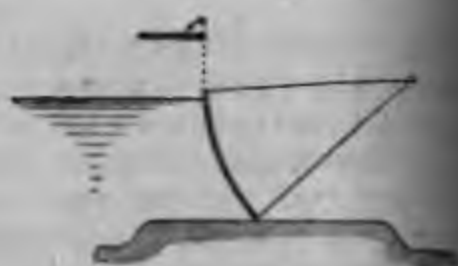


Рис. 364.

и могут пропускать ледоход только при сравнительно высоких естественных горизонтах воды.

Наилучшим затвором для глубоких отверстий является сдвоенный щитовой затвор, который позволяет пропускать воду напорной струей из-под щита и через водослив, образующийся при спуске верхней створки щита (рис. 363).

Второй тип затвора — сегментный, поднимаемый вверх с моста или устоев и пропускающий воду под щит (рис. 364).

Третий тип затвора — мостовой, состоящий из моста и ряда стоек, пролет между которыми перекрывается рядом отдельных щитов (рис. 365).

Четвертый тип затвора — цилиндрический с передним щитом, поднимаемый вверх помощью катания цилиндра в пазах устоев (рис. 366).

Из всех четырех типов затворов по настоящее время наиболее экономичное, простое и удобное решение вопроса о перекрытии глубокого пролета плотин дает щитовой сдвоенный затвор.

4. Гидравлический расчет отверстий плотин.

Для выполнения гидравлического расчета отверстия плотин должны быть установлены следующие основные данные:

Q_m — максимальный естественный расход воды,

Q' — минимальный естественный расход воды при начале ледохода и положение горизонтов, соответствующих этим расходам, h_m и h_1 по отношению к меженнему горизонту,

причем предположим, что работа гидростанции должна быть обеспечена непрерывным расходом воды Q_n .

В дальнейшем изложении положим в основу наиболее общую схему плотины, имеющую в своем составе как высокие, так и глубокие отверстия

Гидравлический расчет поведем в том предположении, что лед пропускается через высокие отверстия плотины, а наибольший весенний расход воды через все, и высокие и глубокие отверстия.

А. Высокие отверстия плотин.

Высокие отверстия плотины надлежит рассчитывать на ледоходные условия работы плотины, установив минимальный общий пролет отверстий, при наличии которого будет обеспечено беспрепятственное движение льда (рис. 367).

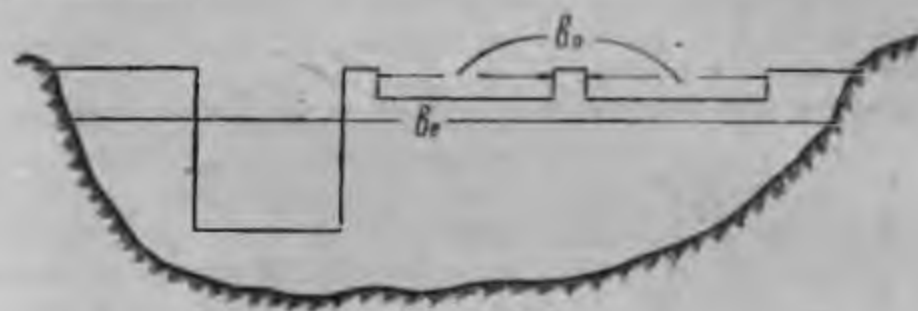


Рис. 367.

а) Определение пролета высоких отверстий b_0 .

Для первого приближения можно принимать, что пропускная способность отверстий плотины в отношении льда не должна быть менее таковой в любом сечении реки, т. е. должно быть соблюдено приблизительное условие

$$kvb_0 \cong v_e b_e,$$

где v — поверхностная скорость на водосливе,
 b_0 — общий пролет высоких отверстий,
 v_e — естественная средняя поверхностная скорость потока,
 b_e — естественная ширина потока,
 k — коэффициент, учитывающий затруднительность движения льда в пролетах плотин.



Рис. 368.

Поверхностная скорость на водосливе определится из уравнения (рис. 368)

$$v \cong \sqrt{2g(H-e)},$$

где $e \cong 0,77H$ — теоретическая толщина струи на гребне плотины,
 H — напор на водосливе во время ледохода,

откуда величина скорости v примерно равна

$$v \cong 2\sqrt{H}.$$

Принимая величину коэффициента k около 0,75, получаем примерное выражение для ширины пролета плотины b_0 в виде формулы

$$b_0 = \frac{v_e}{1,5\sqrt{H}} \cdot b_e.$$

Например при обычных скоростях ледохода на судоходных реках 0,5—1 м/сек и напоре на водосливе около 1 м, пролет плотины должен быть

$$b_0 = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3} \right) b_0,$$

что обычно и принимается при проектировании отверстий плотин.

Задаваясь минимальной величиной переливающегося через водослив слоя воды

$$e_{\min} \cong (0,8a + 0,1) \text{ м},$$

где a — толщина льда и

e — толщина переливающегося слоя воды на гребне плотины.

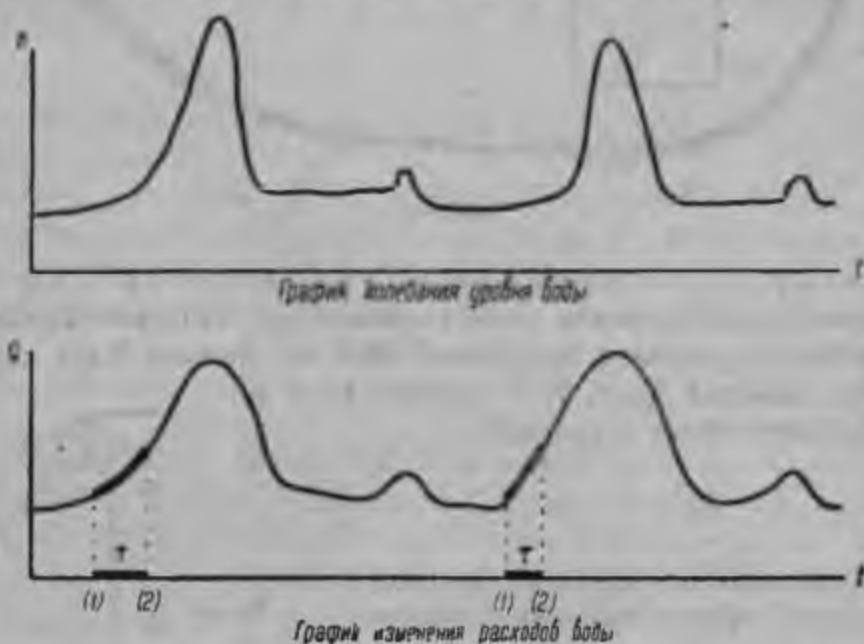


Рис. 369.

можем определить расчетный расход воды, потребный для беспрепятственного пропуска льда, а именно:

$$Q_1 = m \sqrt[3]{2g H_1^2 b_c},$$

где m — коэффициент расхода на водосливе,
 $H_1 \cong a + 0,15$ м — напор на водосливе при пропуске льда,
 b_c — предполагаемый действительный пролет высоких отверстий.

Если из этого расчета получится, что

$$Q_1 \leq Q',$$

то пропуск ледохода при пролете b_0 возможен без задержки навигации.

В противном случае следует или уменьшить отверстие b_0 до наименьших, возможных по условиям пропускной способности размеров, или установить необходимый для прохода льда через водослив расход и допустить задержку навигации.

Количество времени, на которое происходит задержка навигации, может быть определено при помощи графика изменения естественных расходов воды в реке, в зависимости от времени года * (рис. 369).

Откладывая по оси ординат расходы, определяем по графику, во-первых, момент (1), соответствующий началу естественного ледохода, и, во-вторых, момент (2), соответствующий началу предполагаемого ледохода при шлюзовании, когда расход в реке будет равным расчетному Q_1 .

Промежуток времени между этими моментами будет определять период изменения навигации в зависимости от задержки навигации.

Как общее соображение, можно полагать, что расчетный расход Q_1 , до которого можно задерживать ледоход на судоходных реках, следует принимать близким по величине к среднему многолетнему расходу Q_c , соответствующему началу ледохода на данной реке в естественном ее состоянии.

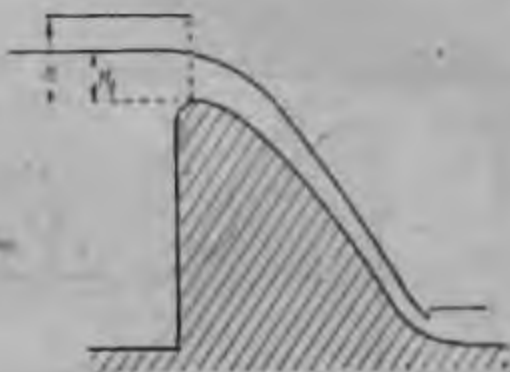


Рис. 370.

б) Определение положения гребня водослива высоких отверстий.

При одной и той же ледопрпускной способности плотины, зависящей в основе от величины пролета отверстий, гребень водослива может быть расположен на разной высоте по отношению к подпорному горизонту верхнего бьефа (рис. 370).

Положение гребня водослива обычно определяется следующими соображениями:

1) возможною величиною напора при пропуске ледохода H_1 в зависимости от требуемого в это время расхода воды на питание водослива, увеличение которого вызывает задержку ледохода;



Рис. 371.

2) конструкцией затвора, требующего известного соотношения между высотой затвора и пролетом плотины для обеспечения жесткости затвора;

3) обычно допускаемыми колебаниями верхнего бьефа, в зависимости от неравномерности работы станции.

Для установления величины H понижения гребня водослива по отношению к подпорному горизонту, можно указать, что высота затвора

* Для прошлых лет.

по отношению к каждому отдельному пролету b с точки зрения жесткости затвора должна быть примерно равной (рис. 371)

$$H \cong \left(\frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) b,$$

каковое соотношение дает при пролетах 15—30 м минимальную величину H около 2—4 м.

Обычное колебание верхнего бьефа станции, при регулировании ее работы, принимается примерно, в зависимости от условий нагрузки станции и запасов воды, около 1—2 м, откуда, учитывая необходимую толщину переливающегося через водослив слоя воды во время ледохода, получаем высоту напора на гребне плотины

$$H = H_1 + (1 \div 2) \text{ м}$$

или, примерно, при $H_1 = 1,0$ м получаем

$$H \cong 2 \div 3 \text{ м.}$$

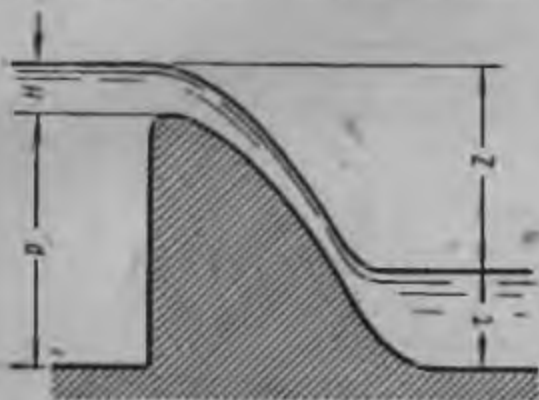


Рис. 372.

Эти данные приведены лишь для иллюстрации соображений, которыми можно руководствоваться при установлении глубины заложения гребня плотины по отношению к подпорному горизонту.

Б. Глубокие отверстия плотин.

Глубокие отверстия плотины надлежит рассчитывать на пропуск, совместно с высокими отверстиями, наибольшего расхода воды (рис. 372 и 373).

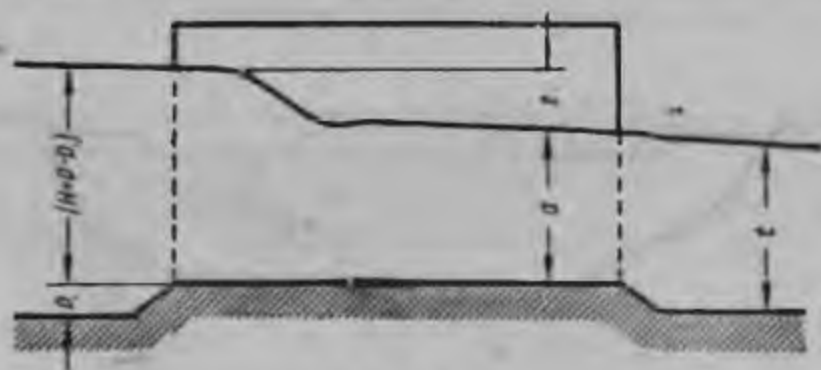


Рис. 373.

Обозначая пролет в свету высоких отверстий через b_0 и пролет глубоких отверстий через b_1 , можем легко определить условия, которые должны удовлетворять эти пролеты в отношении пропуска наибольшего расхода воды *

$$Q_{\max} = m \sqrt{2gH_0}^{\frac{3}{2}} b_{0,c} + m_1 \sigma_1 \sqrt{2gH_{0,1}}^{\frac{3}{2}} b_{1,c},$$

* Обычно принимается катастрофическое условие, что гидростанция не работает или работает отчасти.

m — коэффициент расхода для высоких отверстий плотины,
 m_1 — коэффициент расхода для глубоких отверстий плотины,
 $b_{e,c}$ и $b_{1,c}$ — эффективная ширина отверстий, равная по Francis'у

$$b_c = b - 0,1 \xi n H_0 \text{ при } n — \text{числе отдельных сжатий,}$$

ξ — коэффициент уменьшения в зависимости от формы бычков (рис. 244), равный примерно

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

• полуциркульного и треугольного . . $\xi = 0,7$

• заостренного криволинейно $\xi = 0,4$

σ_1 — коэффициент затопления струи, определяемый в зависимости от отношения $\left(\frac{a}{a+z_0}\right)$ (рис. 374),

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad \text{и} \quad H_{0,1} = H_1 + \frac{\alpha v_0^2}{2g},$$

где v_0 — скорость подхода, равная $v_0 = \frac{\max Q}{\omega}$ при ω — площади живого сечения реки.

Зная коэффициент расхода для высоких** и глубоких отверстий, из приведенного уравнения можно определить действительный или эффективный общий пролет глубоких отверстий $b_{1,c}$ и по формуле Francis'a b_1 пролет в свету этих отверстий.

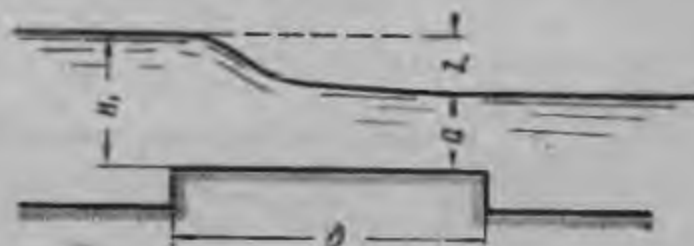


Рис. 374.

Коэффициент m_1 для глубоких отверстий, при обычной их форме и взаимоотношениях, следует обычно принимать как для водослива с широким порогом,*** т. е. при плавном входе на закругленном входном ребре равным $m_1 = 0,35$ и при неплавном входе на ребре без закругления равным $m_1 = 0,32$.

Коэффициент затопления σ_1 для водослива с широким порогом можно определить, пользуясь нижеприводимую таблицей:

Таблица 56

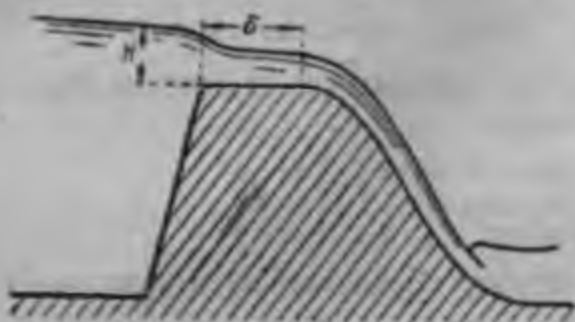
$\frac{a}{H_{0,1}}$	σ_1	$\frac{a}{H_{0,1}}$	σ_1	$\frac{a}{H_{0,1}}$	σ_1
до 0,7	1,000	0,90	0,740	0,98	0,360
0,75	0,973	0,92	0,676	0,99	0,256
0,80	0,930	0,94	0,597	0,995	0,183
0,83	0,888	0,95	0,553	0,997	0,143
0,85	0,853	0,96	0,498	0,998	0,119
0,87	0,814	0,97	0,434	0,999	0,084

* H и H_1 — напоры на водосливе высоких и глубоких отверстий.

** В случае затопления струи высоких отверстий в формулу должен быть введен коэффициент σ .

*** При длине водослива более $2H$.

Коэффициент m для высоких отверстий может быть принят как водосливных плотин, в зависимости от формы оголовка водослива (с гидравлический расчет плотин сливного типа).



Однако при необходимости устройства ремонтных приспособлений в виде шандоров или щита, оголовки плотин расширяется иногда так, что с гидравлической точки зрения может даже получиться водослив с широким порогом при условии

$$\frac{b}{H} \geq 2.$$

Рис. 375. *

В таких случаях уширения оголовка плотины следует уменьшать коэффициент расхода воды через водослив в зависимости от ширины верхней его части, а именно для соотношений *

$b \leq 0,3H$	$0,3H < b < H$	$H < b < 2H$	$b > 2H$
m	$m \div 0,9m$	$0,9m \div 0,715m$	$0,35m$

где m следует принимать по данным главы IX.

Из приведенных уравнений легко определяется пролет в свету глубоких отверстий b_1 .

В. Поверка пропускной способности отверстий плотины при расходах меньших $Q_{\max}$.

При всех промежуточных расходах Q , меньших наибольшего расхода, истечение жидкости может происходить и через высокие и через глубокие отверстия, причем пролеты их могут быть открыты полностью или частично.

Для правильной эксплуатации плотины и для установления порядка маневрирования затворами необходимо иметь зависимость между расходом воды из-под каждого затвора при равной степени его открытия.

1) Для высоких отверстий (рис. 376), в которых струя обычно не затоплена, расход воды может быть определен по формуле

$$Q = \mu ab \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)},$$

* Под H подразумевается $H_{\max}$; при других H следует вводить уменьшение коэффициента m при посредстве множителя σ_H , имеющего величину

$$\sigma_H = 0,785 + 0,25 \frac{H}{H_{\max}} \quad (\text{при } \frac{H}{H_{\max}} = 0,1 \div 0,8)$$

$$\sigma_H = 0,88 + 0,12 \sqrt{\frac{H}{H_{\max}}} \quad (\text{при } \frac{H}{H_{\max}} > 0,8),$$

где $H_0 = H + \frac{av_0^2}{2g}$ — полный напор при v_0 — равной скорости подхода, a — высота подъема затвора, b — пролет отверстия плотины.

Коэффициент расхода воды из-под затвора может быть принимаем по данным А. Буркова равным $\mu = 0,6 \div 0,62$

при коэффициенте сжатия струи около $\epsilon = 0,64$ и коэффициенте скорости около $\varphi \cong 0,95$.

По данным Косч'а можно принимать величину μ примерно по следующей таблице:

$\frac{H_0}{a}$	1,2	1,4	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	20,0
μ	0,75	0,606	0,565	0,587	0,596	0,600	0,602	0,606

Примерные величины коэффициентов μ практически могут быть принимаемы следующими:

а) Отверстия со сжатием струи со всех сторон — 0,60—0,65,

б) Отверстия с боковым сжатием, но без сжатия по дну — 0,65—0,7.

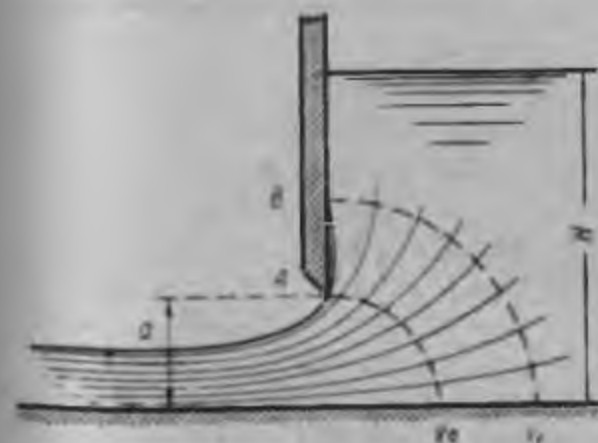


Рис. 376 а.

через точку В) глубине H выше затвора, т. е.

$$r = \frac{2H}{\pi}$$

Разделив на равные части дуги этих окружностей, а также высоту струи за выходным отверстием, равную по высоте примерно μa , можем предположительно провести ряд линий тока выходящего из-под щита потока.

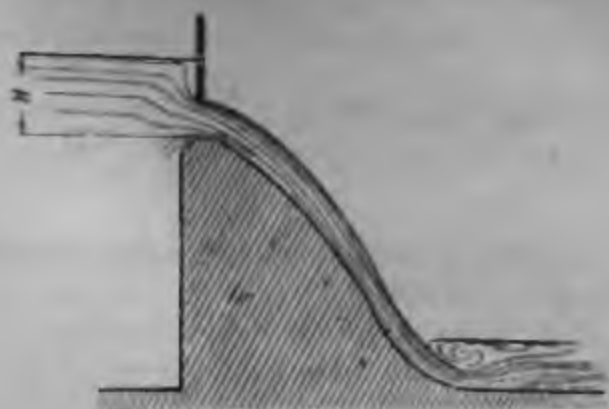


Рис. 376.

Поверхность струи ниже отверстия можно для первого приближения описать радиусом равным примерно $a \div 1,5a$ (рис. 376 б).

При истечении из-под щита гидростатическое давление на щит уменьшается, что можно иллюстрировать приблизительным расчетом.

В сечении по четверти окружности с длиной дуги равной H и радиусом (рис. 376 а)

$$r = \frac{2H}{\pi}$$

скорость движения воды равна приблизительно величине подводящей скорости течения v_0 .

В сечении по четверти окружности, описанной радиусом a , величина скорости движения воды будет равна

$$v_a = v_0 \frac{r}{a}$$

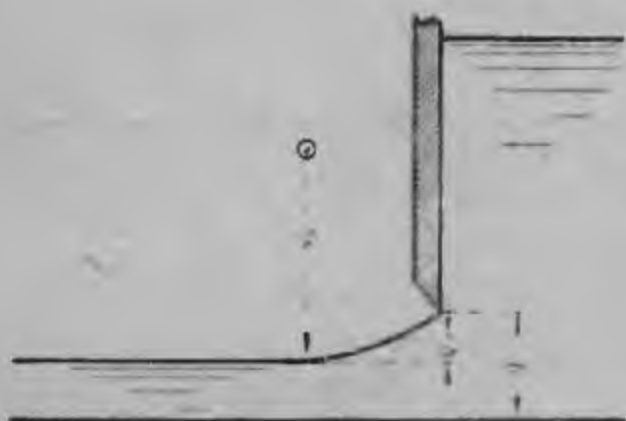


Рис. 376 б.

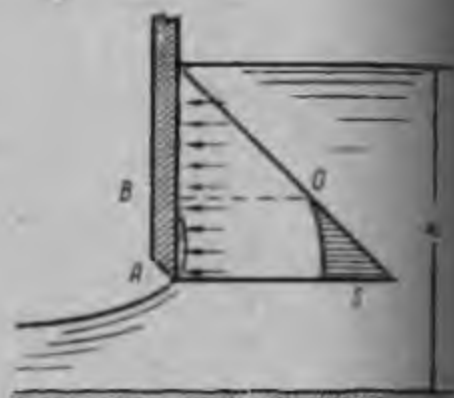


Рис. 376 в.

Уменьшение интенсивности давления воды на щит в точке A , при $\alpha \neq 1$, равно

$$S = \frac{v_a^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_0^2}{2g} \left[\left(\frac{r}{a} \right)^2 - 1 \right],$$

а в точке B таковое равно нулю.

В среднем при параболическом треугольнике с основанием S (рис. 376 в), уменьшение величины давления на щит получится примерно равным

$$p = \frac{1}{3} (r - a) \left[\left(\frac{r}{a} \right)^2 - 1 \right] \frac{v_0^2}{2g},$$

где a — высота подъема щита (отверстие) и

$$r = \frac{2H}{\pi}$$

2) Для глубоких отверстий явление истечения из-под затвора представляется более сложным, так как струя ниже затвора может иметь движение с отогнутым или затопленным прыжком, а нижняя кромка

затвора может находиться выше горизонта нижнего бьефа или быть затоплена последним.

I стадия, характеризуемая условием (рис. 377), что прыжок не затоплен, а именно $h_2 \geq t$, где t глубина в нижнем бьефе.

Обозначая скорость истечения воды из отверстия под щитом через v и скорость в наиболее сжатом состоянии v_1 , имеем уравнение для определения глубины h_1 в наиболее сжатом сечении

$$q = \mu a \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)} = h_1 v_1^*,$$

которое выражает равенство расходов воды через отверстие и через сечение (I) струи, причем скорость воды в сжатом сечении может быть приблизительно определена

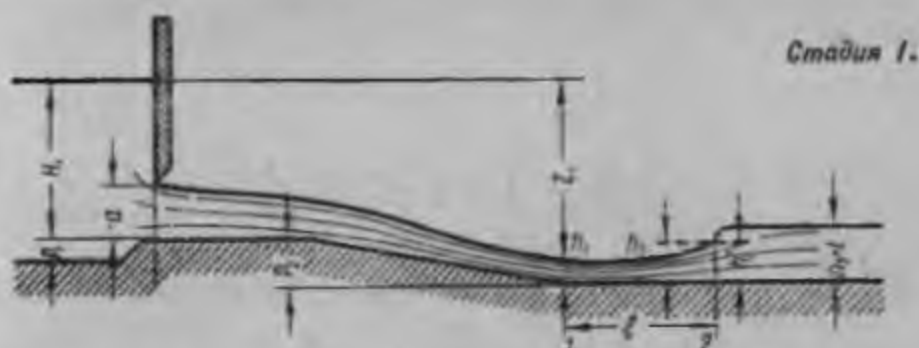


Рис. 377.

$$v = \varphi \sqrt{2g (H_0 + p_2 - h_1)}.$$

Подставляя величину скорости v_1 в уравнение неразрывности расходов воды, получаем таковое уравнение в виде

$$q = \mu a \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)} = \varphi h_1 \sqrt{2g (H_0 + p_2 - h_1)},$$

а после преобразований

$$\left(\frac{\mu}{\varphi} \right)^2 a^2 \left(H_0 - \frac{a}{2} \right) = h_1^3 (H_0 + p_2 - h_1),$$

откуда подбором можно определить глубину h_1 в сжатом сечении.

* $H_0 = H_1 + \frac{v_1^2}{2g}$ при $H_1 = H + p - p_1$, где H — напор на гребне высоких отверстий, p — высота тела плотины высоких отверстий.

Сопряженная глубина прыжка, соответствующая глубине наиболее сжатого сечения h_1 , определяется по формуле

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8aq^2}{gh_1^3}} - 1 \right),$$

причем при $h_2 > t^*$ прыжок получается отогнутым, как показано на рис. 377.

Для установления картины сопряжения образующей на водобое отогнутый прыжок струи с нижним бьефом необходимо, во-первых, определить глубину $h_2 = h_1'$ в сечении (2) и, во-вторых, расстояние l от наиболее сжатого сечения до прыжка (рис. 377).

Глубина $h_2 = h_1'$ может быть исчислена как сопряженная величина с глубиной нижнего бьефа $h_2' = t$, т. е. по формуле

$$h_2 = h_1' = \frac{t}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8aq^2}{gt^3}} - 1 \right),$$

где q — расход в отверстии из-под щита, равный

$$q = \mu a \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)}$$

t — глубина нижнего бьефа.

Расстояние l от наиболее сжатого сечения струи с глубиной h_1 (сечение 1) до прыжка с глубиной $h_2 = h_1'$ (сечение 2) определяется выражением интеграла дифференциального уравнения неравномерного движения, например, по Bresse'у

$$l = \frac{h_0}{i_0} \left\{ \eta_2 - \eta_1 - \left(1 - \frac{aC_0^2 l_0}{g} \right) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\}.$$

где C_0 — коэффициент Шези, определяемый, например, по формуле Bazin'a

$$C_0 = \frac{87}{1 + \frac{1}{V^R}}.$$

l_0 — уклон потока ниже плотины,

γ — коэффициент шероховатости поверхности водобоя,

h_0 — нормальная глубина потока, в данном случае равная $\sim t$,

$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$, где h_1 — глубина в наиболее сжатом сечении,

$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$, где $h_2 = h_1'$ — глубина, сопряженная с глубиной t .

$\varphi(\eta_1)$ и $\varphi(\eta_2)$ — функции, определяемые по соответствующим таблицам.

* t — глубина нижнего бьефа, отвечающая расходу q из-под затвора, — может быть определена или по кривой расхода для реки в естественном ее состоянии, или, если таковой не имеется, то по формуле Шези.

Величину подъема затвора a_1 , отвечающую конечному состоянию потока по стадии I с отогнутым прыжком, можно определить из уравнения

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8aq^2}{gh_1^3}} - 1 \right) = t,$$

т.е.

$$q = \mu a_1 \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a_1}{2} \right)} = \varphi h_1 \sqrt{2g (H_0 + p_2 - h_1)},$$

откуда подбором и можно установить значение a_1 — высоты поднятия щита, конечной для формы струи по стадии I.

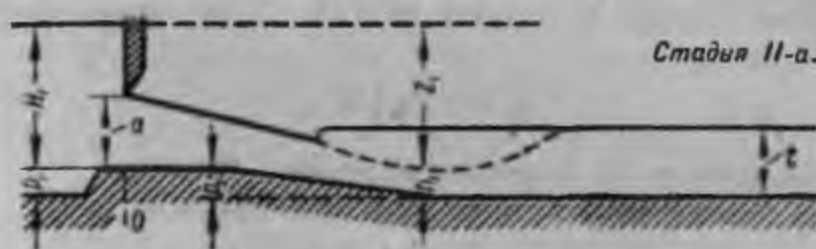


Рис. 378.

II стадия — характеризуемая условием, что прыжок затоплен нижним бьефом (рис. 378).

а) До момента затопления нижней кромки затвора нижним бьефом расход воды через отверстие может быть определен по той же формуле, что и в стадии первой, т. е.

$$q = \mu a \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a}{2} \right)},$$

где $H_0 = H_1 + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$,

v_0 — скорость подхода воды,

a — открытие щита,

μ — коэффициент расхода, равный около 0,65.



Рис. 379.

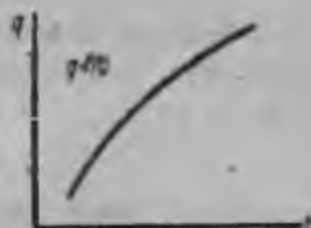


Рис. 380.

б) Момент затопления нижней кромки затвора может быть определен из геометрического соотношения (рис. 379)

$$t_2 - p_2 = a_2,$$

причем глубина нижнего бьефа должна соответствовать расходу q , равному

$$q = \mu a_2 \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a_2}{2} \right)}.$$

Имея кривую расходов воды в нижнем бьефе, в зависимости от естественных горизонтов реки (рис. 380), выражаемую функцией

$$q = f(t),$$

можем составить уравнение для определения высоты a_2 поднятия воды в момент подтопления нижней кромки затвора, а именно —

$$q = f(a_2 + p_2) = \mu a_2 \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{a_2}{2} \right)},$$

откуда и определить a_2 .

Если кривой расхода не имеется, то $f(t)$ можно представить примерно по формуле Шези в виде

$$q = C \omega \sqrt{Ri},$$

где C — определяется по формуле, например, Bazin'a,

$\omega \cong t_2$ — площадь сечения на пог. метр ширины реки,

$R \cong t_2$ — подводный радиус, примерно равный t_1 ,

i — средний уклон дна реки ниже плотины.

в) После момента подтопления нижней кромки затвора, при дальнейшем подъеме затвора, истечение воды в отверстие a происходит с уменьшенным напором (рис. 381) причем расход воды может быть определен по формуле

Стадия II-а.

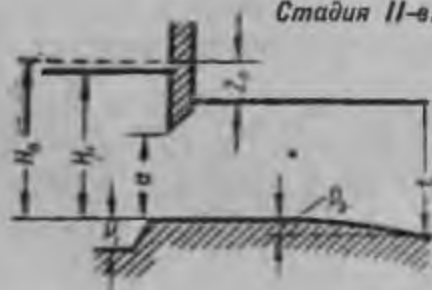


Рис. 381.

$$q = \mu a \sqrt{2gz_0},$$

где

z_0 — разность горизонтов, равная $z_0 = H_0 - t + p_2$,

μ — коэффициент расхода, принимаемый примерно равным

0,65—0,75.

Конечный момент истечения из-под затвора, при постоянном подпорном горизонте, определится окончательным подъемом затвора, т. е. условием

$$a_3 = t_3 - p_2,$$

что будет иметь место при расходе

$$q = \mu a_3 \sqrt{2gz_0}.$$

где $z_0 = H_0 - t_3 + p_2$,

μ — коэффициент расхода, который можно считать примерно

$$\mu = \varphi \epsilon$$

при коэффициенте скорости $\varphi = 0,85 \div 0,92$

коэффициенте сжатия $\epsilon = 0,85 \div 0,95$,

в зависимости от закругления входного ребра порога и его вышения над дном водотока, или в среднем $\mu \cong 0,75 \div 0,85$.

Определение расхода при полном открытии затвора следует вести по обычной формуле затопленного водослива с широким порогом, представляемой в виде выражения

$$q = m \sigma b \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

где σ — коэффициент затопления, определяемый по таблице 56, приведенной выше.

В заключение следует сказать, что явление истечения жидкости из-под затвора при затопленном отверстии * происходит значительно сложнее, чем в изложенном выше расчете, так как ниже отверстия образуется волна поверхностного режима струи, которая влияет на коэффициент расхода воды через отверстие и на самый вид и форму вытекающей из-под затвора струи. Для разъяснения характера явления можно привести аналогичную схему истечения воды из полузатопленного отверстия в тонкой стенке (рис. 382).

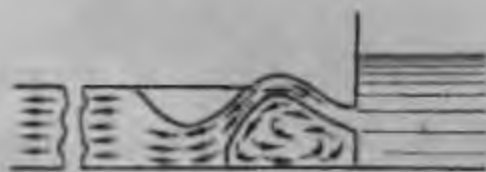


Рис. 382.

5. Гидравлический профиль бетонной части плотины.

Форма бетонной части плотины при установке затвора на ее гребне отличается по существу от гидравлического профиля водосливных плотин без затворов — наличием прямой вставки в очертании оголовка плотины, вводимой в целях:

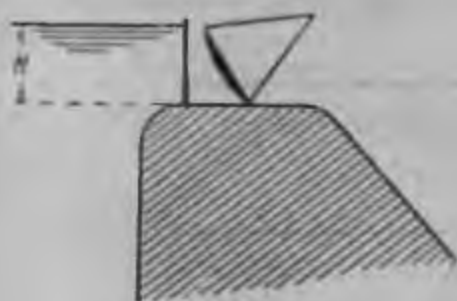


Рис. 383.



Рис. 384.

а) создания опоры для затвора в положении его, закрывающем пролет, и

б) возможности устройства ремонтных приспособлений (рис. 383).

Гидравлический профиль плотины можно построить следующим образом:

* Б. Ф. Рельтов. К вопросу об истечении через полузатопленное отверстие в тонкой стенке.

1) очертание входного ребра (рис. 384) можно исполнить по координатам кладки

x	y
0,0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0,000

или описать радиусом

$$R_1 = 0,352$$

из центра с координатами

$$x = 0,27 \text{ и } y = 0,352,$$

причем все координаты и радиус R_1 даны для полного напора на водосливе плотины $H_0 = 1$ м;

2) очертание слива плотины (рис. 385) может быть исполнено по координатам для напора на водосливе $H_0 = 1$ м, данным в нижеследующей таблице:

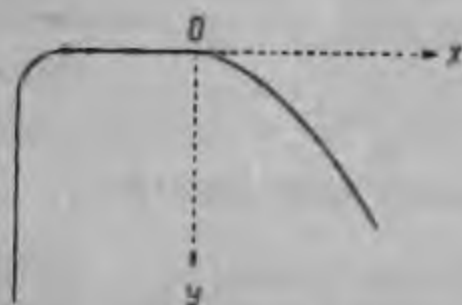


Рис. 385.

Кривая кладки.

x	y
0,0	0,000
0,1	0,007
0,3	0,060
0,5	0,142
0,7	0,257
0,9	0,397
1,1	0,565
1,4	0,870
1,7	1,22
2,2	1,96
2,7	2,82
3,2	2,82

или по коробовой кривой с радиусами и центрами, определяемыми для $H_0 = 1$ следующими величинами:

№	R	Координаты центра	
		x	y
1	0,9167	0,00	0,9167
2	2,5998	0,6058	2,4869
3	14,093	9,606	9,6352
4	20,846	15,516	12,901

3) Сопряжение слива с водобоем проектируется совершенно аналогично с таковыми для водосливных плотин без затворов.

6. Распределение пролетов плотины.

Установление величины отдельных пролетов плотины диктуется обычно следующими основными соображениями:

а) условиями беспрепятственного пропуска ледохода,

- б) легкостью монтажа и простотой изготовления затворов,
- в) удобствами эксплуатации отверстий плотины,
- г) минимальным весом затворов и
- д) наименьшей стоимостью плотины.

Обычно применяемые размеры отдельных пролетов плотины колеблются от 10 м до 30 м, причем в последнее время нередко даже на очень больших судоходных реках устанавливают размеры пролетов 15—20 м и еще менее.

Американская практика устройства плотин для использования гидроэлектрической энергии установила, что малые пролеты от 10 до 20 м имеют значительные преимущества в отношении

- а) точности регулирования расхода воды,
- б) легкости и быстроты открытия и закрытия пролетов,
- в) простоты конструкции затвора и его сборки,
- г) удобства ремонта затворов,
- д) уменьшения веса затвора и его подъемного усилия.

Вместе с тем опыт показал, что, хотя лед в достаточной мере свободно проходит через эти пролеты и редко образует заторы перед плотиной, все же для северных климатических условий следует стремиться увеличивать размеры отдельных пролетов плотин.

Для ориентировки в установлении пролета затвора, в зависимости от его конструкции, можно привести примеры исполненных затворов и их весов, помещенные в нижеследующих таблицах:

Таблица 57

Цилиндрические затворы.

№ п/п	Наименование	Пролет	Напор	Вес в т
1	Beznau unten Walze 5	40	4	275
2	Neckarsteinach	35	4	—
3	Beznau unten Walze 3	35	3,5	—
4	Beznau 4	35	3,6	148
5	Main, Schweinfurt	35	2	87,7
6	Deyefors, Klarelfven	32	3,5	90
7	St. Michel, Savoyen Arc	30	3	62
8	Kolbermoor, Bayern, Mangfall	30	1,8	39
9	Heimboldhausen a. d. Werra	28	2	45,8
10	Poppenweiler, Neckar	28	3,6	67,0
11	Tübingen, Neckar	26,5	2,15	50,0
12	Beznau unten Walze 2	25	2,5	—
13	Brahe bei Brahnau	22	2,5	40
14	Trollhättan, Göta Elf.	20	3,6	55,7
15	Beznau unten Walze 1	20	2	—
16	Main b. Schweinfurt	18	4,14	72,6
17	Ensokoski, Wuochson	18	3,5	45,1
18	Neugattersleben bei Magdeburg	17,5	2,95	24,5
19	Schönenwerd, Aare	17	2	18
20	Verona, Etsch	12	3,4	22
21	Kissingen, Bayern, Saale	10	2,65	9
22	Nienburg b. Magdeburg Bode	10	2,65	10,1
23	Troubeck, Mähren, Becwa	10	1,75	11,8
24	Tübingen a. Neckar	6,5	3,26	—
25	Landwehrkanal, Berlin	5,56	1,6	5,6

№ п/п	Наименование	Пролет в свету	Напор над гребнем	Вес затвора в т	Примечания
		в м			
1	Kleinhüningen (Rhein)	24,75	6,7	240	Проект Проект
2		24,5	6,7	235	
3	Rheinfelden (Rhein)	22,1	0,9	11	
4	Augst-Wyhlen	17,5	8,4	111	
5	Laufenburg (Rhein)	17,3	15	296	
6		17,3	12,5	261	
7	Sault S-te Marie (Chicago-Drain- age)	16	3,9	27	
8	Bezau (Aare)	15	6,3	57,5	
9	Albulawehr (Zürich)	15	5	51,1	
9*	Queenston-Chippawa	14,63	12,95	—	
10	Hongg (Limmat)	14,5	1,5	5,6	
11	Baden (Limmat)	14	3,15	16	
12	Miraflores, C. A.	13,41	5,8	42	
13	Rheinau (Rhein)	12	7	43	
14	Hagneck (Aare)	12	3,25	11,5	
15	Chevres (Genf)	10	8,5	50	
16	Hagneck (Aare)	10	6,5	22	
17	Rheinfelden (Rhein)	10	5	25	
18	Klein Machnow	10	4	12,4	
19	Lockport canal, C. A.	9,16	6,1	29	
20	Manchester canal	9,14	7,92	34	
21	Belleck (Lugh-Evne)	8,84	4,42	12,2	
22	Herbrum (Dortmund-Emskanal) . .	8,5	2,5	6,7	
23	Traunfall	7,06	1,8	2,1	
24	Simmewehr (Kandersteg)	7	7	21,5	
25	Мураб (Азия)	6,4	7,5	19	
26	Chancy-Pougny	12	11	75	
27	Laguna dam	10,15	5,47	22	
28	Murrumbidge dam	12,2	4,88	20,3	
29	Wilson dam	11,58	5,49	30,8	
30	Buffalo	24,35	7,5	85,0	
31	Gatun dam	13,71	5,8	14,6	
32	Tuilière	10,0	13,0	100	
33	Cohoes	5,64	6,71	13,6	
34	Coon Rapids	4,42	5,41	7,3	
35	Berlin-Stettinkanal	27,0	2,7	40,0	
36	Kachlet	25,0	11,8	198,0	

* См. Th. Rehbock. Stauwerke.

В. В. Дмитриев. Металлические конструкции гидротехнических соору-
жений.

П. А. Ефимович. Определение веса затворов.

Сегментные затворы.

№ п/п	Наименование	Пролет в свету	Напор над гребнем	Вес затвора в т
		в м		
1	Freiberg	7,2	4,0	12,5
2	Landwehrkanal	5,6	1,6	2,0
3	Dortmund-Emskanal	18,0	3,0	34,0
4	Werder	12,0	1,9	6,4
5	Elbe	18,0	2,3	20,0
6	Coon Rapids	10,0	2,3	5,9
7	Sterling	6,4	3,0	9,8
8	Seneca	15,3	4,9	36,3
9	Чумыш (проект)	4,0	2,6	36,3
10	Great Falls dam	7,6	4,3	12,3
11	Американские затворы	10,7	2,4	9,8
12	"	6,1	4,0	8,7
13	"	4,6	3,7	4,4
14	"	7,6	3,0	8,1
15	"	5,5	3,7	5,6
16	"	1,8	3,7	2,0
17	"	15,2	4,5	41,3
18	"	6,1	6,1	21,1
19	"	7,6	4,3	17,0
20	"	3,4	4,0	8,5
21	"	4,9	2,9	9,7
22	Rathenow — Havel	22,0	2,4	17,2
23	Ladenburg — Neckar	36,0	5,5	140,0
24	Boberröhrsdorf — Bober	22,5	4,1	43,0

ГЛАВА XII.

ЩИТОВЫЕ ЗАТВОРЫ ПЛОТИН.

1. Идея щитового затвора.

Щитовые затворы, перекрывающие пролеты плотины, состоят обычно (рис. 386) из плоских металлических щитов, поднимаемых при открытии

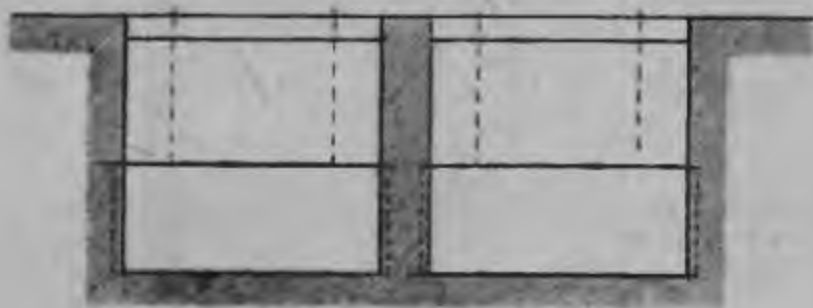


Рис. 386.

отверстий цепями или тросами с помощью механизмов лебедочного устройства.

Механизмы располагаются на служебном мостике, перекинутом через пролеты плотины и опирающемся на бычки плотины (рис. 387).



Рис. 387.

Щитовой затвор, движущийся в пазах бычков и устоев плотины, в опущенном состоянии прижимается напорным давлением воды к кладке.

почему при подъеме необходимо приложить усилие для преодоления возникающего трения скольжения и собственного веса затвора.

При больших пролетах затвора и напорах подъемное усилие становится значительным по величине, каковое обстоятельство устанавливает пределы для размеров щитового затвора скользящего щита.

Уменьшение подъемного усилия достигается двумя мероприятиями:

а) введением противовеса, обеспечивающего подъемный вес затвора (рис. 388);

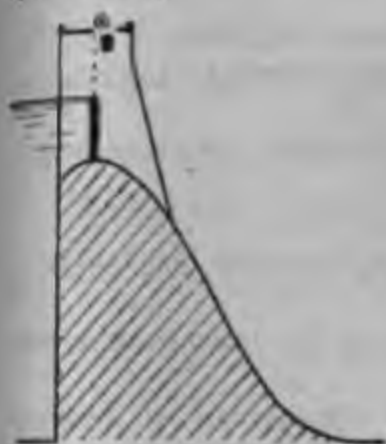


Рис. 388.

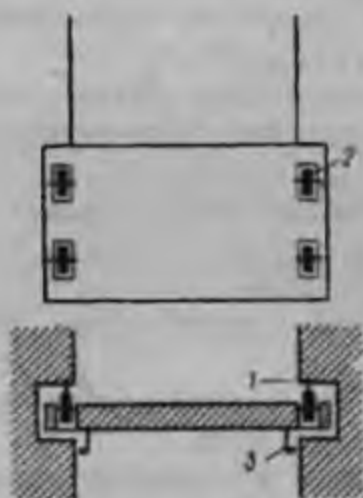


Рис. 389.

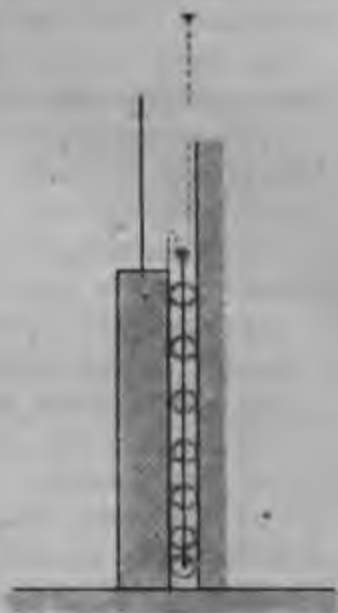


Рис. 390.

б) устройством катков или колес, заменяющих трение скольжения щита при движении на трение катания (рис. 389 и 390).

Щитовые затворы на катковых опорах могут быть по существу разделены на два основных типа:

1-й тип — щит с колесами на осях системы Уэльса, укрепленных на самом щите, т. е. в рассматриваемой системе в подъемное усилие входит трение катания колес и трение в осях их (рис. 389).

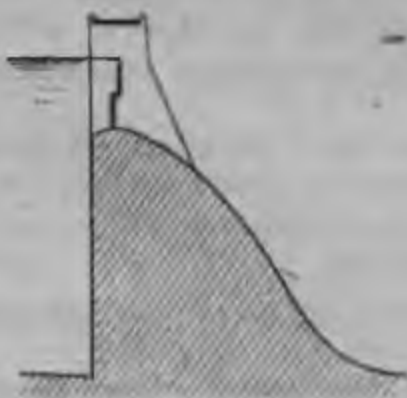


Рис. 391.

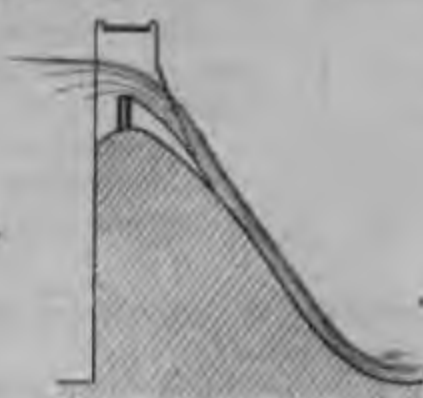


Рис. 392.

2-й тип — щит на катках системы Stoney, скрепленных между собою особою рамою, отделенною от самого щита, т. е. в подъемное усилие в основном входит лишь трение катания катков по рельсовому пути (рис. 390).

Для возможности беспрепятственного пропуска воды через водо-

слив щит должен подниматься выше горизонта переливающегося через гребень плотины слоя воды, т. е. служебный мостик должен быть поднят над гребнем плотины не менее $2H$, где H — величина напора воды.

Возведение высоких быков для поддержания служебного мостика, независимо от бетонной, железобетонной или металлической их конструкции, является неэкономичным, почему инженерная мысль была направлена к уменьшению высоты подъема затвора, что и было достигнуто применением сдвоенных щитов (рис. 391 и 392).

Использование идеи устройства сдвоенных щитовых затворов дает следующие основные преимущества:

- а) уменьшение, как было выше указано, высоты быков,
- б) возможность сбрасывания льда через верх затвора, опусканием верхнего щита (рис. 392).

Дальнейшее усовершенствование щитовых затворов идет преимущественно в направлении:

- а) уменьшения веса затворов,
- б) достижения наиболее равномерного распределения давления на катки или колеса,
- в) придания щиту в его нижней части наиболее рациональной формы в отношении движения струи воды,
- г) увеличения плотности примыкания щита к бычкам и опорам, а также при сдвоенных щитах в зазоре между ними.

2. Основы конструирования щитового затвора.

Основная идея рационального конструирования щитового затвора состоит в достижении наибольшей прочности и жесткости щита при наименьшем его весе.

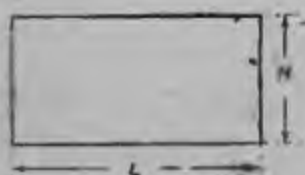


Рис. 393.

Эта идея может быть осуществлена, во-первых, установлением правильного соотношения между габаритною длиною затвора и высотой щита, во-вторых — достижением правильного распределения материала в щите.

Перейдем к выяснению вопроса об определении соотношения между длиною щита и его высотой, при которой можно получить наименьший вес затвора (рис. 393)

А. Определение наивыгоднейшего пролета при данной высоте щитового затвора H .

Вес плоско-ригельной щитовой конструкции может быть выражена в зависимости от основных размеров ее формулою * В. В. Дмитриева

$$P = ALH^2 \sqrt{H} + BL^3H \sqrt{LH} = A_1L + B_1L^2 \sqrt{L},$$

* См. В. В. Дмитриев. Металлические конструкции гидротехнических сооружений.

где A — коэффициент, равный $\sim 0,0041$,
 B — „ „ „ „ $\sim 0,009$,
 L — пролет щита,
 H — высота щита,

причем все размеры выражены в метрах и тоннах.

Вес затвора на квадратную единицу его площади определяется

$$\frac{P}{LH} = AH\sqrt{H} + BL\sqrt{LH},$$

откуда видно, что вес перекрытия возрастает с увеличением пролета. Действительно, построенные щитовые затворы имеют вес на единицу площади примерно

$$\frac{P}{LH} = 0,3 \div 1,2 \text{ т}$$

в зависимости от величины пролета и напора.

Это обстоятельство показывает, что уменьшение величины отдельных пролетов дает вообще сокращение общего веса перекрывающих щитов.

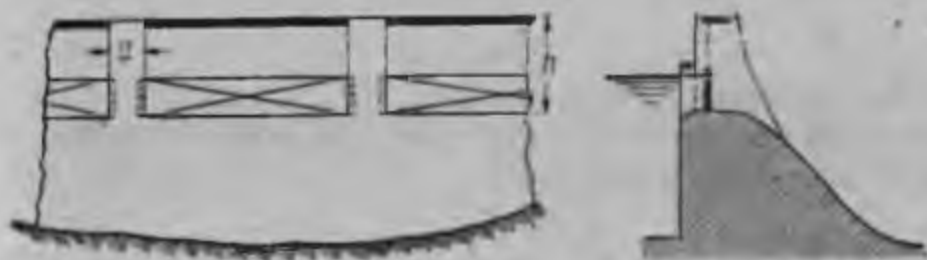


Рис. 394.

Однако, с увеличением числа пролетов m увеличивается количество бычков, поэтому следует подсчитать полную экономию расходования средств на затворы и бычки для того, чтобы сознательно подойти к выбору величины пролета отдельных отверстий при заданном напоре на гребне плотины.

Положим, что основные размеры бетонных бычков имеют значения (рис. 394):

по высоте $h = 2,5H$ или $2H + 1$ м, где H — напор,
 по ширине $a = 3 \div 5$ м, в среднем 4 м,
 по длине в среднем $c = 5 \div 10$ м.

Общая стоимость одного пролета верхнего строения плотины может быть примерно определена в следующем виде:

а) стоимость затворов $S_1 = a_1 k_1 P m$,

где k_1 — стоимость единицы веса металла,

P — вес металлических частей затвора,

a_1 — коэффициент, учитывающий вес закладных частей и механизмов затвора, равный примерно $1,5 \div 2,0$, в среднем 1,75,

m — число пролетов;

б) стоимость закладных частей шандорных пазов и двух комплектов шандоров

$$S_2 = k_1 P (2 + \alpha_2 m + \alpha_3 m),$$

где P — вес шандоров с механизмами, равный примерно весу щита затвора,

$\alpha_2 P$ — вес моста на один комплект шандоров, где α_2 — коэффициент, равный примерно 0,3,

α_3 — коэффициент, учитывающий вес закладных частей в шандорных пазах пролета, равный примерно 0,1;

в) стоимость служебного мостика $S_3 = k_1 \alpha_4 P m$,

где α_4 — коэффициент, равный примерно 0,5 ÷ 1,0, в среднем 0,75;

г) стоимость бычков в количестве $(m - 1)$ на плотину

$$S_4 = k_2 (m - 1) \cdot V,$$

где k_2 — стоимость куб. метра бетона,

m — число пролетов,

V — кубатура бычка, равная примерно

$$V \cong a c h$$

при a, c, h — размерах бычка.

Общая суммарная стоимость верхнего строения плотин определяется примерно формулой

$$S = k_1 P m \left[(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) + \frac{2}{m} \right] + k_2 (m - 1) V,$$

где $\alpha_1 = 1,75$

$\alpha_2 = 0,3$

$\alpha_3 = 0,1$

$\alpha_4 = 0,75$.

По подстановке всех значений получаем примерно

$$S = k_1 P m \left(\alpha + \frac{2}{m} \right) + k_2 (m - 1) V,$$

где $\alpha \cong 2,9$.

При известной общей величине отверстий в свету плотины b , величина пролета каждого отверстия в свету равна $\frac{b}{m}$, а расчетный пролет

затвора L около $L = 1,1 \frac{b}{m}$,

откуда можно определить число отверстий m , а именно

$$m = 1,1 \frac{b}{L},$$

и формулу стоимости представить в виде

$$S = k_1 P \cdot \frac{b}{L} \left(1,1 \alpha + \frac{2L}{b} \right) + k_2 V \left(1,1 \frac{b}{L} - 1 \right).$$

После подстановки общего выражения веса затвора в функции от пролета L , а именно

$$P = A_1 L + B_1 L^{\frac{2}{3}},$$

получаем уравнение стоимости верхнего строения плотины в функции от пролета затвора

$$S = k_1 \left(A_1 + B_1 L^{\frac{2}{3}} \right) b \left(1,1 \alpha + \frac{2L}{b} \right) + k_2 V \left(1,1 \frac{b}{L} - 1 \right).$$

Замечая, что при 3—6 пролетах плотины величина $\frac{2L}{b}$ равна — $0,66 \div 0,33 \sim 0,5$ и мала по сравнению с α , можно для первого приближения принять, что

$$1,1 \alpha + \frac{2L}{b} \cong 3,7,$$

и уравнение стоимости представить в упрощенном виде

$$S = 3,7 k_1 b \left(A_1 + B_1 L^{\frac{2}{3}} \right) + k_2 V \left(1,1 \frac{b}{L} - 1 \right).$$

Наименьшее значение стоимости пролетного строения плотины получается при условии $\frac{dS}{dL} = 0$,

т. е.

$$4,9 k_1 b B_1 L^{\frac{1}{3}} - 1,1 k_2 V \frac{b}{L^2} = 0,$$

откуда можно определить примерное значение величины расчетного пролета L формулой

$$L = \sqrt[3]{\left(\frac{k_2 V}{4,9 k_1 B_1} \right)^3},$$

где k_1 — стоимость тонны металла,
 k_2 — стоимость кубометра бетона,
 b — общий пролет плотины,
 $B_1 = 0,009 H \sqrt{H}$,
 H — напор на гребне плотины,
 V — объем бычка,

или, заменяя B_1 его величиною, формулу наивыгоднейшего пролета можно представить в виде

$$L = 4 \sqrt[3]{\frac{1}{H} \left(\frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{V}{H} \right)^3},$$

причем V — объем бычка, равный примерно ach ,

где a — толщина бычка,
 c — средняя его ширина,
 $h \cong 2,5H$ — высота бычка.

Например, при $H=2$ м и $b=100$ м, будем иметь

$$A_1 = AH^3 \sqrt{H} = 0,0041 \cdot 4 \sqrt{2} = 0,023$$

$$B_1 = BH \sqrt{H} = 0,009 \cdot 2 \sqrt{2} = 0,023$$

и при $k_1=200$ р. за тонну, $k_2=30$ р. и при размерах бычка $a=4$ м, $c=8$ м и $h=5$ м

наивыгоднейший пролет получается равным



Рис. 395.

$$L = \sqrt[3]{\left(\frac{30 \cdot 4 \cdot 8 \cdot 5}{4,5 \cdot 200 \cdot 0,023}\right)^3} \cong 11 \text{ м.}$$

Б. Определение наивыгоднейшего в щите числа ригелей со сплошной стенкой (при $H \leq 4+5$ м).

Наивыгоднейшее число ригелей определяется из условия, чтобы при данной высоте щита и его пролете L вес затвора получился наименьшим.

Общее выражение для веса щита с ригелями в виде двутавровых балок, погруженного по отношению к подпорному горизонту на глубину, может быть определено по формуле В. В. Дмитриева в тоннах (рис. 395).

$$P = \frac{1,2}{10^3} \left[\left(27,4 \frac{FZ}{n-1} \sqrt{H+h} + 10F \right) + 4,06 \frac{FZ}{n-1} \sqrt{(H+h)^3} + 3,22 L^3 \sqrt{F(H+h)^3 Zn} + 8,5 dF(H+h) \right], *$$

где

$F = \alpha \sqrt{W^3}$ — площадь сечения ригеля,

$W = \frac{\gamma_s (H^3 - h^3) L^3}{24 n R}$ — момент сопротивления ригеля,

α — коэффициент, зависящий от высоты ригеля и принимаемый для предварительных расчетов равным единице,

n — число ригелей,

H — напор на гребне плотины,

h — погружение верхней кромки щита,

d — диаметр катков,

Z — высота щита, равная $(H-h)$.

Если щит одиночный, т. е. верхняя кромка его совпадает с горизонтом верхнего бьефа, то в формуле следует положить $h=0$ и $Z=H$.

Наивыгоднейшее число ригелей определяется из условия minimum веса затвора, т. е. из уравнения

$$\frac{dP}{dn} = 0,$$

* В этой формуле 1-й член дает вес обшивки, 2-й — вес ребер жесткости, 3-й — вес ригелей и 4-й — вес катков при допускаемых напряжениях $R=1000$ кг/см², в обшивке $R=1200$ кг/см и в катках $R=5000$ кг/см².

которое имеет вид

$$\frac{1,38 L^2 \sqrt[3]{F(H+h)^3 Z}}{n^{2/3}} - \frac{34,2 FZ \sqrt{H+h} + 5,07 FZ \sqrt[3]{(H+h)^3}}{(n-1)^2} = 0.$$

Обозначая

$$C = 1,38 L^2 \sqrt[3]{F(H+h)^3 Z}$$

$$D = 34,2 FZ \sqrt{H+h} + 5,07 FZ \sqrt[3]{(H+h)^3},$$

получаем уравнение в форме*

$$C^{2/3} (n-1)^3 = D^{2/3} n,$$

откуда подбором, или решением уравнения по формулам Кардана можно определить величину n .

Для одиночного щита при $h=0$ имеем

$$C = 1,38 L^2 \sqrt[3]{LH^3}$$

$$D = LH^2 (34,2 \sqrt{H} + 5,07 \sqrt[3]{H^3}).$$

Пример. Определим наивыгоднейшее число ригелей в щите при следующих главных размерах, а именно высоте $H=7,5$ м и $L=13$ м.

При $F=13 \cdot 7,5=97,5$ м² имеем

$$C = 1,38 \cdot 13^2 \sqrt[3]{97,5 \cdot 7,5^3} \cong 8000$$

$$D = 34,2 \cdot 13 \cdot 7,5^2 \sqrt{7,5} + 5,07 \cdot 13 \cdot 7,5^2 \sqrt[3]{7,5^3} = 82\,750.$$

$$C^{2/3} = 705\,000,$$

$$D^{2/3} = 23\,900\,000,$$

откуда уравнение примерно имеет вид

$$(n-1)^3 = 34 n$$

и наивыгоднейшее число ригелей — 7.

Однако, такое решение задачи справедливо лишь до известного предела, так как кроме минимума веса необходимо еще, чтобы щитовой затвор обладал требуемой жесткостью, т. е. чтобы при данной нагрузке не получалось прогиба более допустимого $\beta = \frac{f}{L}$.

Полагая нагрузку на ригель равной p , получаем величину прогиба по формуле

$$f = \frac{pL}{EJ} \cdot \frac{5L^3}{384}$$

* Пример взят из интересной работы В. В. Дмитриева. Веса металлических конструкций.

или

$$\beta = \frac{p}{EJ} \cdot \frac{5L^3}{384},$$

откуда

$$EJ = \frac{p}{\beta} \cdot \frac{5L^3}{384}.$$

Нагрузка на ригель от давления воды зависит от числа ригелей и равна

$$p = \frac{\frac{1}{2} \gamma_0 H^3}{n},$$

откуда имеем

$$EJ = \frac{\frac{1}{2} \gamma_0 H^3}{n} \cdot \frac{5L^3}{384} \cdot \frac{1}{\beta}.$$

Для ригелей со сплошной стенкой можно принять зависимость между высотой ригеля и моментом сопротивления примерно равной

$$t = 1,2 \sqrt{W},$$

где t — высота балки,

W — момент сопротивления, равный $\frac{2J}{t}$,

откуда получаем

$$t^3 = 1,44 \cdot \frac{2J}{t}$$

или

$$t^3 = 2,88J.$$

Подставляя эти величины в приведенное выше уравнение, получаем

$$Et^3 \cdot \frac{2 \cdot 384}{2,88 \cdot 5} = \gamma_0 H^3 \frac{L^3}{n} \cdot \frac{1}{\beta}$$

или

$$53,5Et^3 = \frac{\gamma_0 H^3 L^3}{n\beta}$$

или

$$\left(\frac{t}{L}\right)^3 = \frac{\gamma_0 H^3}{E} \cdot \frac{1}{53,5n}.$$

Из этой формулы видно, что чем больше число ригелей, тем меньше отношение $\left(\frac{t}{L}\right)$ для каждого ригеля.

Число ригелей определяется, таким образом, из формулы

$$n = \frac{\gamma_0 H^3}{E} \cdot \frac{1}{\psi^3} \cdot \frac{1}{\beta} \cdot \frac{1}{53,5},$$

где $\psi = \frac{t}{L}$.

При допускаемом предельном значении относительного прогиба $\beta = \frac{1}{750}$ и модуле упругости $E = 2\,100\,000 \text{ кг/см}^2$ имеем:

$$n = \frac{0,001H^2}{2\,100\,000} \cdot \frac{1}{\psi^3} \cdot \frac{1000}{70} = \frac{H^2}{2\,100\,000} \cdot \frac{1}{70\psi^3},$$

а при H в метрах

$$n = \frac{H^2}{\psi^3} \cdot \frac{1}{14\,700}.$$

Для получения числа ригелей более двух при практическом соотношении ψ , равном в зависимости от пролета затвора

$L = 2 \div 5 \text{ м}$	$\psi = \frac{1}{4} \div \frac{1}{6}$
" $6 \div 10 \text{ м}$	" $\frac{1}{6} \div \frac{1}{9}$
" $12 \div 17 \text{ м}$	" $\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$
" $18 \div 20 \text{ м}$	" $\frac{1}{9} \div \frac{1}{12}$

напор H должен быть более

при $L = 5$	$\psi = \frac{1}{6}$	$H \geq 11,5$
" 10	" $\frac{1}{8}$	$H \geq 7,5$
" 15	" $\frac{1}{9}$	$H \geq 6,3$
" 20	" $\frac{1}{10}$	$H \geq 5,4$

т. е. отсюда следует, что число ригелей со сплошной стенкой для обычных пролетов 10—20 м может быть более двух лишь при напорах более 5 м.

Однако при напорах более 5 м можно переходить к ригелям в виде ферм со сквозной решеткой.

Для предварительного сравнения веса щита затвора с ригелями в виде сквозных ферм, при разном числе их, можно вывести формулу для определения веса затвора.

В. Определение наивыгоднейшего в щите числа ригелей в виде сквозных ферм (при $H \geq 4 \div 5 \text{ м}$).

Для выяснения общих соображений по определению наивыгоднейшего в щите числа ригелей в виде сквозных ферм, произведем для примера конструирование щита по



Рис. 396.

следующей схеме. Положим фермы для простоты расчета ригелей в виде параболических ферм с решеткой, состоящей из раскосов и дополнительных стоек, так что прямой пояс разделен на полупанели, равные по длине $\frac{l}{2}$ (рис. 396).

Фермы по высоте связаны между собою вертикальными сквозными связями, число которых равно примерно числу панелей в фермах ригелей $m = \frac{L}{t}$, увеличенному на одну, т. е. примерно $\left(\frac{L}{t} + 1\right)$, причем t — высоту главных ферм посередине пролета — принимаем равной около $2a$ при $a = \frac{Z}{2n+1}$, т. е. $t = \frac{2Z}{2n+1}$ (рис. 397).

Таким образом, зная размеры щита по пролету L и по высоте Z и число ригелей n , можно определить примерно высоту ферм t и панель a .

Например, при $Z = 8,4$ м, $L = 18,7$ м и числе $n = 2$ получаем

$$a = \frac{8,4}{5} \cong 1,7 \text{ м}, \quad t \cong 3,4 \text{ м} \text{ и число панелей в ферме ригеля } m = \frac{L}{t} = \frac{18,7}{3,4} \cong 6.$$

Примечание: Панель решетки a не следует делать менее $0,8-1$ м, иначе обшивка получается толщиной менее 8 мм. Исходя из этих соображений и пользуясь выведенными соотношениями, получаем наименьшую высоту щита при рассматриваемой разбивке набора щита и двух ригелях

$$Z = a(2n + 1) = (0,8 \div 1) \cdot 5 = 4 \div 5 \text{ м}.$$

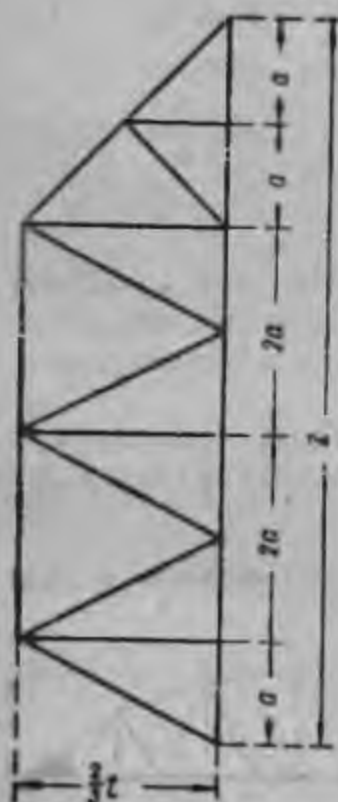


Рис. 397.

Теоретический вес щитового затвора при указанных соотношениях может быть определен следующим образом:

а) Вес главных ригелей.

Изгибающий момент в середине фермы равен

$$M = \frac{pL^2}{8},$$

где p — интенсивность нагрузки на пог. метр пролета фермы.

Усилие в прямом поясе параболической фермы

$$S_1 = \frac{M}{t} = \frac{pL^2}{8t}.$$

Площадь прямого пояса равна

$$\omega_1 = \frac{S_1}{R} = \frac{pL^2}{8tR},$$

где R — допускаемое напряжение, а объем прямого пояса

$$V_1 = \frac{pL^2}{8tR}.$$

Усилие в криволинейном поясе равно напряжению в прямом поясе, разделенному на косинус угла α между направлениями поясов рассматриваемой панели, т. е. (рис. 398)

$$S_2 = \frac{S_1}{\cos \alpha}.$$

Объем криволинейного пояса V_2 может быть выражен формулой

$$V_2 = 2 \cdot \frac{S_1}{R} \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{ds}{\cos \alpha} = 2 \cdot \frac{S_1}{R} \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{dx}{\cos^3 \alpha},$$

где ds — дифференциал длины криволинейного пояса, $ds = \frac{dx}{\cos \alpha}$.

Уравнение параболы при принятых осях координат может быть написано в виде

$$x^2 = 2cy,$$

где $c = \frac{L^2}{8t}$ и

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{8tx}{L^2}.$$

По выполнении интегрирования уравнения, устанавливающего объем V_2 , величина последнего может быть определена по формуле

$$V_2 = \frac{p}{R} \left(\frac{L^2}{8t} + \frac{2}{3} tL \right).$$

Общее усилие всех стоек определяется величиною $0,5 pL$, где p — интенсивность нагрузки на пог. метр пролета фермы, а так как средняя длина стержней примерно равна $\frac{2}{3} t$, — то общий объем стоек может быть исчислен по формуле

$$V_3 = \frac{1}{3} \frac{p}{R} Lt.$$

Объем раскосов можно принять примерно равным

$$V_4 \cong 4 \frac{p}{R} Lt.$$

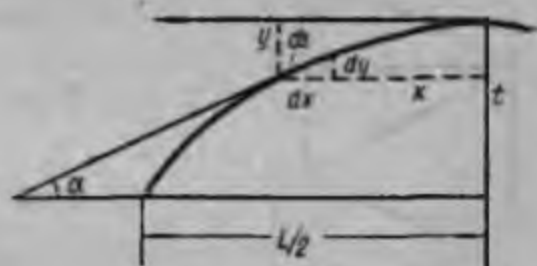


Рис. 398.

Общий теоретический объем фермы может быть, на основании предыдущих вычислений, определен по формуле

$$V = \frac{pL^2}{R} \left(\frac{L}{4t} + 5 \frac{t}{L} \right),$$

а теоретический вес фермы

$$P_1 = 1,5\gamma \cdot \frac{pL^2}{R} \left(\frac{L}{4t} + 5 \frac{t}{L} \right),^*$$

где γ — вес единицы объема металла,

p — интенсивность нагрузки на пог. метр пролета ригеля.

Действительный вес одного ригеля складывается из теоретического веса ригеля и добавочного веса, равного примерно $P_2 = 30 L^2$, т. е. полный вес ригеля равен

$$P = P_1 + P_2 = P_1 + 30 L^2.$$

* Коэффициентом учитывается ослабление сечений заклепками и неточность исчисления объема сжатых стержней вследствие невведения коэффициента φ , учитывающего уменьшение допускаемого напряжения на продольный изгиб.

Вес ригелей числом n представляется в виде выражения (в кг)

$$P' = 0,6L^2(H+h)Z\left(\frac{L}{4t} + 5\frac{t}{L}\right) + 30L^2n.$$

б) Вес вертикальных креплений, образующих сквозную решетку с опорами на главных фермах (рис. 399), может быть определен, принимая во внимание, что

во-первых — число вертикальных креплений равно примерно числу панелей главных ферм, увеличенному на единицу, т. е. примерно $\left(\frac{L}{t} + 1\right) =$

где t — высота главных ферм посередине пролета, принимаемая равной около

$$\sim 2a = \frac{2Z}{2n+1},$$

во-вторых — средняя высота вертикального крепления при параболическом очертании основной фермы равна примерно $\frac{2}{3}t$,

в-третьих — число панелей длиной a вертикальной решетки равно примерно $(2n+1)$, где n — число главных ферм.

Средняя нагрузка на вертикальную стойку может быть принята равной (рис. 400)

$$P_0 = \frac{pa^2}{2} = \frac{pZ^2}{2(2n+1)^2} = \frac{\gamma_0(H+h)(H-h)^2}{4(2n+1)^2},$$

$$\text{где } p = \frac{\gamma_0(H+h)}{2},$$

$$a = \frac{Z}{2n+1},$$

$Z = (H-h)$ — высота щита,
 H — напор на гребне плотины,
 h — погружение верхней кромки щита от подпорного горизонта.

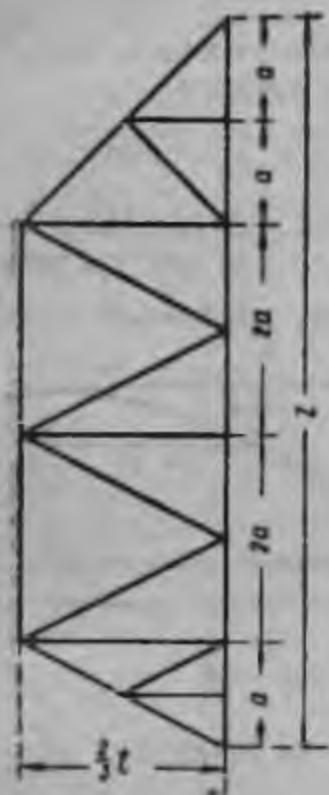


Рис. 399.



Рис. 400.

При распределении нагрузки по закону треугольника изгибающий момент M может быть определен по формуле:

$$M = \frac{P_0 a}{6} = \frac{\gamma_0(H+h)(H-h)^2}{24(2n+1)^2},$$

а момент сопротивления $W = \frac{P_0 a}{6R},$

где R — допускаемое напряжение на изгиб.

При швеллерном или двутавровом сечении площадь поперечного сечения ω стойки может быть определена по формуле

$$\omega = \varphi \sqrt[3]{W^2} \cong \sqrt[3]{W^2},$$

где φ — коэффициент, для предварительных подсчетов принимаемый равным единице,

W — момент сопротивления сечения.

Вес стойки длиной $Z = (H - h)$, равный высоте щита, определяется условием

$$P_2 = \gamma Z \omega = \gamma Z \sqrt[3]{\frac{\gamma_0 (H + h) (H - h)^2}{24 (2n + 1)^2 R}} \cong \frac{203 (H - h)^2}{(2n + 1)} \sqrt[3]{\frac{(H + h)^2}{R^2}}$$

или при $R = 1000$ кг/см² имеем

$$P_2 = 2,03 \frac{Z^2}{(2n + 1)} \sqrt[3]{(H + h)^2}.$$

Вес связей вертикальной решетки, принимая их сечение примерно равным $0,5 \omega$ и среднюю длину на каждую главную ферму равной (рис. 401)

$$l = 2a + 2 \sqrt{a^2 + \frac{16}{9} a^2} \cong 5a,$$

можем определить из условия

$$P_4 = \gamma \cdot 0,5 \omega \cdot 5a \cong \frac{2,5}{2n + 1} P_2.$$

Теоретический вес всех вертикальных связей на щит определится равным

$$P' = P_2 \left(\frac{2n + 3,5}{2n + 1} \right) \left(\frac{L}{t} + 1 \right),$$

а вводя практический коэффициент увеличения веса примерно около 1,5—2,0, в среднем 1,75, — получаем действительный вес вертикальных связей

$$P'' = 3,55 \frac{Z^2}{(2n + 1)} \sqrt[3]{(H + h)^2} \left(\frac{2n + 3,5}{2n + 1} \right) \left(\frac{L}{t} + 1 \right),$$

где

$$\frac{L}{t} = \frac{L}{2Z} (2n + 1).$$

в) Вес горизонтальных обрешетин, идущих параллельно главным фермам (рис. 402), может быть принят примерно при числе их $(n + 3)^*$ и сечении равном ω

$$P_5 = \gamma \omega L (n + 3) = (n + 3) \frac{L}{Z} P_2,$$

а вводя практический коэффициент, примерно равный около 1,75, получаем вес горизонтальных обрешетин

$$P_5 = 1,75 (n + 3) \frac{L}{Z} P_2.$$

* Или $(2n + 3)$.

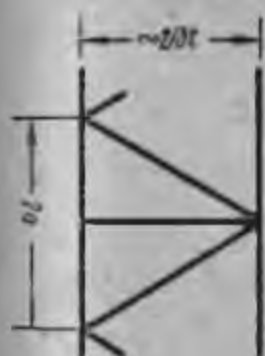


Рис. 401.



Рис. 402.

г) Вес обшивки может быть определен следующим образом; Толщина обшивки исчисляется по формуле Баха.

$$\delta \cong \sqrt{\frac{0,5 \varphi a^3 d^2 p}{(a^3 + d^3) R}} \cong 0,5 a \sqrt{\frac{\varphi p}{R}}$$

при $a \cong d$ — сторонах опорного контура плиты,

φ — коэффициенте, равном по Баху примерно 0,75,

$R = 1200$ кг/см² — допускаемом напряжении в обшивке,

$p = \gamma_0 \frac{H+h}{2}$ — интенсивности среднего гидростатического давления на щит,

$a = \frac{Z}{2n+1}$ — расстоянии между ребрами жесткости обшивки.

По этой формуле толщина обшивки получается

$$\delta = 0,307 \frac{Z}{2n+1} \sqrt{\frac{\gamma_0 (H+h)}{R}}.$$

Вес обшивки, при учете 1 мм на ржавление и конструктивном коэффициенте увеличения веса 1,25, может быть определен по формуле

$$P_6 = 770 \frac{Z^2 L}{2n+1} \sqrt{\frac{H+h}{R}} + 7,85 (H-h) L$$

или при $R = 1200$ кг/см² и площади затвора F

$$P_6 = 27,4 \frac{FZ}{2n+1} \sqrt{H+h} + 10F.$$

д) Общий вес затвора может быть исчислен, по сложении всех весов отдельных частей затвора, по формуле

$$P = (P' + P'' + P_3 + P_6) 1,2,$$

где коэффициент 1,20 учитывает вес опорных балок, уплотняющих устройств и прочих деталей щита.

В развернутом виде формула веса щита может быть определена в виде (без учета деревянных частей)

$$P = \frac{1,2}{10^3} \left\{ \left(27,4 \frac{FZ}{2n+1} \sqrt{H+h} + 10F \right) + 8,5DF(H+h) + \right. \\ \left. + \frac{3,55Z^3}{2n+1} \sqrt{(H+h)^3} \left[\frac{2n+3,5}{2n+1} \left(\frac{L}{t} + 1 \right) + (n+3) \frac{L}{Z} \right] + \right. \\ \left. + 0,6L^3(H+h)Z \left(\frac{L}{4t} + 5 \frac{t}{L} \right) + 30 L^2 n \right\},$$

причем

$$\frac{L}{t} = \frac{L}{2Z} (2n + 1).$$

Пример. Подсчитаем вес затвора Augst-Wyhlen при двух ригелях, с пролетом $L_0 = 17,5$ м, расчетным пролетом $L = 18,7$ м и высотой $Z = 8,4$, при напоре $H = Z$ и при $h = 0$.

$$\text{Вес обшивки} = 27,4 \frac{FZ}{2n+1} \sqrt{H+h} + 10F = 21 \text{ т.}$$

$$\text{Вес ригелей} = 0,6L^2 (H+h) Z \left(\frac{L}{4t} + 5 \frac{t}{L} \right) + 30 L^3 n = 55,5 \text{ т,}$$

считая

$$\frac{L}{t} = \frac{L}{2Z} (2n + 1) \cong 6.$$

$$\begin{aligned} \text{Вес связей} &= \frac{3,55}{2n+1} Z^2 \sqrt[3]{(H+h)^2} \left[\left(\frac{2n+3,5}{2n+1} \right) \left(\frac{L}{t} + 1 \right) + (n+3) \frac{L}{Z} \right] = \\ &= 4,5 \text{ т.} \end{aligned}$$

$$\text{Вес катков} = 8,5 \cdot DF (H+h) = 2,5 \text{ т.}$$

Считая вес остальных частей в размере 20% от веса щита, получаем искомый полный вес затвора

$$P = (21 + 55,5 + 4,5 + 2,5) 1,2 = 100 \text{ т}$$

и в действительности 100 т.

Вес того же затвора при наличии 3 ригелей и том же числе панелей получается по следующему исчислению.

$$\text{Вес обшивки} = 15,5 \text{ т.}$$

$$\text{Вес ригелей} = 66 \text{ т.}$$

$$\text{Вес связей} = 4,7 \text{ т.}$$

$$\text{Вес катков} \cong 2,5 \text{ т.}$$

Общий вес щита при трех ригелях получается равным

$$P = (15,5 + 66 + 4,7 + 2,5) 1,2 = 106 \text{ т.}$$

Определением веса для двух, трех и более ригелей по подобной приведенной выше формуле можно установить наивыгоднейшее число ригелей решетчатой системы.

3. Основные размеры элементов одиночного щитового затвора двуригельного типа.

а) Определение высоты Z и расчетного пролета щита L .

Основными данными при определении высоты и длины щита являются: пролет отверстия плотины в свету b и напор на гребне плотины H ,

по которым можно установить расчетный пролет щита (рис. 403) $L = 1,05 b$ и высоту щитового затвора $Z = H$.

Более точно расчетный пролет щита можно определить по следующей таблице:

b в свету	Глубина паза	Расчетный пролет L
до 3 м	$> \frac{1}{8} b$	$1,12 b$
3—4	$> \frac{1}{10} b$	$1,10 b$
4—10	$> \frac{1}{15} b$	$1,07 b$
> 10 м	$\frac{1}{20} b$	$1,05 b$

б) Общая схема щитового затвора. Щитовой затвор двуригельного типа (рис. 404) по своей конструкции состоит из главных ригелей, обозначенных на чертеже (1—1), на которые опирается жесткий набор с обшивкой (2).

Главные ригеля и набор связаны между собой вертикальными связями (3).

Основная идея составления схемы щитового затвора состоит в таком распределении главных ри-

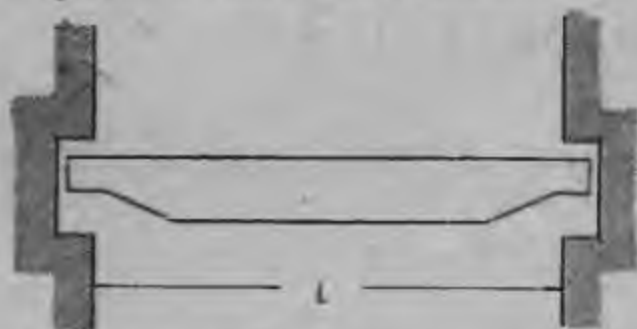


Рис. 403.

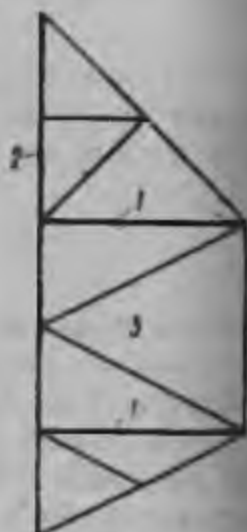


Рис. 404.

гелей и набора, чтобы при наименьшей затрате металла получить наилучшее распределение опорных ребер для обшивки.

Элемент обшивки как плиты, опирающейся на четыре кромки, должен иметь размеры по сторонам a и d , не выходящие из пределов соотношения

$$\frac{a}{d} \text{ или } \frac{d}{a} \leq 1,5,$$

где a — вертикальный размер плиты и d — горизонтальный ее размер, причем обычно

$$d > a.$$

Применяя формулу Баха

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{0,57 a^2 d^2 p}{(a^3 + d^3) R}},$$

где a и d — стороны плиты,
 φ — коэффициент, равный 0,75,
 p — интенсивность нагрузки,
 R — допускаемое напряжение в обшивке,

можем определить толщину обшивки δ и тем предопределить правильность разбивки жесткого набора.

Толщина обшивки должна быть примерно иметь размеры от 0,8 см до 1,4 см или расчетную толщину, скидывая 1 мм на ржавление, от 0,7 до 1,3 см.

Полагая наибольшую возможную интенсивность нагрузки на обшивку равной $p = \gamma_0 H$, допускаемое напряжение в обшивке $R = 1200 \text{ кг/см}^2$ и примерное соотношение $\frac{d}{a} = \beta$, получаем формулу Баха в виде

$$\delta = 0,56d \sqrt{\frac{H}{1 + \beta^2}}^*$$

или при среднем значении $\beta = 1,25$

$$a \cong \frac{\delta}{0,43 \sqrt{H}}.$$

При наименьшей толщине обшивки $\delta = 0,7 \text{ см}$ сторона элемента обшивки

$$a \cong \frac{1,6}{\sqrt{H}}$$

и при наибольшей толщине обшивки $\delta = 1,3 \text{ см}$

$$a \cong \frac{3,0}{\sqrt{H}}.$$

Таким образом, размеры плиты колеблются в среднем в пределах

$$\frac{1,6}{\sqrt{H}} \leq a \leq \frac{3,0}{\sqrt{H}}.$$

Однако, для обеспечения жесткости обшивки не следует делать размеры плиты более 1,5—2 м в стороне, в зависимости от толщины листа.

Окончательное установление величины пролета плиты a и панели d зависит от распределения ригелей по высоте щита.

в) Установление схемы расположения ригелей.

Условием правильного распределения ригелей в щите является равномерность их загрузки давлением воды.

При двуригельном затворе это положение ригелей достигается установлением их на равном расстоянии a от равнодействующей давления воды, причем равнонагруженность ригелей получается при любом расстоянии a (рис. 405).

* a , d и H — в метрах, δ — в см.

Величину расстояния $2a$ между ригелями можно определить из условия, чтобы наибольший изгибающий момент консоли был равен наибольшему изгибающему моменту для балки между ригелями.

Наибольший изгибающий момент консоли равен

$$M_1 = \frac{1}{6} \gamma_0 a_2^3.$$

Наибольший изгибающий момент для балки между ригелями может быть определен по моменту для сечения на расстоянии x от верхнего ригеля (рис. 405)

$$M = \frac{1}{6} \gamma_0 (x + a_2)^3 - \frac{1}{4} \gamma_0 H^2 x$$



Рис. 405.



Рис. 406.

при условии

$$\frac{dM}{dx} = \frac{1}{2} \gamma_0 (x + a_2)^2 - \frac{1}{4} \gamma_0 H^2 = 0,$$

откуда $x + a_2 \cong 0,7H$.

Для определения величины a_2 имеем уравнение

$$\frac{1}{6} \gamma_0 a_2^3 = \frac{1}{6} \gamma_0 (0,7H)^3 - \frac{1}{4} \gamma_0 H^2 (0,7H - a_2)$$

или

$$a_2^3 = -0,7H^3 + 1,5a_2H^2.$$

Подбором получаем длину консоли

$$a_2 \cong 0,55H \sim 0,5H$$

и значение искомой величины a из равенства

$$a + a_2 = \frac{2}{3}H,$$

$$a = 0,17H \cong \frac{1}{6}H.$$

Таким образом, расположение ригелей получается на расстояниях показанных на схеме рис. 406, причем величина a может быть определена в зависимости от высоты затвора $Z = H$

$$a = \frac{Z}{6}$$

Например, при $Z = 6$ м величина $a = 1$ м,

$$Z = 9 \text{ м} \quad a \cong 1,5 \text{ м.}$$

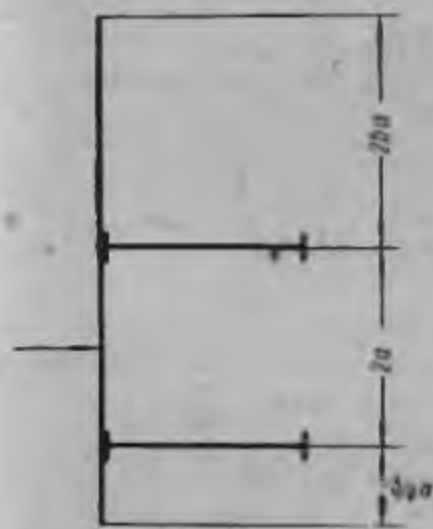


Рис. 407.

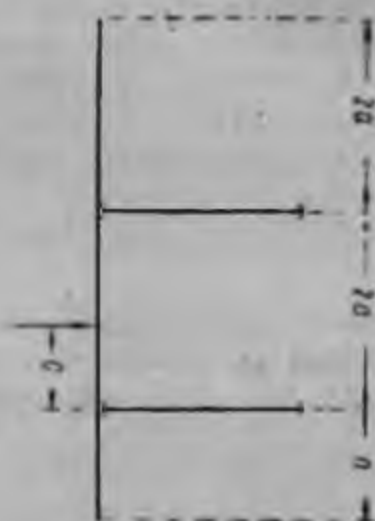


Рис. 408.

Однако, при такой разбивке ригелей верхняя консоль получается все-таки большой величины, почему очень часто дают несколько иное распределение ригелей, а именно

1-й вариант (рис. 407):

верхняя консоль . . . $2,5a$
 средняя панель . . . $2,0a$
 нижняя консоль . . . $0,75a$,

где

$$a = \frac{Z}{5,25}$$

причем при этой комбинации ригеля остаются также равнонагруженными.

Для расположения ригелей можно применить и другие варианты, например,

2-й вариант (рис. 408):

верхняя консоль . . . $2a$
 средняя панель . . . $2a$
 нижняя консоль . . . a ,

где

$$a = \frac{Z}{5}$$

однако, в этом случае ригеля нагружены неравно, так как равнодействующая давления воды не проходит посередине между ригелями, а на расстоянии

$$c = \frac{Z}{3} - a = \frac{2}{3} a$$

от нижнего ригеля и на расстоянии $\frac{4}{3} a$ от верхнего ригеля.

В силу этого соображения, первый вариант расположения ригелей является предпочтительным.

Указанный метод разбивки ригелей конструктивно рационален при условии возможности размещения связей (раскосных или шпренгельных) между ригелями, в целях поддержания горизонтальной балочки, разделяющей вертикальное расстояние между главными ригелями на две равные панели (рис. 409).

Конструктивно такого положения можно достигнуть при условии

$$a \geq 0,4t \text{ и не менее } 0,8 \text{ м,}$$

где t — наибольшая высота главных ригелей.

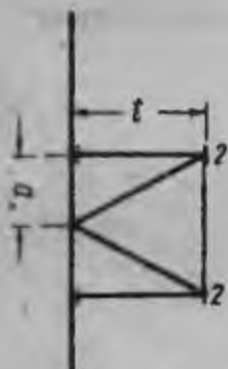
Принимая во внимание, что высота главного ригеля не может быть меньше $0,1 L$, это условие можно написать в виде

$$a \geq 0,04L \text{ и не менее } 0,8 \text{ м.}$$

где L — пролет щитового затвора.

Так как величина вертикальной панели a определена нами формулой

$$a = \frac{Z}{5,25},$$



то предельное соотношение основных размеров щита, при котором следует делать две вертикальные панели между ригелями, определяется из условия

$$\frac{Z}{5,25} \geq 0,04L,$$

или

Рис. 409.

$$Z \geq 0,2L \text{ и не менее } 4-5 \text{ м.}$$



Рис. 410.

При $Z \leq 4-5$ м лучше делать расстояние между главными ригелями равным a и распределение их исполнить в порядке, при котором панели будут иметь размеры (рис. 410):

верхняя консоль . . . $1,5a + a$
 средняя панель . . . a
 нижняя консоль . . . $0,5a$,

причем при этой разбивке равнонагруженность ригелей может быть обеспечена.

Общее заключение.

На основании приведенных рассуждений, можно вывести следующие заключения:

а) при наличии условия

$$Z \geq 4,5 \text{ м,}$$

где Z — высота щита,

величина вертикальной панели a может быть примерно определена из равенства

$$a = \frac{Z}{5,25}$$

при соотношении верхней консоли, средней панели и нижней консоли

$$2,5a : 2a : 0,75a ;$$

б) при наличии условия

$$2,5 \leq Z \leq 4,5 \text{ м}$$

величина вертикальной панели a может быть определена из равенства

$$a = \frac{Z}{3} \div \frac{Z}{2,5}$$

при соотношении верхней консоли, средней панели и нижней консоли

$$(a \div 1,5a) : a : 0,5a ;$$

в) при наличии условия

$$Z \leq 2,5 \text{ м}$$

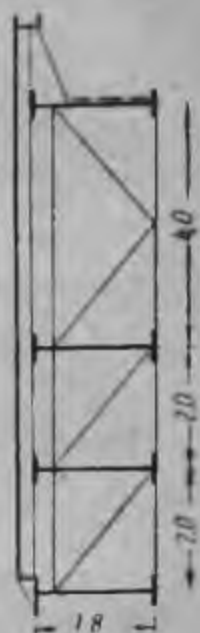


Рис. 411.

следует переходить к многоригельной системе равнонагруженных ригелей, так как двуригельная система принимает нерациональную конструктивную форму.

Вопрос однако о выборе в том или другом случае двуригельного или многоригельного щита не исчерпывается еще вышеприведенными соображениями, и иногда для щитов большого размера предпочитают многоригельные конструкции. Цель такого применения заключается в стремлении с одной стороны уменьшить толщину затвора и с другой — избежать сквозных конструкций ригелей, заменяя их балками со сплошной стенкой, хотя бы последних потребовалось и большее число (рис. 411).

4. Основные размеры ригелей затворов.

Ригеля щитовых затворов могут быть устроены или в виде балок со сплошной стенкой или в виде сквозных ферм.

Наиболее простыми в конструктивном отношении и более дешевыми по исполнению являются балки со сплошной стенкой, почему применение их предпочтительно вообще перед сквозными фермами.

Однако выгодность применения тех или других конструкций, балок со сплошной стенкой или ферм, зависит в значительной степени от величины пролета, причем до 15 м и небольших напорах можно применять балки со сплошной стенкой, а при больших пролетах и больших напорах сквозные фермы.

1. Основные размеры ригелей — балок со сплошной стенкой.

Основным размером ригеля со сплошной стенкой является высота балки, которая должна быть принята наивыгоднейшей, т. е. высотой, при которой объем балки получится наименьшим.

Положим, что при условии ступенчатого обрыва горизонтальных листов вес поясов равен 0,8 их веса при полной длине листов (от одной опоры до другой), и обозначим через

t — высоту стенки ригеля,

L — длину его,

δ — толщину стенки,

R — допускаемое напряжение на изгиб,

$M = \frac{pL^2}{8}$ — наибольший изгибающий момент от нагрузки p ,

$M_1 = RW = R \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{4}{5} \delta t^2$, часть момента M , которая воспринимается стенкой балки, между тем как поясам передается момент $(M - M_1)$.

Приблизительный объем балки представится в виде *

$$V = L\delta t + 2 \cdot 0,8 \cdot \frac{M - M_1}{0,85tR} \cdot L,$$

причем первый член выражает объем стенки, а второй — объем поясов.

Подставляя значение момента $M_1 = \frac{2}{15} R\delta t^2$,

получим

$$V = 0,75L\delta t + \frac{1,88ML}{tR}.$$

Наименьшее значение объема и веса получаем при условии

$$\frac{dV}{dt} = 0,75L\delta - \frac{1,88ML}{t^2R} = 0,$$

откуда наивыгоднейшая высота

$$t = 1,58 \sqrt{\frac{M}{R\delta}}.$$

Принимаем во внимание, что определение толщины вертикальной стенки балки может быть произведено по формуле

$$\delta \approx \frac{1,88Q}{tR},$$

* Плечо внутренней пары сил принято 0,85 t .

где Q — наибольшая величина перерезывающей силы, при равномерной нагрузке интенсивностью p равная

$$Q = \frac{pL}{2}.$$

Подставляя это выражение для δ в формулу наивыгоднейшей высоты балки, получаем

$$t = 0,58 \sqrt{Lt},$$

откуда

$$\frac{t}{L} = \frac{1}{3}.$$

Высота, определяемая по этой формуле, представляет только теоретически наивыгоднейшую высоту, так как с увеличением высоты балки уменьшается жесткость стенки (выпучивание), вследствие чего требуется большее число уголков жесткости и возникает необходимость придавать им солидные размеры.

На основании этого наивыгоднейшую высоту балок следует считать менее теоретически рассчитанной по вышеприведенной формуле.

Наивыгоднейшая высота может быть найдена и по следующей формуле проф. И. Г. Попова:

$$t = \sqrt[3]{220W} - 15 \text{ см},$$

где W — необходимый момент сопротивления в см^3 , равный в нашем случае

$$W = \frac{M}{R} = \frac{pL^2}{8R},$$

или после подстановки

$$t = 3 \sqrt[3]{\frac{pL^2}{R}} - 15 \text{ см}.$$

где все размеры в кг и см.

Сравнением действительного веса вариантов балок можно показать, что для получения наиболее выгодных результатов следует придерживаться соотношения

при пролете $L = 2 \div 5 \text{ м}$	$\frac{t}{L} = \frac{1}{4} \div \frac{1}{6}$
„ $6 \div 10 \text{ „}$	„ $\frac{1}{6} \div \frac{1}{9}$
„ $12 \div 17 \text{ „}$	„ $\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$
„ $18 \div 20 \text{ „}$	„ $\frac{1}{9} \div \frac{1}{12}$

Высший предел высоты балки со сплошной стенкой следует считать 2,5—3,0 м.

Необходимо иметь в виду, что для достижения достаточной жесткости ригеля, измеряемой величиной прогиба, следует принимать определенное соотношение $\left(\frac{t}{L}\right)$, каковое положение можно приблизительно до

казать следующими рассуждениями, относящимися в первом приближении как к балке со сплошной стенкой, так и к сквозной ферме.

Пользуясь для приблизительного определения прогиба ригеля формулой балки на двух опорах, нагруженной равномерной нагрузкой, получаем необходимую жесткость ригеля по формуле (рис. 412 а):

$$EJ = p \frac{5L^3}{384} \cdot \frac{1}{\beta},$$

где E — модуль упругости,

J — момент инерции сечения балки,

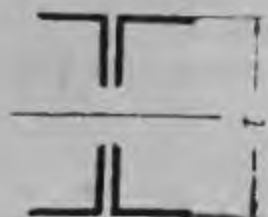
L — пролет,

$\beta = \frac{f}{L}$ — допускаемый относительный прогиб,

p — интенсивность равномерной нагрузки ригеля.

Для балки со сплошной стенкой и для сквозной фермы можно написать, что усилие в поясе будет равно примерно

$$S \cong \frac{pL^2}{8h},$$



где h — плечо внутренней пары и расстояние между ц. т. поясов, которое принимаем примерно равным $0,85t$,

t — высота балки,

откуда площадь пояса примерно

$$\omega = \frac{pL^2}{8hR},$$

где R^* — допускаемое напряжение на изгиб.

Момент инерции балки определяется равным

$$J = 2 \cdot \omega \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{\omega h^3}{2}$$

и жесткость балки

$$EJ = \frac{1}{16} \cdot \frac{pL^2 h}{R} \cdot E.$$

Приравняв жесткость из условия прогиба и условия прочности получаем уравнение

$$p \cdot \frac{5L^3}{384} \cdot \frac{1}{\beta} = \frac{1}{16} \cdot \frac{pL^2 h}{R} \cdot E$$

или по сокращении

$$\frac{f}{L} \cong 0,25 \frac{R}{E} \cdot \frac{1}{\beta},$$

что дает при $\beta = \frac{1}{750}$ значение

$$\frac{f}{L} \cong 0,25 \cdot \frac{1000}{2 \cdot 100 \cdot 000} \cdot 750 \cong \frac{1}{11},$$

а при $\beta = \frac{1}{1000}$

$$\frac{f}{L} \cong 0,25 \cdot \frac{1000 \cdot 1000}{2 \cdot 100 \cdot 000} \cong \frac{1}{8,4}.$$

* Напряжение $R = 1000 \text{ кг/см}^2$, так как не учтено ослабление заклепками

Наименьшим пределом высоты балок со сплошной стенкой следует считать высоту, при которой жесткость ригеля обеспечивала бы величину прогиба, не превосходящую предела $\beta = \frac{f}{L}$ по следующей таблице

Таблица 60

L	до 15 м		до 30 м	
$\frac{t}{L}$	$< \frac{1}{10}$	$> \frac{1}{10}$	$< \frac{1}{10}$	$> \frac{1}{10}$
Временный прогиб в частях пролета	$\frac{1}{750}$	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1250}$	$\frac{1}{1500}$

Вертикальная жесткость ригелей со сплошной стенкой достигается при посредстве уголков, расстояние s между которыми принимается равным (рис. 412 б)

$$s \cong (0,7 \div 1,5) a, \text{ в среднем } \sim a,$$

где a — половина расстояния между ригелями, но не более 2 м.

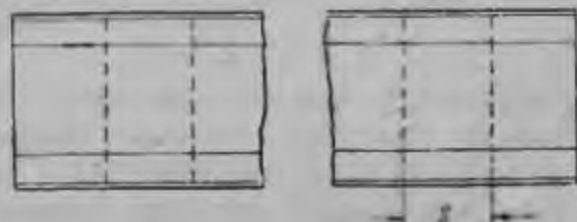


Рис. 412 б.

II. Основные размеры главных ригелей сквозных ферм.

Фермы главных ригелей должны иметь один пояс, обращенный в сторону напора, прямолинейный, а другой пояс может быть любого очертания, прямолинейного или криволинейного, подразумевая под последним и очертание по ломаной линии.

Параболической фермой называется такая ферма, в которой узлы криволинейного пояса расположены по параболе с вертикальной осью, проходящей через середину пролета, так что криволинейный пояс имеет очертание ломаной линии, вписанной в параболу.

Полигональные фермы, отличающиеся простотой очертания, имеют криволинейный пояс, который меняет свое направление не во всех узлах, а лишь в некоторых, оставаясь прямолинейным на возможно длинных участках фермы.

Последние фермы имеют наибольшее применение для ригелей сквозной конструкции.

Начертание решетки сквозных ферм ригелей может быть исполнено или по системе раскосной, или по решетчатой системе (рис. 413).

Раскосная система характеризуется наличием во всех узлах вертикальных стоек, причем в каждой половине фермы все раскосы наклонены в одну и ту же сторону.

Решетчатая система характеризуется раскосами, имеющими наклон в ту и другую стороны, причем ферма неизменяема, хотя бы в ней и отсутствовали стойки, которые могут и не быть.

Указанные системы решеток относятся к числу простых систем, отличающихся тем, что элементы решетки составляют на всем протяжении

фермы непрерывную и непересекаемую другими элементами ломаную линию, начало и конец которой находятся над опорами.

Однако, простые системы решеток в применении к сквозным фермам ригелей не всегда могут считаться удовлетворительными, так как при сравнительно больших пролетах щитового затвора и желании придать фермам большую высоту, для уменьшения веса щита, панели фермы

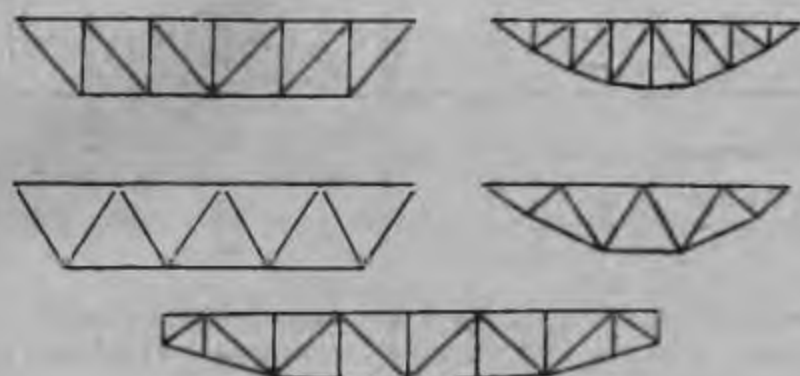


Рис. 413.

получаются значительных размеров (более 1,5 м). Между тем величина панели определяет один из размеров обшивки как плиты, опертой на четыре кромки, следствием чего с увеличением величины панели получается возрастание толщины обшивки, особенно при значительных напорах.

Это обстоятельство побуждает стремиться к разделению панелей прямого пояса ригелей на части, применением дополнительных стоек или шпренгелей, подразделяющих большие панели основной системы на

две и более малых панелей, т. е. к переходу к фермам составных систем (рис. 414).

Предварительно число панелей простой фермы или число малых панелей составных ферм может быть определено из условия

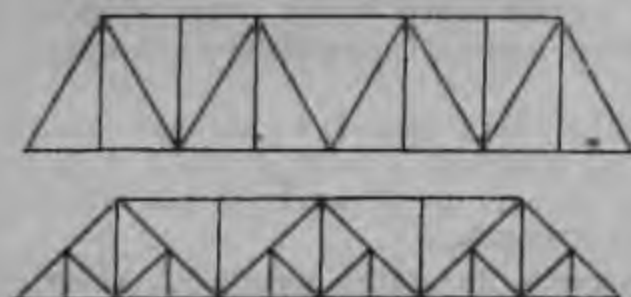


Рис. 414.

$$m \cong \frac{L}{0,7 a} \div \frac{L}{1,5 a} \sim \frac{L}{a},$$

где a — половина расстояния между ригелями.

Такая разбивка панелей обеспечивает наивыгоднейшую в расчетном отношении форму элементов обшивки как плиты, опертой на четыре кромки.

Необходимо обратить внимание, что для обеспечения большей конструктивности щита иногда фермы ригелей снабжают решеткою, начинающеюся у опор не с полной величины панели, а с полупанелей.

Геометрические элементы ферм ригелей, при заданном их расчетном пролете L , определяются, если будет установлено число панелей m^* и высота фермы посередине пролета t .

* Далее выведена формула

$$m \cong 5,25 \frac{L}{Z}, \text{ где } Z — \text{высота щита.}$$

Установление наивыгоднейшей высоты ферм, т. е. высоты, при которой вес фермы получается наименьшим, можно сделать только приближенно, так как трудно учесть все обстоятельства, влияющие на вес фермы. Известно, что увеличение высоты фермы влечет за собою уменьшение усилий, а следовательно и веса поясов, между тем как вес раскосов и стоек изменяется в зависимости не только от высоты фермы, но и от числа панелей, т. е. должна существовать такая высота, при которой сумма поясов, раскосов и стоек получается наименьшей.

Для примера решения такой задачи можно провести определение наивыгоднейшей высоты t , для фермы с параллельными поясами, при равномерной нагрузке давления воды p (рис. 415).

Обозначая число панелей через m , длину панели через s , допускаемое напряжение для растянутых частей через R , и принимая допускаемое напряжение для сжатого пояса $0,9 R$ и для сжатых стоек $0,5 R$, можем определить вес фермы.

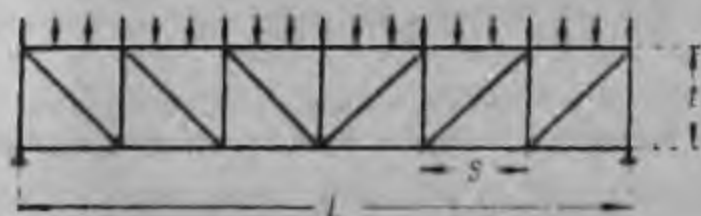


Рис. 415.

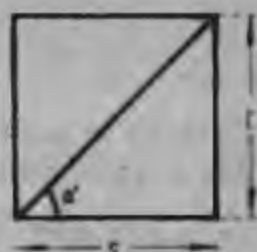


Рис. 416.

При величине момента M в данной панели и высоте фермы t , усилие в элементе поясов этой панели определится равным

$$S = \frac{M}{t},$$

а площадь поперечного сечения:

$$\text{растянутого пояса} \dots \dots \omega_1 = \frac{M}{tR}$$

$$\text{сжатого пояса} \dots \dots \omega_2 = \frac{M}{0,9Rt}.$$

При величине поперечной силы Q на данной панели, усилие в соответствующей стойке будет равным Q и в раскосе

$$\frac{Q}{\sin \alpha} = \frac{Q \cdot \sqrt{t^2 + s^2}}{t},$$

откуда площадь поперечного сечения (рис. 416) растянутого раскоса

$$\omega_3 = \frac{Q \sqrt{t^2 + s^2}}{tR}$$

и сжатой стойки

$$\omega_4 = \frac{Q}{0,5R}.$$

Умножая площадь сечения каждого элемента на его длину, получим объем элемента, а суммируя объемы всех элементов — получим общий теоретический объем фермы

$$V = \frac{s}{tR} \Sigma M + \frac{s}{0,9tR} \Sigma M + \frac{t}{0,5R} \Sigma Q + \frac{t^2 + s^2}{tR} \Sigma Q,$$

где s — длина панели,

t — высота фермы с параллельными поясами,

R — допускаемое напряжение в металле на изгиб,

причем ΣM и ΣQ обозначают сумму изгибающих моментов и поперечных сил всех панелей на всем протяжении пролета.

Полагая, что весь пролет загружен равномерно нагрузкой интенсивностью p , получим эпюру изгибающих моментов в виде параболического сегмента с ординатой $(\frac{1}{8}pL^2)$ посередине пролета и с площадью

$$\Omega = \frac{2}{3} L \cdot \frac{1}{8} pL^2 = \frac{1}{12} pL^3.$$

Средняя величина изгибающего момента может быть определена как ордината равновеликого с площадью сегмента прямоугольника, а именно $(\frac{1}{12}pL^2)$, что дает при числе панелей m величину суммарного момента

$$\Sigma M = \frac{1}{12} pL^2 m.$$

Поперечная сила на опоре равна $(\frac{1}{2}pL)$, а посередине — нулю, поэтому ее среднее значение равно примерно $(\frac{1}{4}pL)$ и сумма

$$\Sigma Q = \frac{1}{4} pLm.$$

Подставляя значения ΣM и ΣQ в уравнение объема фермы и приводя члены, получаем выражение для теоретического объема фермы

$$V = \frac{pLm}{4R} \left(3t + \frac{s^2 + 0,7Ls}{t} \right).$$

Для получения минимума объема или веса фермы приравняем нулю производную $\frac{dV}{dt}$, а именно

$$\frac{dV}{dt} = \frac{pLm}{4R} \left(3 - \frac{s^2 + 0,7Ls}{t^2} \right) = 0,$$

откуда, принимая во внимание, что s — длина панели — равна $\frac{L}{m}$, имеем условие

$$\frac{t}{L} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{1 + 0,7m}{3}}.$$

Следовательно для раскосной фермы с параллельными поясами наивыгоднейшее отношение высоты к пролету зависит от числа m панелей, например

Таблица 61

m	4	8	12
$\frac{t}{L}$	$\frac{1}{3,6}$	$\frac{1}{5,4}$	$\frac{1}{6,8}$

Эти численные значения надо рассматривать как приблизительные, но следует заметить, что при определении наивыгоднейшей высоты большая точность не нужна, так как около максимума, или минимума, функция очень слабо меняет свою величину.

Назначение высоты ферм зависит не только от условия получения наименьшего веса ферм, но и от соображений об их жесткости в плоскости решетки, в целях получения допускаемых величин прогибов (см. нормы, указанные для балок), причем жесткость фермы увеличивается и прогибы от той или иной нагрузки уменьшаются с возрастанием высоты ферм.

Для всякой фермы существует однако предел высоты, при котором ферма обладает наибольшей жесткостью и дальнейшее увеличение высоты уже не уменьшает прогибов. Этот предел зависит от числа панелей и колеблется

$$\frac{t}{L} = \frac{1}{3,5} \div \frac{1}{8},$$

т. е. эта высота ферм мало разнится от той, которая соответствует наименьшему весу ферм.

Обычно принимаемое соотношение между высотой и пролетом ферм:

фермы с параллельными поясами $\frac{t}{L} = \frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$

„ с параболическими „ $\frac{1}{7} \div \frac{1}{8}$

„ с полигональными „ $\frac{1}{5} \div \frac{1}{7}$

Длина панели принимается для ферм с однопанельными раскосами примерно:

фермы с параллельными поясами $0,7t \div t$
 „ с криволинейными „ $0,5t \div 0,8t$,

где t — наибольшая высота фермы.

При двухпанельных раскосах (со шпренгелями) величину малой панели принимают около $0,3t \div 0,5t$.

Однако величина панелей при однопанельных раскосах и величина малых панелей при двухпанельных раскосах должна быть в соответствии

с распределением ригелей по вертикали, и желательно, чтобы для панели или полупанели была приблизительно по величине

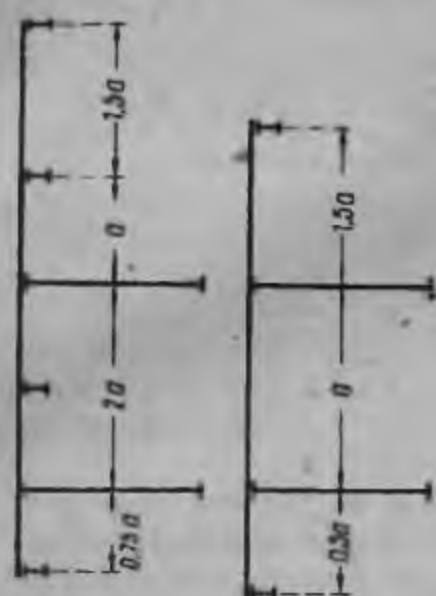


Рис. 417.

$s \cong (0,7 \div 1,5) a$, в среднем $\sim a$,



Рис. 418.

1 — жесткий набор, 2 — главные ригеля.

где a или $2a$ — расстояние между ригелями (рис. 417).

Раскосы в фермах должны быть наклонены не менее как на $35-45^\circ$ к поясам.

Жесткий набор обшивки и вертикальные связи.

Жесткий набор, поддерживающий обшивку, состоит из вертикальных и горизонтальных ребер, таврового или швеллерного сечения, опирающихся на главные ригеля.

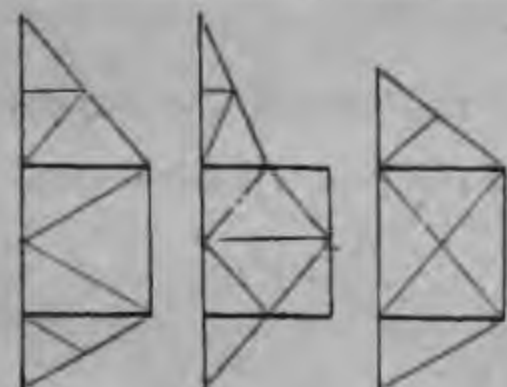


Рис. 419.

Расстояние между вертикальными ребрами равно длине панели сквозной фермы ригеля, или расстоянию между уголками жесткости ригеля со сплошной стенкой $s = a \div 1,5 a$. *

Расстояние между горизонтальными ребрами (стрингерами) определяется расположением ригелей по высоте и показано примерно на схеме (рис. 418).

Вертикальные связи между ригелями образуют фермы, расположенные в плоскости панелей главных ригелей (рис. 419).

5. Основные размеры элементов сдвоенного щитового затвора двуригельного типа.

Сдвоенные щиты по своей общей конструкции состоят из двух щитов, поднимающихся и опускающихся независимо один от другого.

* Требуется или $\frac{s}{a} = 1 \div 1,5$, или $\frac{a}{s} = 1 \div 1,5$, но панель s получается обычно больше a .

По схеме работы сдвоенные щиты могут быть двух систем, а именно с верхним щитом, расположенным с напорной стороны затвора, и с нижним щитом, расположенным с низовой стороны затвора (рис. 420—421).

Первая система затвора с верхним щитом с напорной стороны имеет недостаток, что при таком расположении ригелей и всех связей верхнего щита не представляется возможным устроить правильный слив воды через гребень верхнего щита.

Вторая система затвора (II-а) с расположением нижнего щита с напорной стороны является наилучшим решением вопроса об устройстве сдвоенных щитов, так как верхний затвор, служащий для регулирования подпорного горизонта, не встречает сопротивления от давления воды и по конструктивному расположению ригелей и связей предоставляет возможность устройства слива с гребня щита. Как на недостаток рассматриваемой системы затвора, можно указать на расположение обшивки нижнего щита со стороны нижнего бьефа, что влечет работу креплений обшивки на отрыв от набора щита.

I система.

II-а система.

II-б система.



Рис. 420.



Рис. 421.



Рис. 422.

Однако перенесение обшивки нижнего щита на напорную сторону последнего (II-б) не представляется рациональным, так как в этом случае к подъемному усилию для поднятия нижнего щита добавляется давление воды W на верхнюю полку щита (рис. 422).

Таким образом из рассматриваемых схем следует, что наиболее рациональным расположением щитов следует считать систему вторую (II-а), при которой верховой щит помещен со стороны нижнего бьефа, а обшивка у верхнего и нижнего щитов расположена в плоскости соприкосновения щитов.

Конструктивные схемы сдвоенных затворов, при расположении верхнего щита со стороны нижнего бьефа, могут быть представлены в двух основных вариантах, из которых первый характеризуется размещением набора нижнего щита со стороны верхнего бьефа, а второй — расположением того же набора со стороны нижнего бьефа.

Преимуществом первого типа (рис. 423) является возможность неограниченного опускания верхнего щита и подъема верхнего, недостатком же его применения следует считать необходимость устройства путей движения катков (рельсов) отдельно для верхнего щита и отдельно для нижнего или устройства высоких опорных креплений (деталь рис. 423 а).

Преимуществом второго типа является большая компактность затвора, большее удобство подъема нижнего щита в зимнее время при наличии ледяного покрова (нет набора с верховой стороны), простота устройства рельсовых путей; но существенным недостатком этой системы затвора следует считать во-первых — ограниченность опускания верхнего щита, а следовательно вынужденное изменение его вертикального размера, и во-вторых — малую конструктивную жесткость верхней консоли нижнего щита, так как при рассматриваемой системе щитов нельзя поставить креплений набора для верхней консоли нижнего щита (рис. 424).

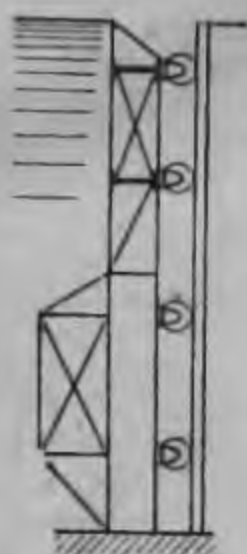


Рис. 423.

I система



Рис. 423 а.

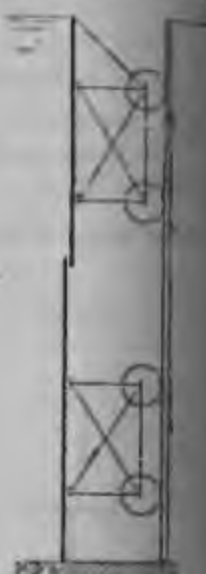


Рис. 424.

Составление основной схемы сдвоенного затвора первого и второго типов сводится к установлению взаимоотношений между высотой нижнего и верхнего щитов и к определению положения главных ригелей для каждого щита.

Схема затвора I-го типа.

При схеме затвора, характеризующейся расположением верхнего щита со стороны нижнего бьефа и набора нижнего щита с напорной стороны (рис. 423), высоты отдельных щитов, при общем напоре воды H , могут быть применяемы:

высота верхнего щита $Z_1 \cong 0,45H$;

высота нижнего щита $Z_2 = H - Z_1 \cong 0,55H$,

причем выбор величины для высоты верхнего щита зависит от условий регулирования расхода воды в реке.

С точки зрения эксплуатационной не следует преувеличивать высоту верхнего щита, так как он находится в постоянном действии при регулировании расхода, а нижний поднимается сравнительно редко:

С точки зрения конструктивной наиболее желательное соотношение высоты щита к напору можно принять

для верхнего щита $Z_1 \cong 0,45H$

и

для нижнего щита $Z_2 \cong 0,60H$,

считая перекрытие щитов в целях возможности устройства уплотнений равным около $0,05H$ (рис. 425).

Расположение ригелей в щитах следует устанавливать из условия их равнонагруженности, что можно исполнить нижеприводимым способом.

Верхний щит имеет работающую высоту $0,4H$, которую надлежит разбить двумя ригелями так, чтобы равнодействующая давления воды проходила посередине между ними (рис. 426).

Принимая:

нижнюю консоль равной		$0,5 a$
среднюю панель		$2 a$
верхнюю консоль		$2 a$,

получаем, что равнодействующая давления воды, точка приложения которой отстоит на $\frac{2}{3}$ работающей высоты щита, считая от верхнего его ребра, проходит в середине панели между ригелями (рис. 427).

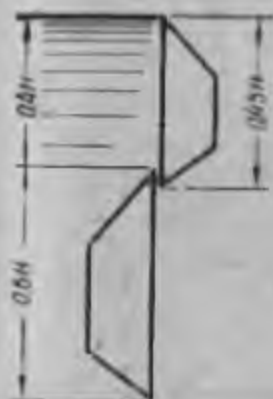


Рис. 425.



Рис. 426.



Рис. 427.

Величина полупанели a определится из условия

$$4,5 a = 0,4 H,$$

т. е. примерно

$$a \cong 0,09 H.$$

При $Z_1 = 0,45 H$ общая схема верхнего щита представится в виде, изображенном на рис. 428, причем толщина щита t принимается в зависимости от пролета его равной

$$t = \frac{1}{n_1} L_1$$

где величину n_1 следует принимать как для одиночного щита.

Нижний щит имеет высоту $Z_2 = 0,6 H$, которую следует разбить двумя ригелями так, чтобы равнодействующая давления воды проходила посередине между ригелями (рис. 429).

Для определения положения ригелей найдем точку приложения равнодействующей давления воды.

При высоте щита Z_2 расстояние от центра давления до нижней грани щита определится из условия (рис. 430)

$$\frac{1}{2} (H - Z_2) Z_2^2 + \frac{1}{6} Z_2^3 = e Z_2 \left(H - \frac{Z_2}{2} \right),$$

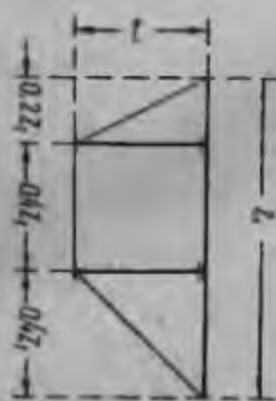


Рис. 428.

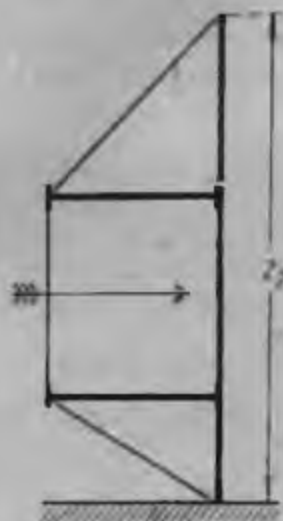


Рис. 429.



Рис. 430.

откуда величина плеча e равна

$$e = \frac{1}{3} \cdot \frac{3H - 2Z_2}{2H - Z_2} \cdot Z_2.$$

Например при $Z_2 = 0,6 H$ получим

$$e \cong 0,43 Z_2,$$

и положение ригелей можно определить примерно в следующем порядке (рис. 431):



Рис. 431.

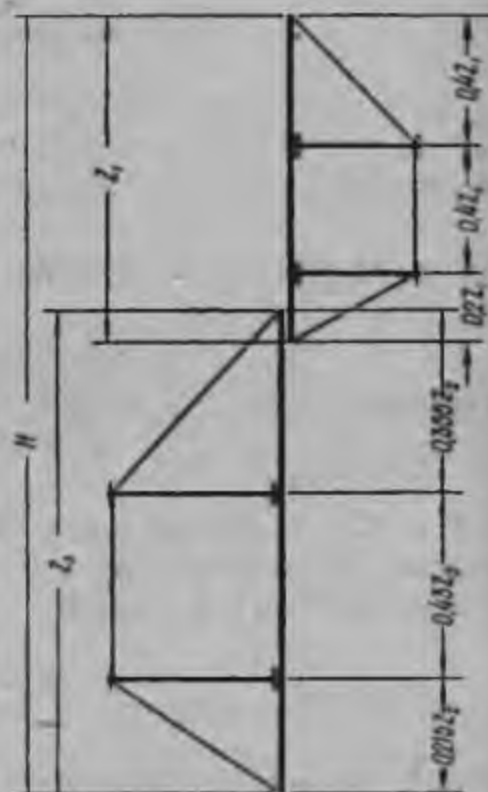


Рис. 432.

Полагая

высоту нижней консоли — a
 " средней панели — $2a$
 " верхней консоли — x ,

имеем уравнения для определения величины a и x , а именно

$$a + 2a + x = Z_2$$

$$a + \frac{2a}{2} = 0,43 Z_2,$$

откуда получаем

$$a = 0,215 Z_2$$

$$x = Z_2 - 3a = 0,355 Z_2.$$

Принимая высоту ригеля, в зависимости от пролета L , равной

$$t = \frac{1}{n_2} L,$$

можем построить общую схему нижнего щита и всего затвора, как показано на рисунке 432.

Схема затвора 2-го типа.

При схеме затвора, характеризующейся расположением верхнего щита и наборов обоих щитов со стороны нижнего бьефа, высоты отдельных щитов должны быть назначены из тех соображений, чтобы верхний щит мог опуститься до ригеля нижнего щита, как видно из прилагаемого рис. 433.

Практически, с конструктивной точки зрения, можно принимать

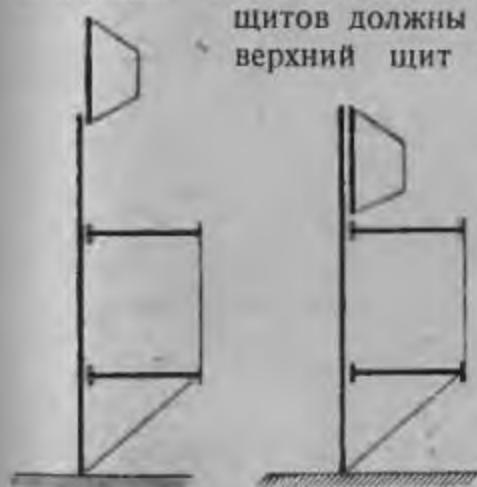


Рис. 433.

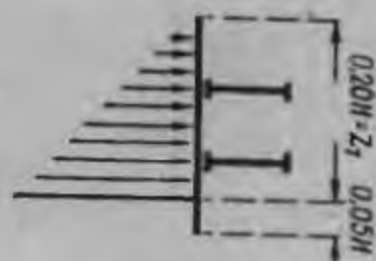


Рис. 434.



Рис. 435.

высоту верхнего и нижнего щитов в зависимости от напора H следующими, а именно

$$\begin{aligned} \text{высоту верхнего щита} & \dots \dots \dots \sim 0,25 H \\ \text{нижнего щита} & \dots \dots \dots \sim 0,80 H, \end{aligned}$$

полагая перекрытие щитов для возможности устройства уплотнений примерно равным $0,05 H$.

Равнонагруженность ригелей можно определить из условия расположения их на равном расстоянии от равнодействующей давления воды.

Верхний щит имеет рабочую высоту равную (рис. 434)

$$Z_1 = 0,20 H.$$

Полагая

верхнюю консоль	x
среднюю панель	$2a$
нижнюю консоль (рабоч. часть)	$\frac{a}{2}$

имеем условие для определения положения ригелей

$$Z_1 = 2,5 a + x$$

$$1,5 a = \frac{Z_1}{3},$$

откуда получаем $x = 2 a$ при $a = 0,04 H$, что может быть представлено примерною схемою, изображенной на рис. 435.

Однако такая схема, с конструктивной точки зрения, возможна лишь при условии, если величина средней панели, равная $2 a$, получается не менее $0,7 t$ и даже $0,8 t$, где t — высота ригеля, что имеет



Рис. 436.

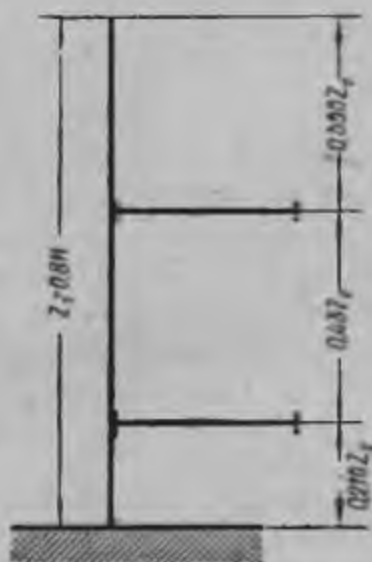


Рис. 437.

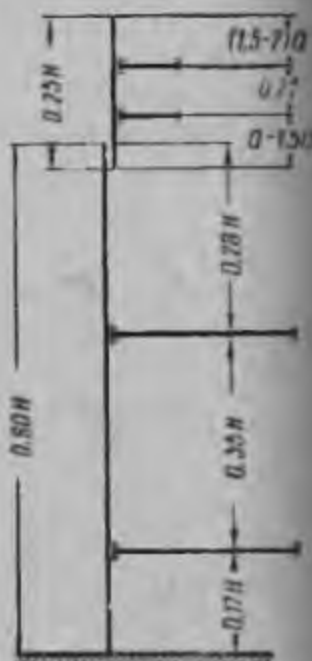


Рис. 438.

место приблизительно при соотношении $\frac{L}{H}$, получаемом из условия

$$(0,7 \div 0,8) t \leq 2a$$

или

$$(0,7 \div 0,8) \cdot 0,1 \cdot L \leq 2 \cdot 0,04 H,$$

откуда

$$\frac{L}{H} \leq 1 \div 1,1$$

В противном случае приходится отказываться от принципа равнонагруженности ригелей для верхнего щита и полагать распределение ригелей, как показано на рис. 436, причем нижняя консоль должна быть не менее $0,05 H$.

Нижний щит, высотой $Z_2 \cong 0,8 H$, также должен иметь распределение ригелей на равных расстояниях от равнодействующей давления воды, т. е. на основании уже приведенных выше соображений и исчислений;

схема щитового набора получается примерно следующей, а именно, в соответствии с рис. 437,

высота верхней консоли	$0,355 Z_2 \cong 0,28 H$
средней панели	$0,43 Z_2 \cong 0,35 H$
нижней консоли	$0,215 Z_2 \cong 0,17 H$

Принимая высоту ригелей нижнего щита в зависимости от пролета равной $t = \frac{1}{n} L$, можем построить общую схему сдвоенного затвора второй системы по прилагаемому рис. 438.

6. Опорные части щитового затвора.

Для облегчения подъема щитовых затворов опорные части щитов устраиваются на катках по системе Stoney или на колесах по системе Уэльса.*

Несомненно наибольшее уменьшение трения при движении щита достигается применением катка, не связанного со щитом, так как в этом случае не имеется нагруженных осей, что имеет место в опорных частях с колесами (рис. 439).

Однако в конструктивном отношении использование колесных опорных частей дает некоторые преимущества, которые кратко можно формулировать следующим образом:

а) распределение давлений на колеса можно гарантировать более равномерное, нежели на катки;

б) движение катков имеет скорость вдвое меньшую, нежели щит, поэтому катки отстают от щита и находятся в воде, когда самый затвор уже вышел из воды;

в) сопротивление движению катков возрастает с течением вре-

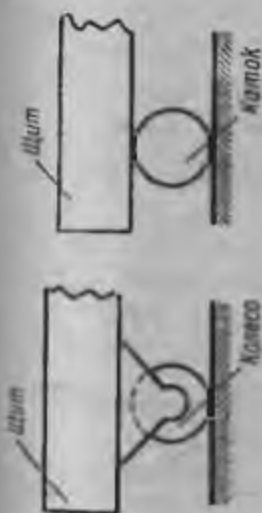


Рис. 439.

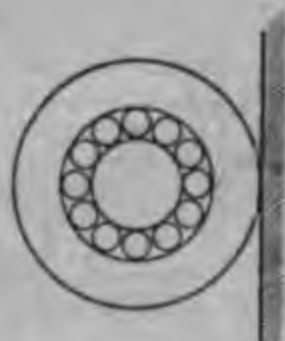


Рис. 440.

мени, повидимому вследствие неравномерного срабатывания катков и рельс;

г) колеса могут быть сделаны большого диаметра, что имеет значение как в конструктивном, так и в расчетном отношении.

Новейшие конструкции колес позволяют уменьшить возникающее при движении щита трение в осях, делая последние неподвижно закрепленными на щите и насаживая на них колеса с роликовым поясом (рис. 440).

Эти обстоятельства определяют большее за последнее время распространение щитовых затворов на колесах по сравнению со щитами системы Stoney на катках.

1. Катковые опорные части.

Общая схема затворов на катках представляется на прилагаемом чертеже, из которого видно (рис. 441 и 442), что катки заключены в раму

* Название щита системы Stoney иногда относят к щиту на колесах.

обычно швеллерного сечения, которая соединяет катки каждой опоры щита в одну тележку. Швеллера рамы имеют размеры больше, нежели диаметр катка, почему при сдвиге каткового устройства в сторону швеллер

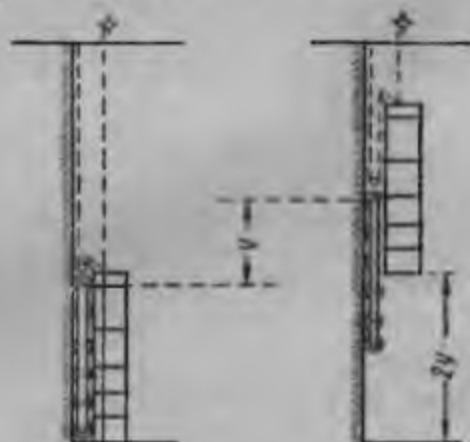


Рис. 441.

Рис. 442.

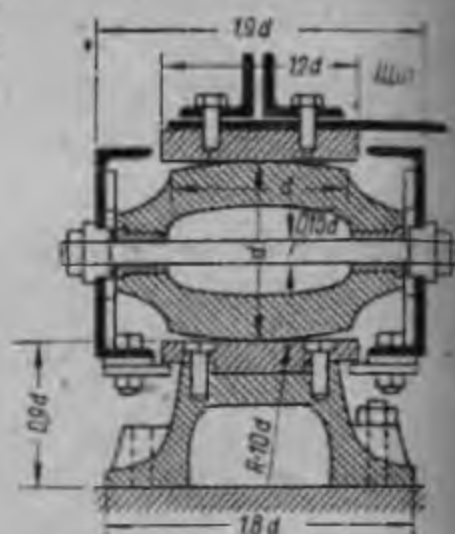


Рис. 443.

упирается в рельс, по которому совершает движение катковая тележка (рис. 443 и 444).

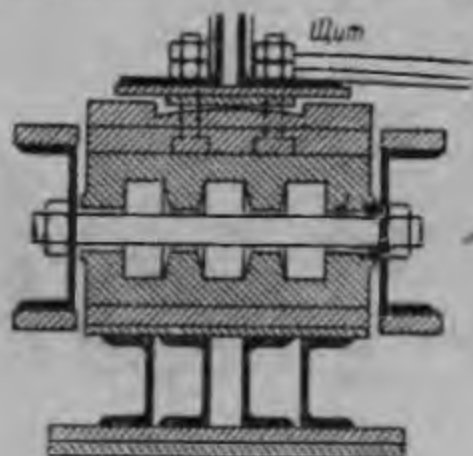


Рис. 444.

Швеллера катковой тележки могут быть обращены полками сечения к катку или в обратную сторону, что зависит от формы катка (рис. 445 и 446).

При нагрузке щитового затвора происходит его деформация и наклонение упругой оси к опорным частям (рис. 447); под



Рис. 445.



Рис. 446.

влиянием этого обстоятельства нагрузка по оси катка становится неравномерной и каток срабатывается. В целях устранения этого явления необходимо устройство опорных частей, допускающих поворот ригелей, причем можно предложить три конструкции такого шарнирного соединения щита с опорной



Рис. 447.

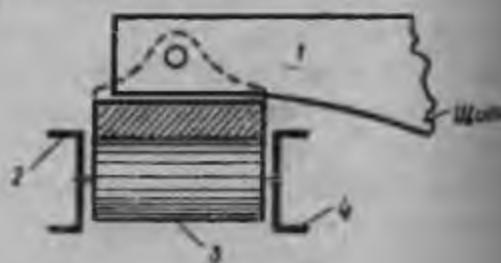


Рис. 448.

1 — щит, 2 — опорная часть щита на шарнире, 3 — каток, 4 — рама катков.

частью, а именно шарнирное, балансирное и катковое, как изображено на схемах (рис. 448—450).

Из этих трех схем шарнирных соединений наиболее интересным является последнее решение в конструировании опорных частей системы. Основные размеры катков системы Stoney могут быть определены по формуле

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{PE}{lr}}$$

где

σ — местное напряжение на поверхности катка в кг/см^2 , которое в зависимости от материала должно не превосходить величины $5-7 \cdot \text{т/см}^2$,

E — модуль упругости материала,

P — давление на один каток в кг ,

l — рабочая длина катка,

r — радиус катка.

Определение размеров катка можно вести и по допускаемому напряжению на диаметрально плоскость катка, исходя из условия

$$P = lds,$$

где

l и d — рабочая длина катка и его диаметр,

s — допускаемое напряжение, около $35-70 \text{ кг/см}^2$.

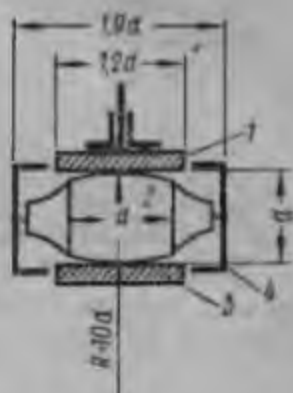


Рис. 450.

1 — опорная плита щита
2 — каток шарнирной формы, 3 — рельсовая плита, 4 — катковая рама.

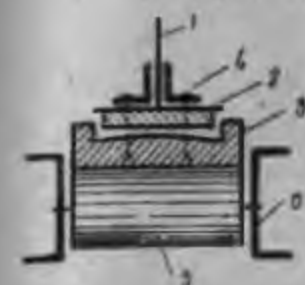


Рис. 449.

1 — стойка щита, 2, 3 — опорная часть щита, 4 — свободные болты, 5 — каток, 6 — рама катков.

Обычные размеры диаметра катков системы Stoney колеблются около $d = 0,2 \div 0,25 \text{ м}$ при рабочей длине их около $d \div 2d$ и примерно $l \leq \frac{L}{L+20} \text{ м}$ что позволяет дать на каток нагрузку около $P = 15 \div 25 \text{ т}$.

Исходя из указанной средней нагрузки около $P = 20 \text{ т}$ на каток можно определить примерное необходимое число m катков для щита системы Stoney высотой H и пролетом L , при высоте стояния горизонта нижнего бьефа h из равенства

$$mP = \frac{1}{2} \gamma_0 (H^2 - h^2) L$$

или

$$m = \frac{\gamma_0 (H^2 - h^2) L}{2P}$$

Полагая величину силы P равной

$$P = dls \text{ и } l \cong 1,25d,$$

получаем число катков примерно

$$m = \frac{\gamma_0 (H^2 - h^2) L}{2,5d^2s}$$

* Местное напряжение 5 т/см^2 соответствует примерно $s = 35 \text{ кг/см}^2$.

или при отсутствии нижнего бьефа, т. е. при $h = 0$,

$$m = \frac{\gamma L H^3}{2,5 s d^2},$$

где

L — расчетный пролет затвора в м,

H — напор воды в м (или примерно высота щита),

d — диаметр катков в м,

s — допускаемое напряжение на сжатие по диаметральной плоскости катка,

откуда видно, что число катков зависит от принятого диаметра катка.

Например, при затворе высотой $H = 10$ м и при пролете $L = 20$ м число катков диаметра $d = 0,22$ м определится равным

$$m = \frac{LH^3}{2,5 s d^2} = \frac{20 \cdot 10^3}{2,5 \cdot 350 \cdot 0,22^2} \cong 48 \text{ катков,}$$

т. е. по 24 с каждой стороны затвора.

Расположение катков по высоте для достижения принятой при их расчете равнонагруженности можно произвести обычно применяемым для этой цели графическим построением.

II. Колесные опорные части.

Общая схема колесных опорных частей в зависимости от числа колес может быть представлена в виде трех основных расположений колесных опор, представленных на рис. 451 и 452.

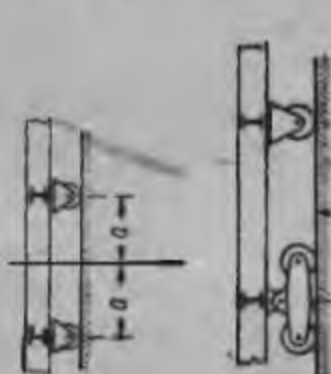


Рис. 451.

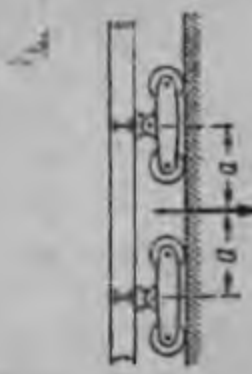


Рис. 452.



Рис. 453.



Рис. 454.

Основную мысль правильного составления схемы расположения колесных опор является достижение равнонагруженности отдельных колес, для соблюдения какового условия требуется:

- создание для щитового затвора лишь четырех опорных точек, по две на каждой вертикальной кромке щита, независимо от числа колес;
- расположение опорных точек щитового затвора на соответствующих расстояниях от равнодействующей давления воды (рис. 453);
- введение балансирной передачи давлений при необходимости устройства в опорных точках парных колесных конструкций (рис. 454).

При таком положении колесных опор можно получить полную определенность нагрузки отдельных колес, что дает преимущество вообще устройства колес перед рамными катками системы Stoney.

Однако, существенным недостатком колес, по сравнению с катками, является наличие трения в осях колес, что увеличивает тяговое усилие, необходимое для подъема щитового затвора.

Для уменьшения трения в осях значительно нагруженных колес можно ввести особый роликовый пояс в конструкцию колеса, сделав ось колеса неподвижно закрепленную и заставляя вращаться шину колеса на катках по оси (рис. 455).

Предела величины давления на колесо по существу не имеется, и в настоящее время можно встретить исполненные образцы колес, несущие давление до 120 т.

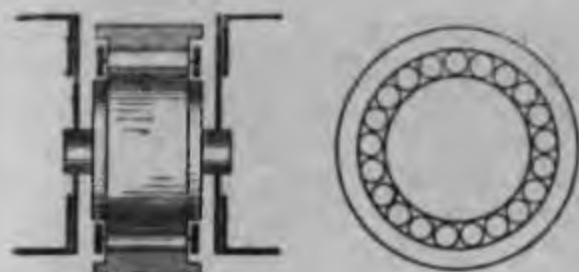


Рис. 455.

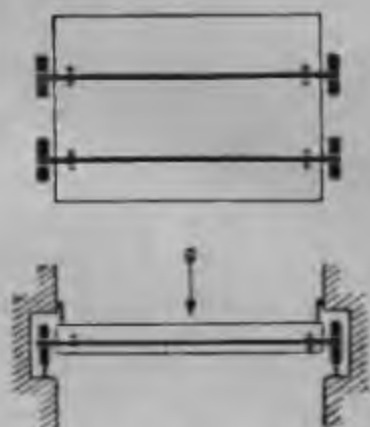


Рис. 456.

Конструктивное закрепление колес и осей их на щите может быть произведено разными способами, а именно по следующим общим схемам:

а) колесное устройство со сквозной осью, вращающейся в подшипниках (рис. 456), может быть применяемо лишь при затворах малых

пролетов около $L = 2 \div 3$ м, так как иначе размеры осей получаются очень значительными;

б) колесное устройство без сквозных осей можно

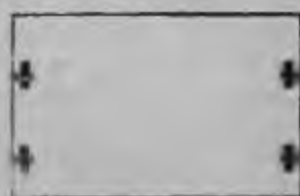
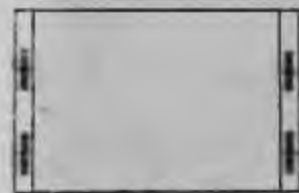


Рис. 457.

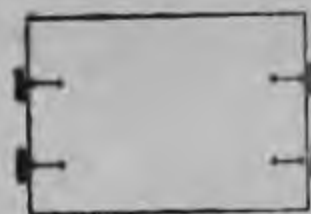


Рис. 458.



Рис. 459.

представить тремя схемами, которые характеризуются следующими конструктивными особенностями, а именно:

Первая схема — колеса расположены между опорными стойками, — может применяться более удачно при малых напорах, т. е. при невысоких опорных стойках (рис. 457).

Вторая схема — с консольными осями колес — может быть использована при средних величинах напоров и пролетов, так как с увеличением давления на опорные точки щитового затвора размеры осей значительно возрастают (рис. 458).

Третья схема дает хорошую передачу давления на колеса, при любых

напорах и пролетах затвора (рис. 459), но может быть успешно применяема преимущественно при парных колесных устройствах, иначе при одиночных колесах положение ригеля ограничивает размер диаметра колеса и увеличивает ширину ниши (рис. 460).

Обычно применяемые диаметры колес колеблются от $D = 0,5$ до 1,5 м, при рабочей ширине колеса l до 7,5 см и при специальных рельсах до 12 см.

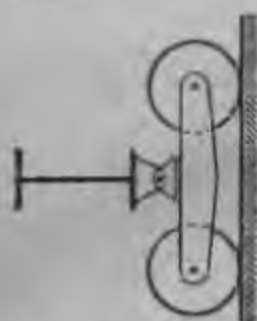


Рис. 460.

Основные размеры колес могут быть определены следующим расчетом.

Диаметр колес ограничивается с одной стороны высотой щита $Z \cong H$ и с другой стороны числом колес m .

Зависимость диаметра колеса от высоты затвора может быть выведена из условия возможности конструктивного размещения колесного устройства для нижнего ригеля.

Например, при расположении ригелей по представленной на чертеже схеме (рис. 461) и при оставлении зазора от колеса до бетонной части плотины равным не менее 0,10 м (рис. 462), наибольший диаметр колеса определится



Рис. 461.

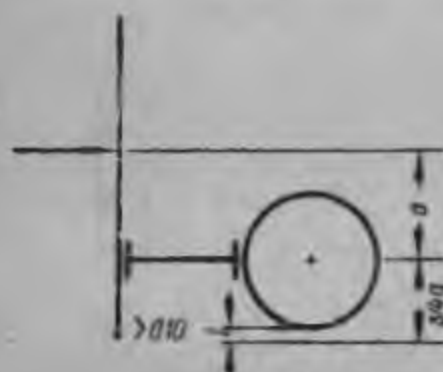


Рис. 462.

$$\frac{D}{2} \leq \frac{3}{4} a - 0,10 \text{ м,}$$

или принимая условие, что

$$a = \frac{H}{5,25} \cong 0,20H,$$

получаем

$$D \leq 0,30H - 0,20 \text{ м.}$$



Рис. 463.

При парных колесах и при расстоянии между ними около $0,25D$ получаем наибольший диаметр колеса примерно около (рис. 463)

$$D \leq 0,13H - 0,10.$$

Таким образом, в общем случае можно положить, что диаметр колеса по конструктивным соображениям в зависимости от схемы распределения ригелей может быть принят примерно равным

$$D = aH.$$

Условие прочности колеса может быть выражено формулой Hertz

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{PE}{lr}},$$

где
 σ — допускаемое напряжение, около 5—7 т/см²,
 P — нагрузка колеса,
 l — рабочая ширина шины,
 r — радиус колеса,

или формулой величины напряжения на диаметрально плоскость колеса

$$P = lDs,$$

где
 l и D — рабочая ширина шины колеса и диаметр последнего,
 s — допускаемое напряжение, около 35—70 кг/см².

Так как полное давление воды на затвор определяется равенством

$$W = \frac{1}{2} \gamma_0 (H^2 - h^2) L,$$

где h — глубина воды на гребне плотины со стороны нижнего бьефа, то условие для предварительного установления числа колес m может быть получено в виде уравнения

$$W = mP$$

или

$$\frac{1}{2} \gamma_0 (H^2 - h^2) L = mlDs.$$

При отсутствии давления воды нижнего бьефа, т. е. при $h = 0$, получаем уравнение

$$\frac{1}{2} \gamma_0 H^2 L = mlDs,$$

из которого можно определить число требуемых колес

$$m = \frac{\gamma_0 H^2 L}{2lDs},$$

где H — напор воды или высота затвора,
 L — расчетный пролет затвора,
 D — диаметр колеса,
 l — рабочая ширина шины колеса,
 s — допускаемое напряжение, около 35—70 кг/см².

Для достижения наилучшей комбинации по числу колес и их размерам необходимо фактически произвести подбор числа колес m , его диаметра D и рабочей ширины l , принимая во внимание, что

m может быть 4, 6 и 8,
 D " " 0,5—1,5 м,
 l " " 4,5—7,5 см * и при специально отлитых рельсах до 12 см.

Для уменьшения диаметра колес необходимо уширять шины их, что влечет за собою уширение головок рельс, размер коих ограничен сорти-

* Нормальная рабочая ширина шины ж.-д. колеса 60 мм, при общей ширине шины 130 мм и диаметре колеса около 1 м.

ментами; ввиду этого вместо рельс можно употреблять профильное железо с покрытием его металлическими листами.

При больших давлениях на колесо для уменьшения трения в осях, как указывалось выше, можно применить устройство роликовых или катковых поясов, размеры которых могут быть определены в следующем порядке.

Обозначая (рис 464)

диаметр катка через d ,

длину катка l_1 ,*

давление на каток p ,

число катков n ,

угол наклона силы p — φ ,

и считая, что

$$\varphi = \frac{2\pi}{n} \cdot k,$$

где k есть номер катка от горизонтальной оси координат, можем написать условие равновесия сил на колесо и катки

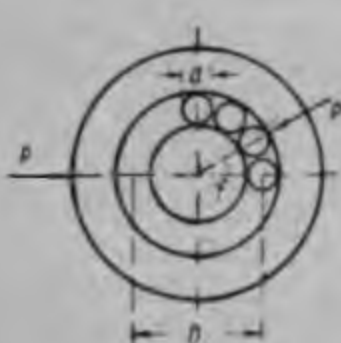


Рис. 464.

$$P = 2p \sum_{k=0}^{k=\frac{n}{4}} \cos \left(k \cdot \frac{2\pi}{n} \right).$$

Так как наибольшее давление, которое может принять каток из условия прочности, имеет величину

$$p = s_1 dl_1,$$



Рис. 465.

где s_1 — допускаемое напряжение на квадратную единицу диаметрального сечения катка (для специальной стали до 120 кг/см^2), то приведенное выше общее условие равновесия сил может быть представлено в виде

$$P = 2s_1 dl_1 \sum_{k=0}^{k=\frac{n}{4}} \cos \left(k \cdot \frac{2\pi}{n} \right)$$

или из геометрических соотношений примерно

$$P = s_1 l_1 D_1,$$

где D_1 — средний диаметр каткового пояса.

Полный диаметр колеса может быть определен равенством

$$D = D_1 + d + 2c,$$

где c — толщина обода колеса.

* Почти равную ширине шины.

Практически можно полагать диаметр катков d около 0,10 м и толщину обода c около 0,15 м (рис 465).

Например, при давлении на колесо $P=60$ т, $l_1=20$ см и $s_1=60$ кг/см² получаем

$$D_1 = \frac{P}{s_1 l_1} = \frac{60000}{60 \cdot 20} = 50 \text{ см} = 0,5 \text{ м.}$$

Принимая диаметр катка равным $d=0,10$ м, получаем число катков

$$n \cong \frac{\pi D_1}{d} \cong \frac{3,14 \cdot 0,5}{0,10} \cong 16 \text{ катков.}$$

а общий диаметр колеса при толщине обода $c=0,15$,

$$D \cong 0,5 + 0,10 + 0,15 \cdot 2 = 0,90 \text{ м,}$$

причем величина диаметра колеса не должна превосходить

$$D \leq \alpha H,$$

размера, определенного из условия возможности размещения колес принятого диаметра.

7. Уплотняющие и направляющие устройства щитовых затворов.

Основные условия проектирования уплотняющих устройств щитовых, а равно и других затворов, заключаются в соблюдении:

а) наибольшего прижатия к неподвижным частям плотины в закрытом состоянии затвора, обеспечивающего максимальную плотность затвора;

б) наименьшего прижатия к неподвижным частям плотины при открытии затвора, обеспечивающего минимальную величину трения щита при подъеме его.

Полностью удовлетворить вышеназванным условиям однако, по конструктивным особенностям, не представляется возможным, и в каждом уплотняющем приспособлении имеется критический момент начала перехода от наибольшей величины силы прижатия уплотнения к наименьшей ее величине. Этот момент начала перехода совпадает с моментом начала открытия затвора или вернее началом падения напора на затворе, что имеет место при подъеме затвора и освобождения его из воды.

Таким образом, трение в уплотняющих устройствах входит в состав тягового усилия при подъеме затвора с наибольшей величиной при трогании с места.

Избежать рассматриваемого явления при конструировании уплотнений затруднительно, так как источником энергии, обеспечивающим плотное прижатие уплотнения к бетонным частям, является напор воды, почему прекращение прижатия уплотнения к неподвижным частям может иметь место лишь при падении величины напора.

Типы уплотняющих приспособлений могут быть охарактеризованы следующими примерами, которые, конечно, не охватывают всех возможных методов борьбы с фильтрационной водой вокруг затворов плотин.

1. Листовое боковое уплотнение состоит из гибкого листа и деревянного бруса, прикасающегося или непосредственно с бетоном или с заложённым в него металлическим рельсом, что уменьшает трение (рис. 466).



Рис. 466.

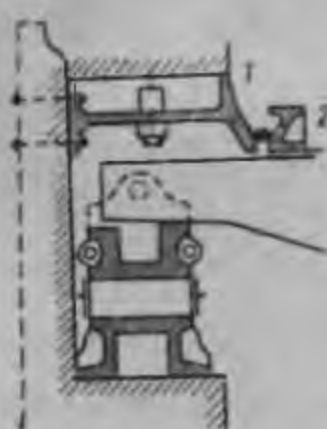


Рис. 467.

Силу трения в уплотнениях можно определить, зная длину листа c , а именно

$$F \cong 2 \cdot \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 \cdot \frac{c}{2} \cdot f = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 c,$$



Рис. 468.

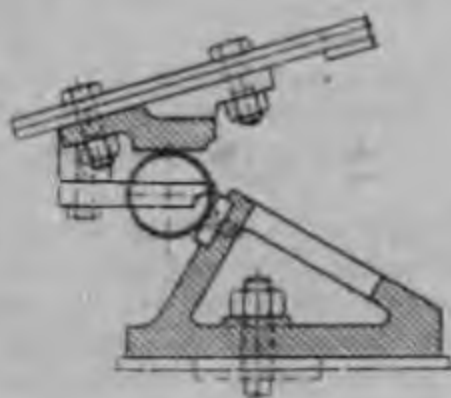


Рис. 469.



Рис. 470.

где f — коэффициент трения в уплотнении,*
 γ_0 — вес куб. метра воды,
 H — высота напора воды.

Описанное уплотнение особенно целесообразно применять при значительных пролетах затворов, так как эластичность этого уплотнения не мешает претерпевать затвору изменения длины под влиянием колебаний температуры.

* По Creager'у для начального скольжения по новому железу $0,64 \div 0,73$, по ржавому железу $0,82 \div 0,88$ и по бетону $0,56 \div 0,70$; по Kulka — $0,35$.

2—3. Канатное или трубное уплотнение состоит из каната или трубы, заклинивающихся под действием напорной воды между двумя металлическими отливками, из которых одна прикреплена к затвору, а другая к неподвижным частям плотины.

а) Канатное уплотнение, как показано на рис. 467, состоит из двух отливок: (1) и (2), между которыми под действием напора воды заклини-

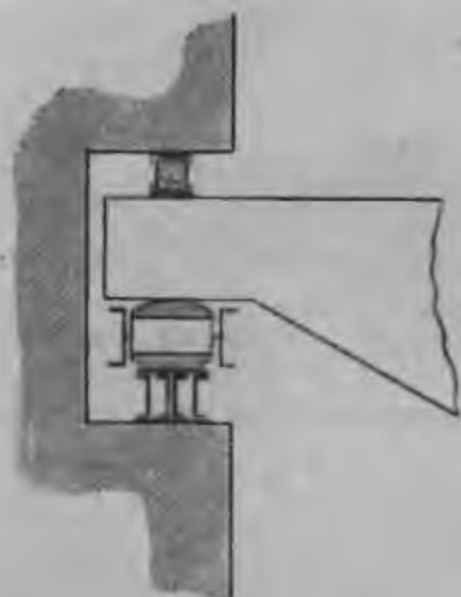


Рис. 471.

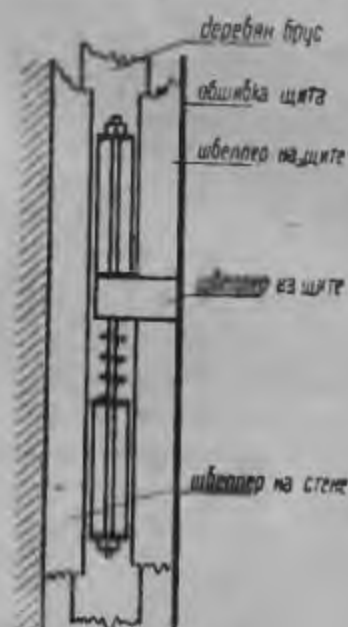


Рис. 472.

вается канат, закрепленный одним концом на флютбете и другим концом к служебному мосту;

б) Трубное уплотнение * состоит (рис. 468—470) из металлической трубы диаметром около 8 см, которая подвешена к щиту в верхней части посредством особого бугеля, причем соединение выполняется при посредстве двух пружин для устранения возможных ударов и предоставления трубе некоторой свободы движения вверх и вниз.

4. Брусковое уплотнение (рис. 471—472) состоит из деревянного бруса, свободнодвигающегося между двумя швеллерами, из которых один прикреплен к бетонной стене паза, а другой — к щитовому затвору.

Деревянный брус имеет соединение со щитом при



Рис. 473.

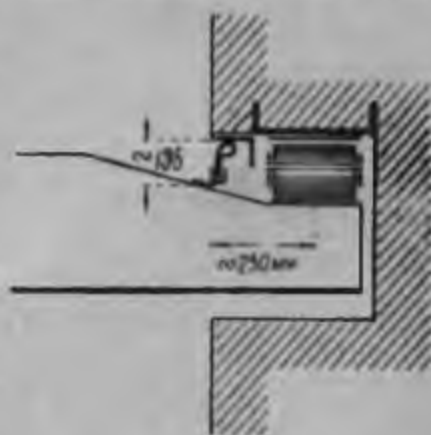


Рис. 474.

посредстве особого буферного устройства, которое позволяет деревянному брусу свободно подниматься вместе со щитом и становиться на оголовки бетонной части плотины без удара.

Движение деревянного бруса между швеллерами обеспечивается тем,

* Исполнено на гидроустановке Untraverket в Швеции в 1921 г.

что стержень буферного устройства проходит через овальные дыры соединенного со щитом швеллера.

5. Уплотнение из прорезиненной материи (рис. 473—474) состоит из особой шины со стенками в четыре слоя, с уширением, заполненным упругою тканью.



Рис. 475.



Рис. 476.



Рис. 477.



Рис. 478.

Подобного рода шина зажимается между железными уголками на щите и прикасается к металлическому уголку на бетонных частях паза; под действием давления напорной воды шина прижимается к неподвижным



Рис. 479.

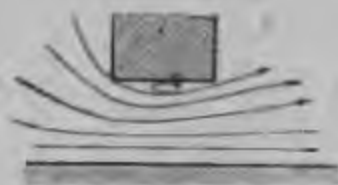


Рис. 480.

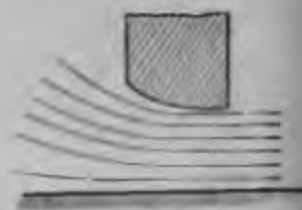


Рис. 481.

частям плотины и обеспечивает плотность вертикального паза щитового затвора. *

6. Горизонтальное уплотнение затвора на оголовке плотины или флютбете может быть исполнено или в виде деревянного бруса или при посредстве металлического упора (рис. 475—478).

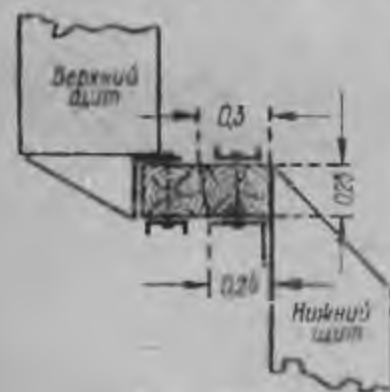


Рис. 482.

Деревянный брус дает вполне хорошее уплотнение, но при его проектировании приходится принимать во внимание следующие два обстоятельства:

а) наличие взвешивающего давления воды на уплотняющий брус, уменьшающего плотность прижатия затвора к бетонному оголовку плотины, почему для обеспечения правильной работы уплотнения должно быть соблюдено условие (рис. 479).

$$G \geq \gamma_w L a H,$$

где G — вес затвора,
 L — пролет затвора,
 a — ширина уплотняющего бруса,
 H — действующий напор;

* Это уплотнение исполнено на американских плотинах.

б) наличие подсасывающего действия воды при подъеме затвора вследствие отрыва струи от бруса, что дает дополнительное усилие при подъеме затвора (рис. 480).

Для избежания этого явления нижнему уплотняющему брусу придают форму по очертанию сжатой струи, выходящей из-под щита (рис. 481).

7. Горизонтальное уплотнение между щитами сдвоенного затвора может быть устроено в виде клинообразного соединения двух брусков, из которых один прикреплен к нижнему, а другой к верхнему щиту (рис. 482).

Направляющие приспособления при подъеме затвора.

Направление щитового затвора при подъеме регулируется двумя системами роликов, а именно:

а) обратными роликами, устраняющими качание затвора в пазу (рис. 483).

б) боковыми роликами, устраняющими поперечный перекося щитового затвора.

Число роликов каждой системы четыре, по два с каждой стороны.

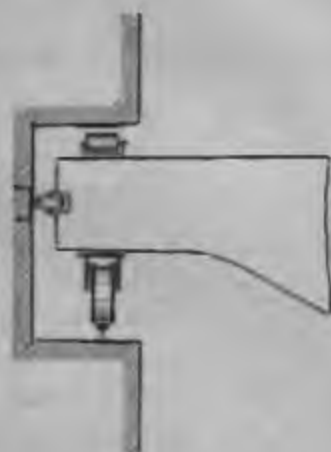


Рис. 483.

8. Подъем щитового затвора.

Тяговое усилие F , потребное для подъема щитового затвора, складывается из следующих величин:

а) силы от собственного веса затвора F_1 ,

б) силы трения в опорах — колесах или катках, равной F_2 ,

в) силы трения в уплотнениях F_3 ,

причем для щитов донного типа еще добавляется усилие F_4 от давления столба воды над верхним ригелем.

Тяговое усилие F_1 от собственного веса затвора может быть определено равным полному его весу, т. е.

$$F_1 = G.$$

Тяговое усилие от трения в опорах зависит по величине от конструкции опорных частей и равно:

1) для скользящих щитов

$$F_2 = Pf,$$

где P — давление воды на весь щит,

f — коэффициент трения скольжения, равный по Creager'у: *

для бронзы по бронзе 0,45
 „ железа по железу или бронзе . . . 0,6

2) для щитов на катках системы Stoney тяговое усилие F_2 может быть определено из условия

$$F_2 = P \cdot \frac{2f_1}{D},$$

* Коэффициент при постоянно закрытых щитах следует увеличивать на 50%.

где f_1 — коэффициент трения второго рода, равный практически по Kulka

для стали по стали 0,05÷0,1 см,

D — диаметр катков;

3) для щитов на колесах Уэльса с неподвижными осями усилие F_3 может быть исчислено по формуле (рис. 484):

$$F_3 = P \frac{2(f_1 + fr)}{D},$$

где P — давление воды на затвор,

f_1 — коэффициент трения при катании 0,05÷0,1 см,

f — коэффициент трения при скольжении стальной оси по бронзовому вкладышу: по Creager'у 0,3 и по Kulka 0,15÷0,20.

r — радиус оси катков, равный примерно около $\frac{1}{8}D$,

D — диаметр колеса.

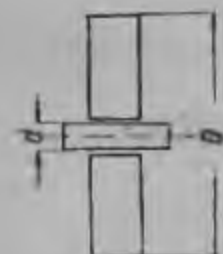


Рис. 484.

Тяговое усилие от трения в уплотняющих устройствах может быть определено из условия

$$F_3 = fP_1,$$

где f — коэффициент трения скольжения,

P_1 — давление воды, приходящееся на трущуюся поверхность уплотнений.

Таким образом, общая величина тягового усилия, необходимая для подъема затвора, может быть определена равной

$$F = 1,5 (F_1 + F_2 + F_3),$$

где коэффициент 1,5* с одной стороны учитывает вес подъемных цепей (6%) и с другой дает некоторый запас на преодоление возможных дополнительных сопротивлений при подъеме затвора.

Принимая скорость подъема затвора при моторном механизме около $v = 0,2 \div 0,5$ м/мин, можно определить мощность мотора

$$N = \frac{Fv}{75 \cdot 60 \cdot \eta},$$

где η — суммарный коэффициент полезного действия механизма, $\sim 0,6$.

Общий вес механизма может быть определен по следующей принятой формуле на одну тонну подъемной силы:

$$q = 140 (2 + v) - 0,5F,$$

где v — скорость подъема в минуту,

F — сила тяги в тоннах,

q — в килограммах.

* По Creager'у коэффициент принимается до 2.

Механизм для поднятия щитовых затворов может быть стационарным, предназначенным для каждого пролета в отдельности, или подвижным в виде крана, перемещаемого с пролета на пролет. Общая схема стационарного привода может быть представлена в виде вала, в середине которого расположено моторное устройство, а также ручной привод, при помощи которых поднимается щитовой затвор двумя цепями, накручиваемыми на звездочки. Такая схема подъемного механизма обеспечивает равномерность подъема щитового затвора (рис. 485).



Рис. 485.

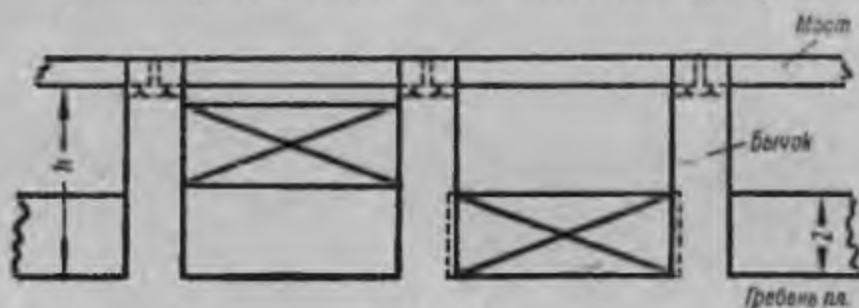


Рис. 486.

Механизмы располагаются на служебном мосту, перекрывающем пролет плотины, с бычка на бычок (рис. 486).

Возвышение служебного моста над гребнем плотины определяется из условия подъема щитового затвора примерно на один метр над наивысшим горизонтом на гребне плотины, откуда значение h можно установить в общем случае из расчета

$$h = H + 1 + Z + 1 = \\ = H + Z + 2 \text{ м,}$$

где H — наибольший напор воды на гребне плотины,
 Z — высота щита,
 1 — метр — возвышение низа щита над горизонтом воды,

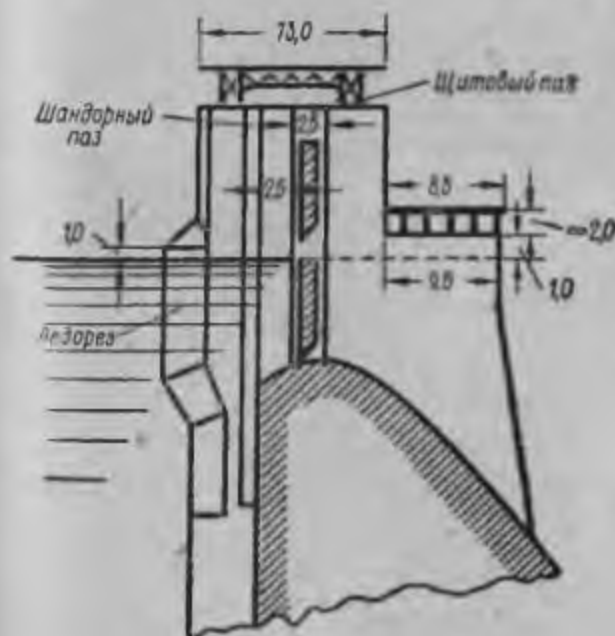


Рис. 487.

1 — метр — возвышение низа ферм моста над верхней кромкой шлюза в поднятом состоянии.

В частном случае при $H=Z$ получаем величину возвышения низа ферм моста на гребнем плотины по формуле

$$h = 2(H + 1).$$

Ширина бычков назначается в зависимости величины отдельных пролетов плотины в пределах от 3—5 м.

Кроме служебного моста, имеющего специальное назначение для размещения подъемных механизмов, на плотине обычно устраивается мост для целей сообщения через реку.

ГЛАВА XIII.

ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ЗАТВОРЫ.

Цилиндрические или трубчатые затворы, закрывающие отверстия плотин балками круговой или иной формы сечения, позволяют при больших пролетах создать перекрытия, обладающие сравнительно малым весом при значительной жесткости конструкции затвора.

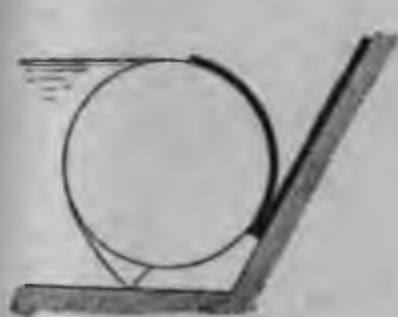


Рис. 488.



Рис. 489.

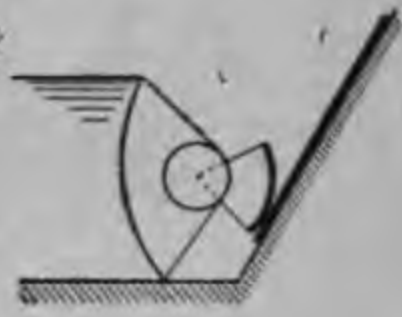


Рис. 490.

Наиболее характерным представителем трубчатых затворов являются цилиндрические затворы кругового поперечного сечения, причем цилиндрическая балка может принимать нагрузку от давления воды или непосредственно или при больших напорах при помощи прикрепляемого к цилиндру переднего щита.

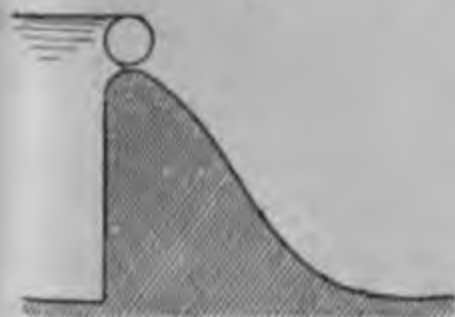


Рис. 491.

Обычно различают три конструктивные формы цилиндрических затворов, а именно цилиндрический затвор без козырька, цилиндрический затвор с козырьком и цилиндрический затвор с передним щитом. По-



Рис. 492.

следние устройства позволяют выбрать диаметр цилиндра наиболее выгодного размера в зависимости от условий прочности и жесткости балки (рис. 488—490).

Цилиндрический затвор может быть использован как при закрытии

водосливов практической формы, так и водосливов с широким порогом (рис. 491—492).

Наибольшие размеры цилиндрических затворов с козырьком по высоте и пролету, как показывает пример установки Raanaafoss в Норвегии, достигают в современной практике до $L = 45,0$ м и $H = 6,5$ м при весе затвора 273 т.

Обычные размеры цилиндрических затворов колеблются около 25—35 м по пролету и 2—4 м по высоте.

1. Основные размеры цилиндрических затворов.

Основные размеры цилиндрических затворов определяются расчетным пролетом L или длиной цилиндра L_n и средним диаметром его 2ρ (рис. 493).

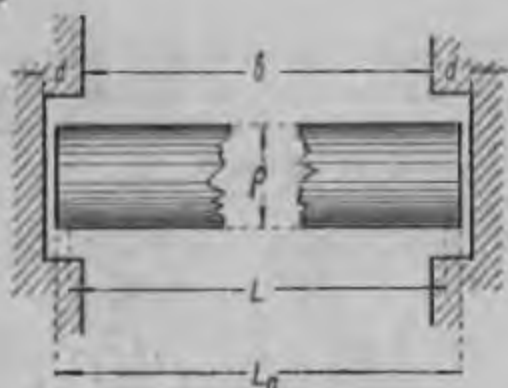


Рис. 493.



Рис. 494.

1. Длина цилиндра.

Расчетный пролет цилиндрического затвора может быть примерно определен из условия

$$L = b + 2 \cdot 0,5,$$

где b — пролет отверстия плотины в свету в метрах.

Полную длину цилиндра можно установить из приблизительного расчета

$$L_n = L + 2 \cdot (0,5 \div 0,7).$$

Глубина шкафа может быть принята приблизительно равной

$$d = (1,5 \div 1,7) \text{ м.}$$

2. Диаметр цилиндра $D = 2\rho$ (рис. 494). *

Средний радиус цилиндра определяется из условия прочности цилиндра как балки, свободно лежащей на двух опорах и нагруженной равномерной нагрузкой, интенсивностью равной давлению воды на погонный метр пролета плотины.

Наибольший изгибающий момент при интенсивности нагрузки

$$q = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2$$

* См. В. Г. Гебель. Затворы гидротехнических сооружений.

равен

$$M = \frac{qL^2}{8},$$

и наибольшие нормальные напряжения в цилиндре

$$\sigma = \pm \frac{M\rho}{J},$$

где J — момент инерции сечения цилиндрической балки.

При предварительном подборе поперечного сечения цилиндрической балки можно рассматривать два случая конструктивного его устройства, а именно — цилиндр с оболочкой без продольных стрингеров (обрешетин) и цилиндр с оболочкой, усиленной рядом расположенных по окружности стрингеров.

а) Цилиндр без продольных стрингеров и состоящий из оболочки толщиной δ (рис. 495).

Для определения момента инерции сечения цилиндра вырежем элемент площадки длиной ds и толщиной δ , полярный момент инерции которого около центра цилиндра будет иметь значение

$$\rho^2 \delta ds = \rho^2 \delta d\alpha,$$

а всего сечения цилиндра

$$J_p \cong \int_0^{2\pi} \rho^2 \delta d\alpha = 2\pi \delta \rho^2.$$



Рис. 495.

Момент инерции сечения цилиндра, отнесенного к любому диаметру, как оси, при пренебрежении собственным моментом инерции листа оболочки, будет равен

$$J = \frac{1}{2} J_p = \pi \delta \rho^2.$$

При предварительном учете ослабления сечения цилиндра в размере 20% сечения, получим потребный средний радиус

$$\rho \cong 0,63 \sqrt{\frac{M}{\sigma(\delta_0 - 0,1)}},$$

где δ_0 — принятая толщина оболочки в см,

0,1 см — запас в толщине оболочки на ржавление,

$\sigma = R$ — допускаемое нормальное напряжение на изгиб.

После подстановки в выражение среднего радиуса цилиндра величины изгибающего момента, получим окончательно формулу для определения среднего радиуса цилиндра в зависимости от принятой толщины оболочки цилиндра в см

$$\rho \cong \frac{0,005HL}{\sqrt{\sigma(\delta_0 - 0,1)}},$$

где H — возвышение подпорного горизонта воды над постоянной частью плотины, равное примерно высоте затвора,
 L — расчетный пролет цилиндра,
 R — допускаемое напряжение на изгиб,
 δ — принятая толщина оболочки.

б) Цилиндр с продольными стрингерами, симметрично расположенными относительно двух взаимно перпендикулярных диаметров, причем число стрингеров равно n (рис. 496).

Момент инерции оболочки около любой оси симметрии



Рис. 496

$$J_1 = \pi \delta r^3.$$

Момент инерции стрингеров около тех же осей равен

$$J_2 = \frac{1}{2} J_p = \frac{1}{2} n \omega r_1^2,$$

где r — средний радиус оболочки,

r_1 — радиус окружности, проходящий через центры тяжести сечений стрингеров,

n — число стрингеров,

ω — сечение каждого стрингера.

Откуда общий момент инерции сечения цилиндра получается равным примерно

$$J = \pi \delta r^3 + \frac{1}{2} n \omega r_1^2.$$

Исходя из величины наибольших напряжений для цилиндра

$$\sigma \cong \frac{M r}{0,8 \left(\pi \delta r^3 + \frac{1}{2} n \omega r_1^2 \right)}$$

и полагая для первого приближения

$$r = r_1$$

$$n \cong \frac{2 \pi r}{a},$$

где a — расстояние между стрингерами, равное примерно 0,75—1 м, получим формулу для примерного определения радиуса цилиндра по заданному его сечению

$$\sigma \cong \frac{M}{0,8 \pi r^3 \left(\delta + \frac{\omega}{a} \right)}$$

или

$$r = 0,63 \sqrt{\frac{M}{\sigma \left(\delta + \frac{\omega}{a} \right)}}$$

где M — изгибающий цилиндр момент,
 $\sigma = R$ — допускаемое нормальное напряжение при изгибе,
 $\delta = \delta_0 = 0,1$ — расчетная толщина оболочки,
 ω — площадь сечения каждого стрингера,
 a — расстояние между стрингерами.

Для упрощения решения задачи можно заменить сечение стрингеров эквивалентным по моменту инерции добавочным сечением оболочки, т. е. увеличением ее толщины на δ_1 , исходя из условия

$$\delta_1 = \frac{\pi \omega}{2\pi r} \cong \frac{\omega}{a},$$

где ω — площадь стрингера,
 a — расстояние между ними, считая по окружности цилиндра.

При таком предположении необходимый для прочности цилиндра радиус, при заданной толщине оболочки δ_0 и предположенной эквивалентной стрингерам добавочной толщине δ_1 , получается равным (в см)

$$r = \frac{0,005HL}{\sqrt{\sigma(\delta_1 + \delta_0 - 0,1)}},$$

где H — напор на гребне плотины, равный высоте затвора,
 L — расчетный пролет,
 $\sigma = R$ — допускаемое нормальное напряжение на изгиб,
 $\delta_1 = \frac{\omega}{a}$ — эквивалентная сечению стрингеров толщина оболочки,
 δ_0 — толщина оболочки,
 r — радиус цилиндра,

причем все размеры принимаются в см.

Для обычных конструкций цилиндрических затворов принимается толщина оболочки δ_0 в пределах от 10 до 14 мм, и добавочная толщина оболочки $\delta_1 = 0,2 \div 0,25$ см, полагая ее эквивалентной стрингерам из швеллеров № 12—14 при расстоянии между ними 0,60—1 м.

2. Основная схема подъема затвора.

Цилиндрический затвор при подъеме катится по двум наклонным плоскостям ниш бычков или устоев (рис. 497), причем зубчатые зацепления образуются дугой-бандажом (а), укрепленным на цилиндре, и рейкой-рельсом (б), установленным на постоянных частях плотины.

Наклон линии катания цилиндра к горизонту принимается обычно около $\alpha = 60 \div 70^\circ$; в нижней части линии катания, в целях уменьшения давления S на зубья зацепления от горизонтальной составляющей давления воды, желательно увеличивать угол α до 70° ; в верхней части наоборот угол α следует делать меньше до 60° в целях достижения меньшей величины тягового усилия при подъеме затвора (рис. 498).

Длины зубчатой дуги-бандажа (а) и длина зубчатой рейки-рельса (б) могут быть определены из расчета получения необходимой высоты h подъема цилиндра над подпорным или высоким горизонтом (рис. 499 и 500).

Возвышение оси цилиндра в поднятом положении над первоначальным его состоянием можно определить из условия

$$h_1 = H - a + h.$$

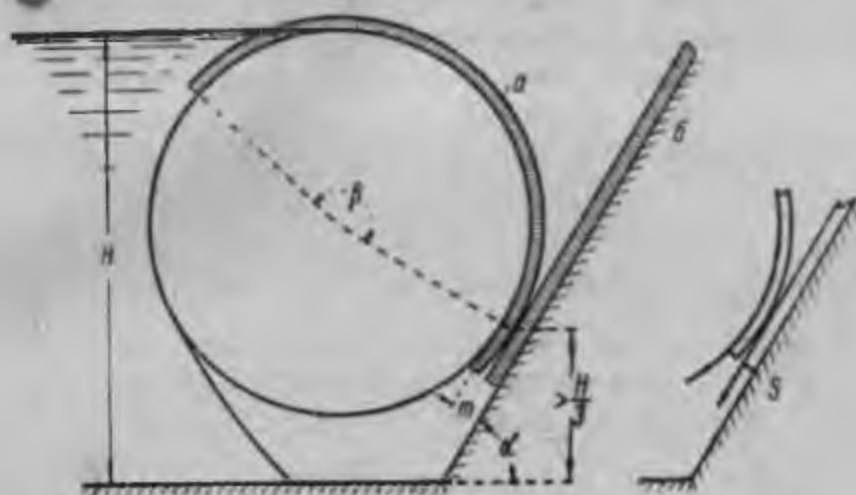


Рис. 497.

Рис. 498.

Рабочая длина рейки-рельса, при угле α наклона линии катания к горизонту может быть исчислена по формуле

$$s = \frac{h_1}{\sin \alpha} + 1,0 \cong 1,1 h_1 + 1$$

или

$$s = 1,1 (H - a + h) + 1,$$

где H — высота затвора,
 a — расстояние от нижней точки средней окружности до флютбета,
 h — возвышение нижней точки средней окружности цилиндра над расчетным горизонтом в поднятом состоянии затвора.

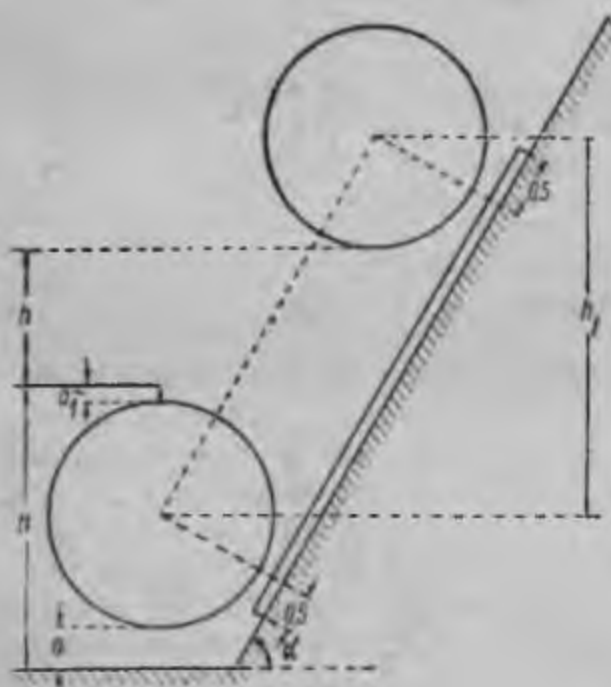


Рис. 499.



Рис. 500.

Центральный угол зубчатой дуги бандажа в радианах можно определить из условия

$$\beta = \frac{s}{r},$$

где ρ' — радиус окружности катания цилиндра,

$$\rho' \cong \rho + 0,20 \text{ м.}$$

3. Определение основных расчетных нагрузок для цилиндрического затвора.

Основные расчетные нагрузки для цилиндрического затвора складываются из давления напорной воды и собственного веса цилиндра:

а) Нагрузка от давления напорной воды:

Горизонтальная составляющая давления воды

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 L.$$

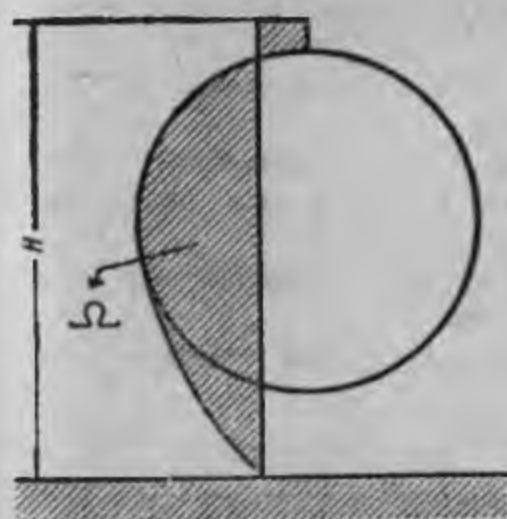


Рис. 501.

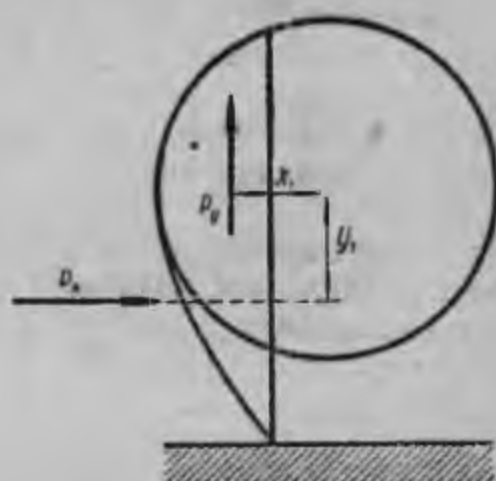


Рис. 502.

Вертикальная составляющая давления воды (рис. 501)

$$P_y = \gamma_0 \Omega L,$$

где Ω — площадь заштрихованной части общей фигуры затвора, * причем центр тяжести этой части фигуры является центром величины и определяет вертикальную линию действия силы P_y .

Равнодействующая давления воды имеет величину

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}.$$

Плечо этой силы относительно центра окружности цилиндра определяется из условия (рис. 502).

$$r = \frac{P_x y_1 - P_y x_1}{P}.$$

* С учетом знаков при значении площади.

б) Собственный вес цилиндрического затвора.

Собственный вес цилиндрического затвора может быть исчислен по эмпирической формуле Г. А. Мелентьева, представляемой в виде

$$G = (340 + 3,2 \omega) \omega,$$

где G — вес затвора со включением деревянных частей в кг,

$$\omega = L_n H,$$

L_n — полная длина затвора в метрах,

H — полная высота затвора.

Вес затвора можно определить также по формуле П. А. Ефимовича

$$G_1 = H(860 L - 5400) \text{ кг},$$

причем вес G_1 — вес металлических частей затвора.

Вес деревянных частей составляет примерно около 1% веса металлических частей.

Общий собственный вес затвора может быть отнесен в размере 85% на вес цилиндра и в 15% — на вес козырька.

Для приблизительных исчислений можно полагать примерно на метр перекрытия цилиндрическим затвором около 0,8—1 т веса подвижных его частей.

Вес неподвижных металлических частей затвора составляет еще примерно 15—20% веса подвижных частей затвора.

Вес механизмов составляет примерно 10—15% веса подвижных частей затвора.

4. Определение реакций цилиндрического затвора при нижнем положении его.

Давление напорной воды на затвор и собственный вес его передается на флютбет по линии A и на зубчатые зацепления по концам цилиндра в точках B .

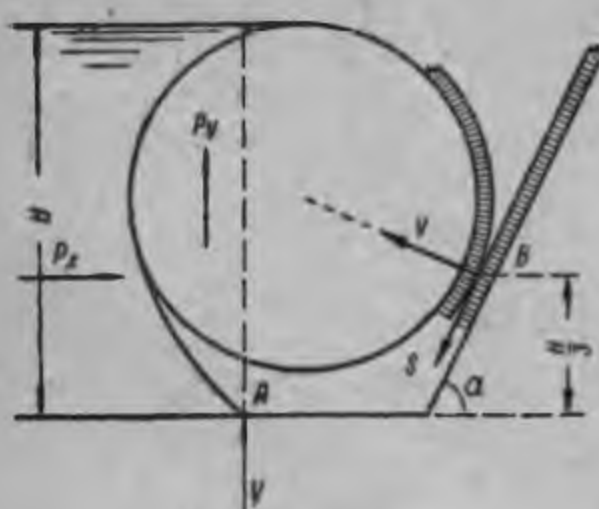


Рис. 503.

Обозначая реакцию в точке опоры козырька по линии A через Y и сумму реакций в точке касания окружностей зубчатых зацеплений B через X , а ее составляющие через S и V , можем определить их величину из условий статики отдельно для давления напорной воды и собственного веса затвора.

а) Реакции от давления напорной воды.

Горизонтальная составляющая давления воды P_x дает реакции (рис. 504)

$$Y_1 = \frac{P_x e_1}{c}$$

$$V_1 = P_x \sin \alpha - Y_1 \cos \alpha$$

$$S_1 = P_x \cos \alpha + Y_1 \sin \alpha,$$

причем обычно при проектировании цилиндрических затворов принимают условия, что горизонтальная составляющая давления воды проходит в плоскости начальной линии катания цилиндра B , т. е. полагают $e_1 = 0$.



Рис. 504.

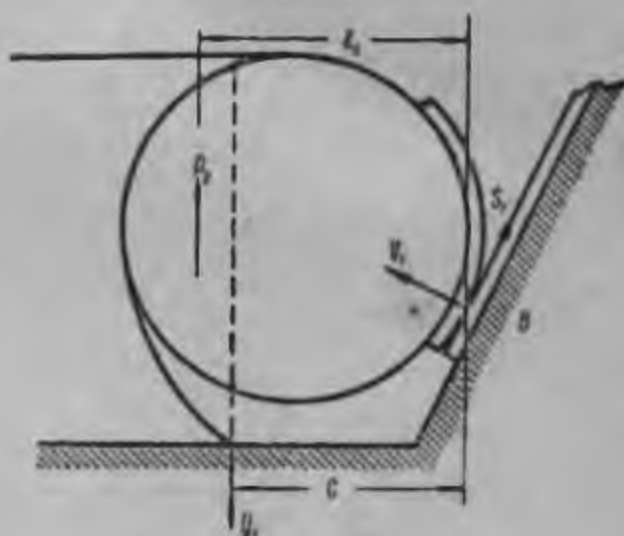


Рис. 505.

Вертикальная составляющая давления воды P_y при равновесии цилиндра дает следующие реакции (рис. 505)

$$Y_2 = \frac{P_y e_2}{c}$$

$$V_2 = (Y_2 - P_y) \cos \alpha$$

$$S_2 = (Y_2 - P_y) \sin \alpha$$

где e_2 — проекция на горизонтальную ось расстояния от точки приложения силы P_y до точки B .

Таким образом, реакции от давления напорной воды могут быть представлены следующими формулами:

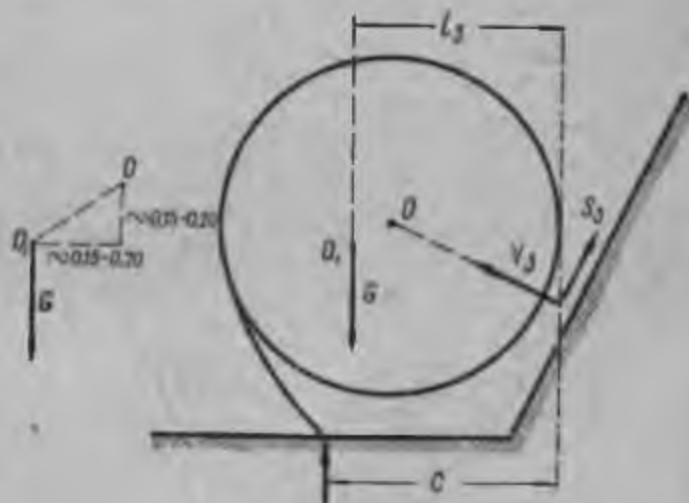


Рис. 506—507.

$$Y_b = Y_1 - Y_2 = \frac{P_x e_1 - P_y e_2}{c}$$

$$V_b = P_x \sin \alpha - Y_1 \cos \alpha + (Y_2 - P_y) \cos \alpha$$

$$S_b = P_x \cos \alpha + Y_1 \sin \alpha - (Y_2 - P_y) \sin \alpha.$$

б) Реакции от собственного веса затвора.

Для цилиндрических затворов первого и второго типов точку приложения веса затвора можно принимать для предварительного расчета в центре окружности цилиндра или приблизительно в точке O_1 со смещением относительно точки O по диагонали квадрата со стороной 0,15—0,20 м.

Реакции имеют величины (рис. 506—507)

$$Y_3 = \frac{Ge_3}{c}$$

$$V_3 = (G - Y_3) \cos \alpha$$

$$S_3 = (G - Y_3) \sin \alpha.$$

Общая величина реакций от давления воды и собственного веса затвора определится

$$Y = \frac{P_x e_1 - P_y e_2 + Ge_3}{c}$$

$$V = P_x \sin \alpha - Y_1 \cos \alpha + (Y_2 - P_y) \cos \alpha + (G - Y_3) \cos \alpha$$

$$S = P_x \cos \alpha + Y_1 \sin \alpha - (Y_2 - P_y) \sin \alpha - (G - Y_3) \sin \alpha.$$

5. Устойчивость цилиндрического затвора на вкатывание.

1) Устойчивость затвора в нижнем положении.

Устойчивость цилиндрического затвора в его нижнем положении измеряется коэффициентом устойчивости цилиндрического затвора, определяемым отношением величин закрывающего и открывающего затвор момента сил.

Величина закрывающего затвор момента M_z обуславли-

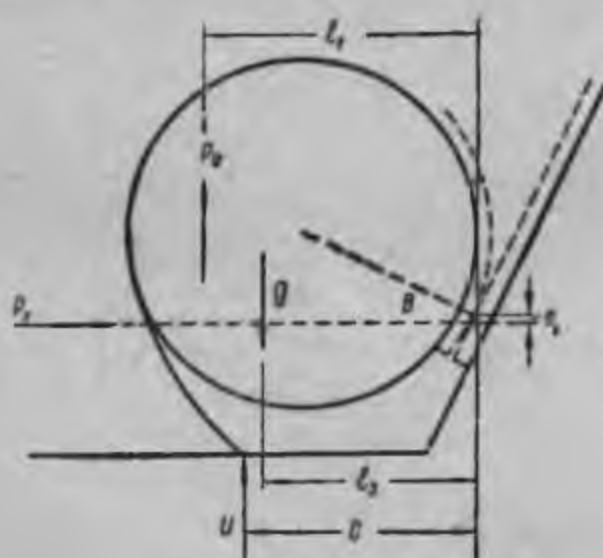


Рис. 508.

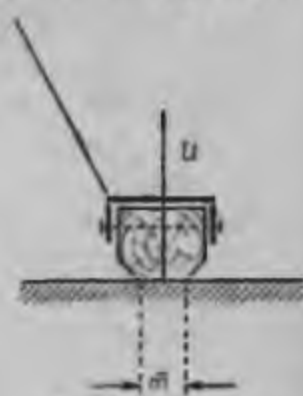


Рис. 509.

вается суммой моментов сил P_x и G относительно начальной линии катания цилиндра B , а именно (рис. 508)

$$M_z = P_x e_1 + Ge_3.$$

Величина открывающего затвор момента M_o обуславливается суммой моментов относительно той же оси сил P_y и U , где U — сила давления воды снизу вверх на уплотняющий деревянный брус козырька, величина которой равна (рис. 509)

$$U = \gamma_0 m L H,$$

где H — напор воды на гребне плотины

m — ширина бруса уплотнения,

L — пролет затвора.

В этом случае открывающий затвор момент будет иметь значение

$$M_o = P_y e_2 + U c.$$

Коэффициент устойчивости на вкатывание цилиндрического затвора в нижнем положении будет иметь величину

$$\eta = \frac{M_s}{M_o} = \frac{P_x e_1 + G e_2}{P_y e_2 + U c}.$$

Для уменьшения усилия при начальном подъеме не следует задаваться очень большим коэффициентом устойчивости и превосходить величины $\eta = 1,25$.

2) Устойчивость затвора при верхнем его положении.

Устойчивость затвора при верхнем его положении измеряется коэффициентом устойчивости, определяемым как соотношение между моментом собственного веса цилиндра G и моментом от действия ветра на поверхность цилиндрического затвора при поднятом вверх козырьке. (рис. 510).

Величина момента закрывающего затвор определится величиною

$$M_s = G e.$$

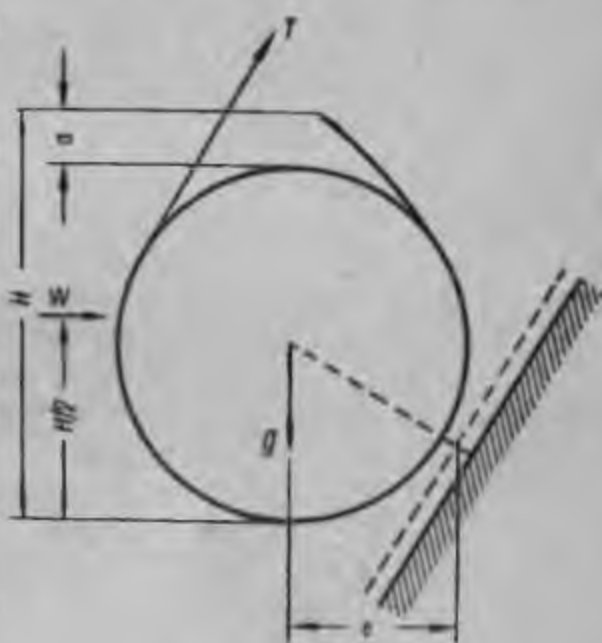


Рис. 510.

Величина момента вкатывающего затвор определится величиною

$$M_o = W \cdot y,$$

где W — давление ветра, считая его на площадь вертикальной проекции фигуры затвора,

y — плечо силы W около мгновенной оси вращения цилиндра.

Коэффициент устойчивости на вкатывание равен

$$\eta = \frac{Ge}{W \cdot y}$$

и может быть принят равным единице.

6. Обеспеченность нижнего уплотнения цилиндрического затвора.

Для надежности работы нижнего уплотнения цилиндрического затвора следует при установлении основных данных затвора исходить из соображения, что величина давления затвора на бетонную часть плотины должна быть более величины давления напорной воды снизу на уплотняющий брус, т. е. должно быть соблюдено условие (рис. 511)



Рис. 511.

$$Y \geq U,$$

где Y — давление на флутбет от собственного веса затвора и давления воды,

U — давление напорной воды снизу на уплотняющий брус.

Обеспеченность нижнего уплотнения можно выразить коэффициентом надежности уплотнения, а именно:

$$\eta_1 = \frac{Y}{U} = \frac{P_x e_1 - P_y e_2 + G e_3}{\gamma_0 m H L c}$$

где P_x и P_y — составляющие давления воды,

e_1 и e_2 — плечи для определения моментов сил P_x и P_y относительно начальной линии катания цилиндра,

G и e_3 — собственный вес цилиндрического затвора и плечо его относительно той же оси,

m — ширина нижнего уплотняющего бруса,

H — высота напора воды на затвор,

L — пролет затвора,

c — проекция расстояния от средней точки бруса до линии катания.

Задаваясь коэффициентом надежности уплотнения, можно определить возможную ширину уплотняющего бруса m , величина которой из условия прочности бруса не должна быть менее

$$m \geq \frac{G}{LR_{см}}$$

где G — вес затвора,

L — пролет затвора,

$R_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие дерева.

Обычно величина m принимается для деревянного бруса около $0,10$

7. Определение усилия для подъема затвора.

Определение усилия для подъема затвора выполняем для двух положений затвора, а именно начального на флютбете и верхнего при возвышении затвора над горизонтом воды.

Для начального положения цилиндрического затвора (рис. 512) подъемное усилие можно определить из условия равенства момента подъемного усилия T и суммы моментов остальных сил относительно линии касания цилиндра, т. е. из условия

$$T(\rho_1 + \rho_2) = P_x e_1 - P_y e_2 + G e_3,$$

откуда

$$T = \frac{P_x e_1 - P_y e_2 + G e_3}{\rho_1 + \rho_2},$$

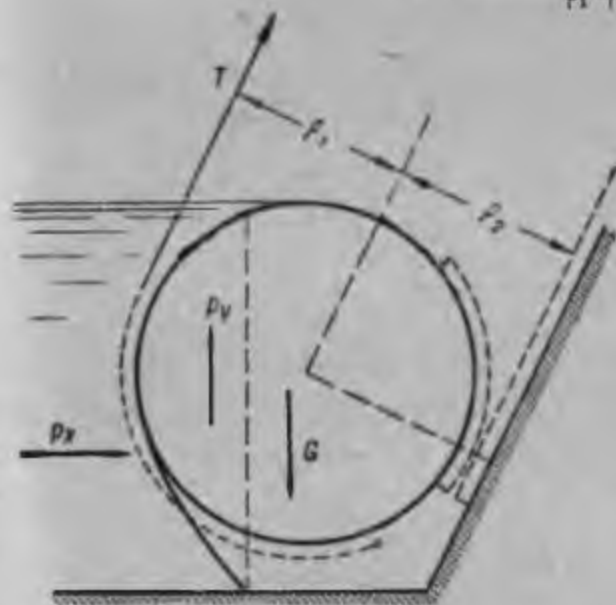


Рис. 512.

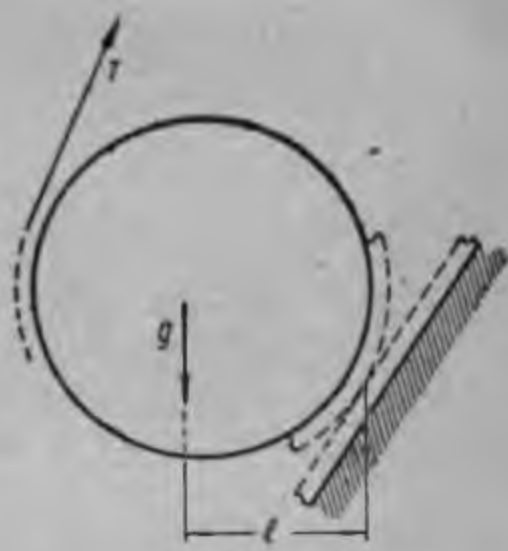


Рис. 513 — 514.

где $\rho_1 \cong (\rho + 0,15)$ — радиус окружности, по касательной к которой действует подъемное усилие T ,

$\rho_2 \cong (\rho + 0,2)$ — радиус окружности катания цилиндра,

P_x и P_y — составляющие давления воды,

e_1 и e_2 — плечи для определения моментов сил P относительно линии касания цилиндра,

G и e_3 — собственный вес затвора и плечо его относительно той же оси.

Принимая во внимание, что цилиндрические затворы обычно проектируются с соблюдением условия $P_x e_1 = 0$, формула для подъемного усилия примет вид

$$T = \frac{G e_3 - P_y e_2}{\rho_1 + \rho_2},$$

причем величина подъемных усилий получает максимальное значение при отсутствии напорного давления воды

$$T = \frac{G e_3}{\rho_1 + \rho_2} \cong \frac{G e_3}{2\rho},$$

где ρ — средний радиус оболочки цилиндра.

При положении цилиндрического затвора, поднятом над горизонтом воды, подъемное усилие равно (рис. 513—514)

$$T = \frac{Ge}{r_1 + r_2}$$

где плечо e переменное, но мало отличающееся от e_3 , так как точка приложения веса затвора имеет обычно смещение от центра окружности цилиндра только на 0,20—0,25 м

На основании этих соображений подъемное усилие для цилиндрического затвора с некоторым запасом можно принять равным

$$T \cong \frac{Ge_3}{2\rho}$$

К этому подъемному усилию в соответствующих случаях следует еще добавить:

- а) усилие, необходимое на преодоление трения в уплотнениях T_1 ;
- б) усилие, необходимое на преодоление трения катания цилиндра и определяемое величиной

$$T_2 \cong \frac{f_1 V}{2\rho},$$

где V — есть составляющая давления цилиндра, нормальная к направлению линии катания,

f_1 — коэффициент трения катания (плечо момента),

ρ — средний радиус цилиндра;

- в) усилие, необходимое на преодоление трения в зубцах под действием составляющей давления от цилиндра S по направлению линии катания

$$T_3 \cong \frac{fSz}{2\rho}$$

где f — коэффициент трения зубцов,

z — плечо силы трения относительно линии катания цилиндра,

ρ — средний радиус цилиндра.

Ввиду незначительности f_1 и z плеч сил V и fS по сравнению с радиусом цилиндра ρ , можно учесть эти сопротивления в процентном отношении от подъемного усилия T .

Принимая во внимание эти сопротивления, а также возможность обмерзания цилиндрического затвора и другие случайные осложнения при подъеме, следует вести расчет механизма на действующее подъемное усилие равное примерно

$$T_0 = 1,5(T + T_1 + T_2 + T_3).$$

Мощность требуемого для подъема затвора двигателя определяется в зависимости от:

времени подъема затвора $t_0 = 10-12$ мин.

скорости подъема по высоте $v_1 = \frac{h_1}{t}$

скорости подъема цепи $v = \frac{h_1}{t \sin \alpha}$

где h_1 — высота вертикального подъема цилиндра,
 α — угол наклона зубчатой рейки,
 t — время подъема в секундах,

и равна для первого приближения

$$N = \frac{Tv}{75\eta},$$

где η — коэффициент полезного действия механизма, равный $\sim 0,6$.

Подъем цилиндрического затвора совершается обычно при помощи механизма, располагаемого на одном рабочем конце затвора, в то время как на другом холостом конце цилиндра устраиваются лишь регулирующие равномерность подъема цилиндра приспособления.

Очень интересные самовкатывающиеся цилиндрические затворы спроектированы, сконструированы и построены проф. В. Г. Гебелем.*

8. Основы конструирования цилиндрического затвора.

а) Оболочка цилиндра — состоит обычно из звеньев, соединенных между собою в нахлестку, причем каждое звено образуется из листа со швами, перекрытыми парными накладками.

Радиусы отдельных звеньев оболочки отличаются на толщину листов оболочки δ , т. е. имеют величину $\rho_0 \pm \frac{\delta}{2}$, причем среднее по пролету звено для увеличения момента сопротивления принимается радиусом $\rho_0 + \frac{\delta}{2}$ (рис. 515—516).



Рис. 515—516.

б) Стрингера или обрешетины, являющиеся продольным креплением цилиндра, имеют обычно сечение швеллера № 10—14, употребляемое преимущественно перед двутавровым сечением ввиду возможности лучшего выполнения соединений с другими частями цилиндра.

Стрингера расставляются по окружности оболочки в числе обычно кратном четырем, на расстояниях друг от друга около 0,5—0,8 м (рис. 517).

в) Кольцевые диафрагмы жесткости имеют обычно тавровые или двутавровые клепаные или



Рис. 517—520.

* См. Известия Научно-иссл. института гидротехники, статью инж. Вальтера.

сварные сечения, высотой около 0,20—0,25 м и расставляются на расстоянии около $a = 1,5—2,0$ м друг от друга (рис. 517—520).

Число диафрагм может быть определено из условия

$$n \cong \frac{b - 2 \cdot 0,2}{a} + 1,$$

где b — пролет плотины в свету,

0,2 м — расстояние до первой диафрагмы от лицевой стены,

a — расстояние между диафрагмами.

г) Кольцевые опорные диафрагмы имеют назначение передавать давление от цилиндрического затвора на опорные части и ставятся более жесткие, чем пролетные диафрагмы (рис. 521).



Рис. 521.



Рис. 522.



Рис. 523.

На эти диафрагмы опирается дуга-бандаж, почему для лучшего укрепления дуги-бандажа желательно ставить две смежные диафрагмы на расстоянии примерно 0,4 м друг от друга. Стрингера цилиндра прерываются при подходе к опорным диафрагмам.

д) Зубчатое зацепление устраивается как на рабочем, так и на холостом конце цилиндрического затвора и состоит из дуги-бандажа, прикрепленного к цилиндру, и рельса, установленного в нише бычка или устоя.

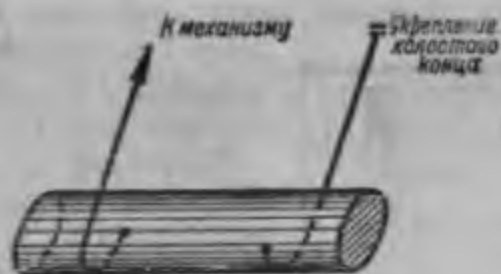


Рис. 524.



Рис. 525.

Дуга-бандаж и рельс имеют зубчатое зацепление и особую поверхность катания, обеспечивающую передачу давления от цилиндрического затвора непосредственно на рельс и устоя, не вводя в эту работу собственно зубчатого зацепления.

Плоскость катания в поперечном сечении делается на дуге-бандаже шире, нежели на рельсе, для устранения неравномерности истирания поверхности рельса, трудно сменяемого в эксплуатации (рис. 522 и 523).

е) Подъемная цепь на одном конце цилиндра и холостая цепь, служащая для регулирования подъема, на другом конце цилиндра по конструкции относятся к типу цепей Галля (рис. 524) причем на рис. 525 показана деталь укрепления холостого конца (рис. 525).

При подъеме цилиндра подъемная цепь сматывается с цилиндра, а холостая цепь, наоборот, наматывается, чем и достигается обеспечение равномерности подъема всего цилиндрического затвора.

В верхнем поднятом положении цилиндр удерживается особым крюком, укрепленным на устое в рабочем конце цилиндра.

ж) Противофильтрационное уплотнение по концам цилиндра состоит обычно из гибкого стального листа с прикрепленным к нему деревянным брусом, который скользит при подъеме цилиндра по лицевой грани устоя или быка (рис. 526).

з) Механизм для подъема затвора должен включать как моторный, так и ручной привод, причем вся передача конструируется компактно примерно по приведенной схеме (рис. 527).

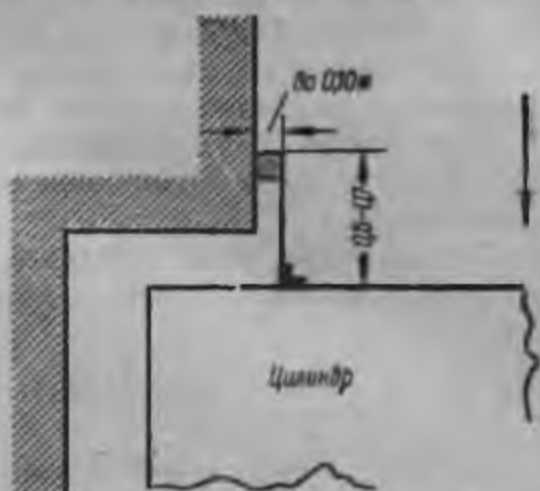


Рис. 526.

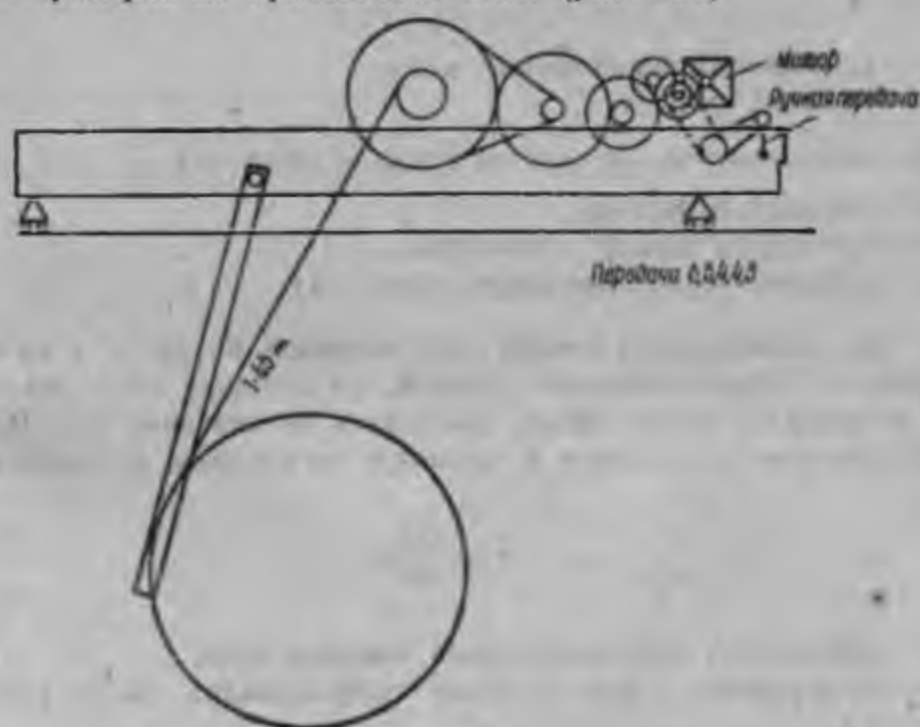


Рис. 527.

В дополнение к конструкциям цилиндрических затворов следует указать на затворы из трубообразных балок системы Гебеля, описание которых можно найти в известных работах автора затворов.*

* См. В. Г. Гебель. Затворы гидротехнических сооружений.

9. Схема расчета деталей цилиндрического затвора.

а) Общий изгиб цилиндра.

При подборе основных размеров цилиндра уже указывалось, что цилиндр затвора под действием давления напорной воды изгибается, как балка, лежащая на двух опорах, почему изгибающий момент M имеет наибольшее значение посредине пролета.

При начале подъема цилиндра, под действием тягового усилия, приложенного к окружности цилиндра на одном его конце, скручивается моментом $\mathcal{M}$.

Проверка прочности цилиндра должна быть исполнена по величине идеального момента, определяемого по формуле

$$M_{\text{и}} = 0,35 M + 0,65 \sqrt{M^2 + \mathcal{M}^2}.$$

Однако, ввиду сравнительной незначительности величины крутящего момента, идеальный момент $M_{\text{и}}$ мало отличается по величине от изгибающего момента ($2-3\%$), почему проверку прочности цилиндра можно в обычном случае расчета делать без учета величины крутящего момента.

Наибольшие напряжения в крайних волокнах оболочки цилиндра могут быть определены по формуле

$$\sigma_1 = \frac{M}{0,8 \pi (\delta_0 + \delta_1 - 0,1) \rho^2},$$

где M — наибольший изгибающий момент,

δ_0 — толщина оболочки,

δ_1 — эквивалентная стрингерам толщина оболочки $\frac{\omega}{a}$,

ω — площадь стрингера,

a — расстояние между стрингерами,

ρ — средний радиус цилиндра (оболочки).

Так как изгибающий момент для цилиндра по пролету уменьшается к опорам по параболической кривой, то толщину оболочки цилиндра можно к опорам соответственно уменьшать до значения $\delta_0 \geq 0,8$ см.

Скалывающие напряжения в цилиндре могут быть исчислены по формуле

$$\tau = \frac{QS}{Jd} k,$$

где Q — наибольшая перерезывающая цилиндр сила,

S — статический момент сечения полуцилиндра около нейтральной оси,

J — момент инерции сечения цилиндра,

d — толщина сечения в нейтральной плоскости, равная 2δ ,

k — коэффициент, учитывающий ослабление сечения заклепками, $\sim 1,2$, откуда

$$\tau = 1,2 \frac{Q}{\pi \delta \rho} \cong 0,4 \frac{Q}{\delta a}.$$

б) Местный изгиб цилиндра.

Оболочка или обшивка цилиндра, в частях между отдельными стрингерами, подвержена действию центральной, изменяющейся по некоторому криволинейному закону нагрузки, интенсивность которой в любой точке оболочки равна (рис. 528)

$$q = \gamma_0 h,$$

где γ_0 — вес куб. единицы воды,

h — глубина погружения площадки по отношению к подпорному горизонту.

Эту нагрузку можно представить состоящей из центральной равномерной интенсивностью (рис. 529)

$$q_1 = \gamma_0 h_1$$

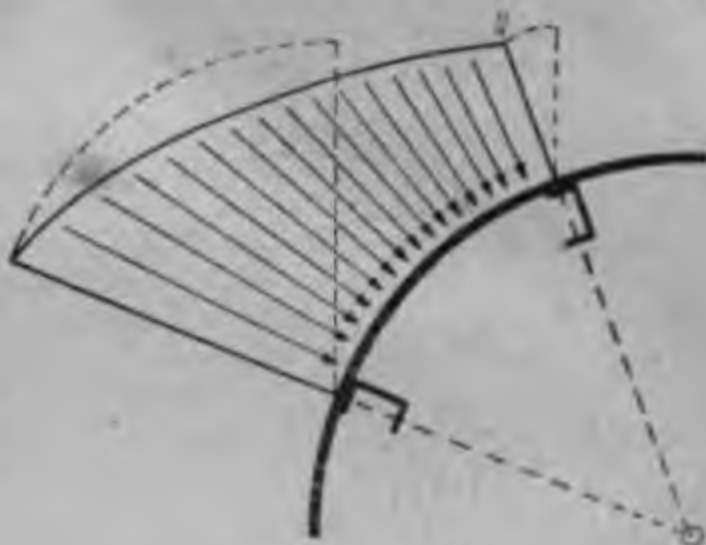


Рис. 528.

и центральной неравномерной интенсивностью в каждой точке (рис. 530)

$$q_2 = \gamma_0 (h - h_1).$$

Оболочка между двумя стрингерами представляет собою тонкую круговую арку с заделанными пятнами, которая при действии равномерной центральной нагрузки, для первого приближения можно считать, не подвергается изгибу, а лишь сжатию; при действии неравномерной нагрузки эта круговая арка работает на изгиб.

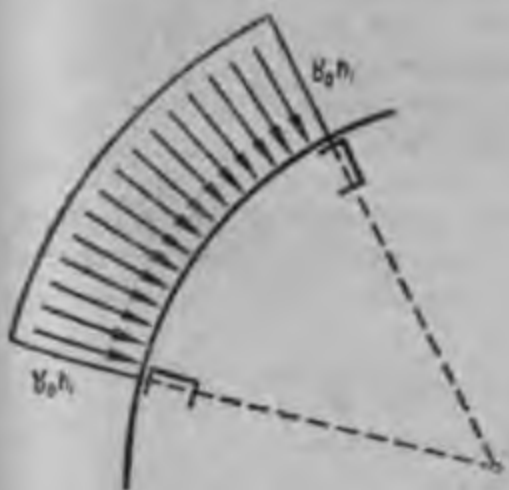


Рис. 529.

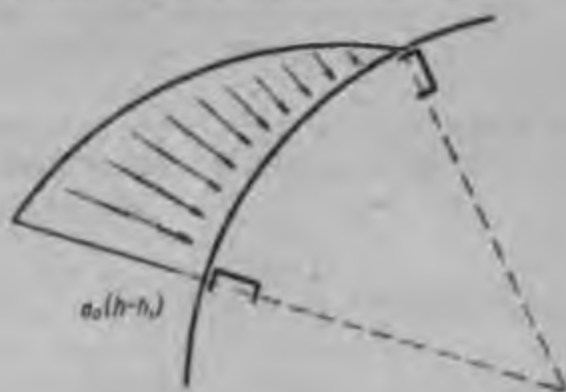


Рис. 530.

Однако, вместо расчета оболочки как круговой арки, учитывая незначительность стрелы подъема дуги по сравнению с пролетом, обычно ведут проверку прочности оболочки на местный изгиб или как плоской балочной плиты или как параболической арки с заделанными пятнами с

равномерную нагрузку, равной наибольшей интенсивности давления воды для данной панели

$$q = \gamma_0 h_2,$$

где h_2 — глубина погружения нижнего стрингера.

При сплошной равномерной нагрузке интенсивностью q опорные реакции S и V и реактивный момент M_0 могут быть определены по формулам (рис. 531)



Рис. 531.

$$S = \frac{ql^2}{8f} m$$

$$V = \frac{ql}{2}$$

$$M_0 = -\frac{ql^2}{12} (1 - m),$$

где $m = \frac{1}{1 + \frac{15}{16} \left(\frac{\delta}{f} \right)^2},$

δ — толщина оболочки,
 f — стрела подъема арки,
 l — пролет арки.

Изгибающий момент в любом сечении арки можно установить по формуле балки с заделанными пятнами при фиктивной равномерной нагрузке

$$q_0 = q(1 - m),$$

т. е.

$$M = \frac{qx(l-x)}{2} (1 - m) + M_0,$$

причем максимальный момент получается на опоре и равен M_0 .

Нормальная сила в любом сечении арки равна

$$N = -V \sin \varphi - S \cos \varphi + qx \sin \varphi,$$

но ввиду малости угла φ наклона элементов пологой арки к горизонту нормальная сила может быть принята

$$N = -S.$$

Напряжения в обшивке могут быть определены по формуле

$$\sigma_2 = -\frac{S}{\delta} + \frac{6M}{\delta^2},$$

где δ — толщина оболочки цилиндра.

Прогиб арки определяется как для заделанной двумя концами балки при фиктивной нагрузке $q_0 = q(1 - m)$, т. е. по выражению

$$y = \frac{ql^4}{384EJ} (1 - m).$$

По отношению к изложенному методу расчета оболочки как параболической арки, следует сказать, что действительная работа оболочки мало отличается по существу от предполагаемого случая параболической арки, поэтому вполне уместно рассчитывать оболочку как параболическую арку с заделанными концами.

Результаты расчета последним способом разнятся от таковых при рассмотрении оболочки как плиты, так как цилиндрическая оболочка работает преимущественно на сжатие, а плоская на изгиб.

в) Условие прочности цилиндра затвора.

Суммарные напряжения от общего и местного изгибов цилиндра на напорной стороне цилиндра для его оболочки составляют из (рис. 532):

а) напряжения от общего изгиба — σ_1 ,

б) напряжения от местного изгиба, равного $\mp \mu \sigma_1$, где μ — коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$.

Условия прочности представляются в виде

$$|\sigma| = \sigma_1 \pm 0,3 \sigma_2 < R,$$

где R — допускаемое напряжение на изгиб.

Наибольшее скалывающее напряжение определится по формуле

$$|\tau_{\max}| = \frac{1}{2} [(\sigma_1 \pm 0,3 \sigma_2) \mp \sigma_2].$$

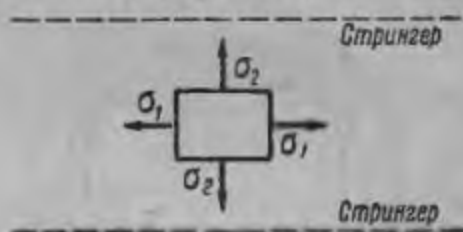


Рис. 532.

г) Проверка прочности стрингеров-обрешетин.

Подобно оболочке, стрингера подвергаются как общему совместно со всем цилиндром изгибу, так и местному от нагрузки напорною водою через оболочку — обшивку.

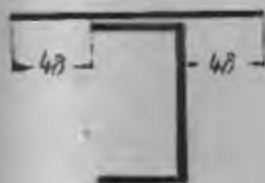


Рис. 533.

При расчете на местный изгиб стрингера надлежало бы рассматривать как неразрезные балки, лежащие на опорах — диафрагмах жесткости; однако, для упрощения расчета и недостаточной точности в определении работы стрингеров можно применять к ним методы расчета разрезных балок, полузаделанных на опорах.

При установлении поперечного профиля стрингеров можно вводить в расчет и часть оболочки с тем, чтобы свободные концы не превышали по длине 4δ , где δ — толщина оболочки (рис. 533).

д) Диафрагмы жесткости и проверка их прочности.

Диафрагмы жесткости в отношении расчета и соответственно конструкции различаются пролетные и опорные.

Диафрагмы обычно рассчитываются условным методом как круговое кольцо постоянного поперечного сечения, сжимаемое двумя равными и противоположными силами (рис. 534 и 535)

$$P = \frac{\gamma_0 H^2}{2} c,$$

где H — высота затвора (напор воды),
 c — расстояние между диафрагмами.

Разрезая кольцо по диаметру, перпендикулярному к действующим силам P , для равновесия полукольца необходимо приложить силы $\frac{P}{2}$ и момент M_0 (рис. 535).

Изгибающий момент в любом сечении, наклоненном под углом φ к вертикали, может быть получен в окончательном виде

$$M = \frac{Pr_0}{2} \left(\cos \varphi - \frac{2}{\pi} \right),$$

а наибольший изгибающий момент

$$\max M = -\frac{Pr_0}{\pi} = -0,32 Pr_0.$$



Рис. 534.



Рис. 535.

Нормальная сжимающая сила

$$N = -\frac{P}{2} \cos \varphi,$$

причем

$$\max N = -\frac{P}{2} \text{ при } \varphi = 0.$$

Перерезывающая сила

$$Q = \frac{P}{2} \sin \varphi,$$

причем

$$\max Q = \frac{P}{2} \text{ при } \varphi = \frac{\pi}{2}.$$

Напряжения в кривом брус при обозначении радиусов оси кольца r_0 и окружности нейтрального слоя r могут быть определены по формуле (рис. 536)

$$\sigma_1 = -\frac{P}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{\omega_n} + \frac{Mh_1}{\omega_n a (r - h_1)}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P}{2} \cdot \frac{\cos \varphi}{\omega_n} - \frac{Mh_2}{\omega_n a (r + h_2)},$$

где $a = r_0 - r$,

ω_n — площадь сечения диафрагмы netto, $\omega_n = 0,8 \omega_{br}$,

h_1 и h_2 — расстояние от нейтральной оси до наиболее удаленных волокон сечения диафрагмы.

Для получения величины радиуса r окружности нейтрального слоя служит уравнение (рис. 537)

$$r = \frac{\omega}{\int \frac{d\omega}{z}}$$

или

$$r = \frac{\sum b_i e_i}{\sum b_i \ln \frac{z_i + 0,5e_i}{z_i - 0,5e_i}},$$

где b_i и e_i — размеры прямоугольных частей, входящих в поперечное сечение кольца,

z_i — расстояние от центра тяжести тех же частей до оси кольца.



Рис. 536.



Рис. 537.

Скалывающие напряжения в кольце определяются по формуле

$$\tau = \frac{QS}{bJ} k,$$

где k — коэффициент ослабления сечения заклепками, равный 1,25,

Q — перерезывающая сила,

S — статический момент,

b — ширина сечения по нейтральному кольцу,

J — момент инерции сечения.

Опорные диафрагмы обычно рассчитываются тем же методом при нагрузке P , равной реакции цилиндра в точке касания круга бандаж и рельса.

Приближенный метод расчета диафрагм дает расхождение с точным решением задачи, но более сложным, не более 10%.

ГЛАВА XIV.

СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ.

Сегментный затвор представляет собою перекрытие для пролета плотины, который характеризуется статически — основной работой сегментной балки, опирающейся на два опорных сектора, гидравлически — пропуском воды под затвор, и механически — подъемом пролетного строения при открытии пролета вверх механическим приводом (рис. 538).



Пролетное строение затвора, в виде сегментной балки (1), состоит из ряда ригелей, обычно двух, соединенных между собою вертикальными и горизонтальными связями и перекрытыми с напорной стороны обшивкою. Опорные сектора (2), жестко скрепленные с пролетной сегментной балкою, оканчиваются шарнирами (3), около осей коих и происходит вращение всего сегментного затвора. Опорные сек-

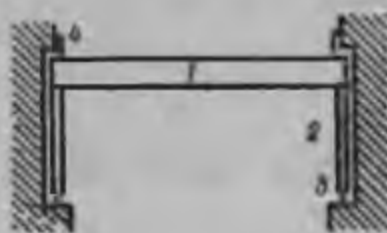


Рис. 538.

тора, равно как и связанные с ними устройства, помещаются в нишах устоев или бычков; фильтрация вокруг затвора преграждена особыми уплотняющими устройствами (4).

Подъем затвора производится при помощи тег с устоев и бычков, причем затвор поднимается вверх, открывая пролет плотины.

Общепринятые пролеты сегментных затворов по пролету примерно от 10 до 20 м при высоте напора 2—4 м; наибольшие известные размеры сегментного затвора на р. Неккар в Германии доходят до 36 м при напоре до 5,5 м.

Современные сегментные затворы по форме могут быть подразделены на два вида, а именно: первый — с цилиндрической обшивкою и второй — с плоскою.

1. Основные размеры сегментных затворов.

Общее очертание сегментного затвора определяется расчетным пролетом перекрытия и радиусом сегмента.

а) Расчетный пролет затвора.

Расчетный пролет сегментного затвора, считая его между плоскостями симметрии опорных секторов, может быть определен приблизительно из равенств (рис. 539)

$$L = b_p = b + d \cong b + 0,5 \text{ м},$$

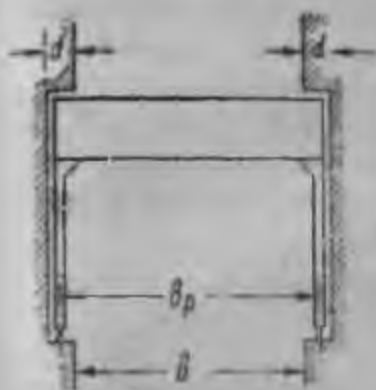


Рис. 539.

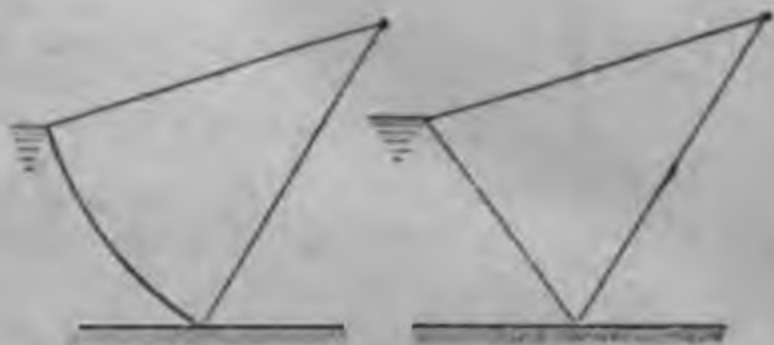


Рис. 540.

где b — пролет плотины в свету,
 d — глубина ниши затвора, примерно около 0,5 м.

б) Радиус сегмента затвора.

Радиус окружности (рис. 540), образующей напорную поверхность затвора, принимается обычно в зависимости от напора H на гребне плотины и от величины пролета плотины

$$r = (2 \div 3) H \quad \text{и} \quad r \geq \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) b,$$

причем r принимается по отношению к пролету b тем больше, чем меньше величина самого пролета.

в) Положение оси вращения затвора.

Положение оси вращения затвора определяется с одной стороны гидравлическими и с другой стороны — статическими условиями работы затвора.

Гидравлические требования, предъявляемые при установлении возвышения оси вращения затвора над гребнем плотины, заключаются в том, что (рис. 541), ось вращения должна возвышаться не менее чем на один метр над внешней поверхностью переливающейся через гребень плотины струи.

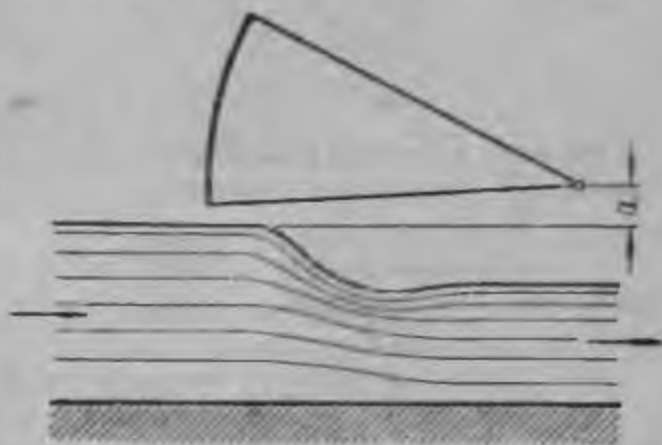


Рис. 541.

Для обеспечения незатопляемости опор и без ущерба для правильности формы затвора можно принимать высоту подъема оси затвора a_1 над наивысшим горизонтом перед плотиной H_1 при горизонтальном

флютбете равной $a_1 \cong 1$ м, уменьшая a_1 при гребне плотины практической формы до нуля (рис. 542).

Статические требования, предъявляемые при установлении возвышения оси вращения затвора, заключаются в необходимости конструирования затвора так, чтобы величина вертикального возможного усилия на осевые шарниры затвора была наименьшая.

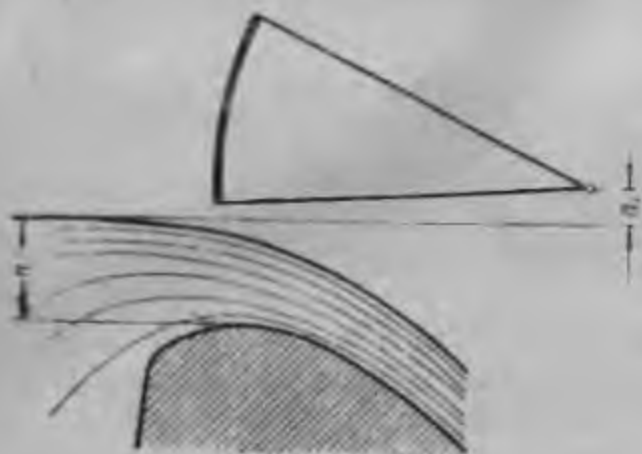


Рис. 542.

Вертикальное усилие P_y на оси шарнира вызывается действием давления воды P и равно (рис. 543)

$$P_y = P \cdot \sin \varphi,$$

где φ — угол, составляемый направлением равнодействующей давления воды с горизонтом.

Так как из геометрических соотношений $\sin \varphi$ может быть определен равным

$$\sin \varphi = \frac{H + a - e}{\rho},$$

где e — расстояние от гребня плотины до точки приложения силы P ,
 ρ — радиус окружности, образующей сегмент,

то величина вертикального усилия может быть представлена в виде

$$P_y = P \cdot \frac{H + a - e}{\rho}.$$

Из этой формулы видно, что значение P_y при данной величине напора H убывает при условии:

1) уменьшения величины возвышения оси вращения над гребнем плотины,

2) увеличения радиуса окружности, образующей сегмент.

На основании этих соображений, можно прийти к заключению, что положение оси вращения следует устанавливать с наименьшим возможным из гидравлических условий возвышением над гребнем плотины, причем при значительных напорах уменьшения вертикальной составляющей давления воды можно достигать и увеличением радиуса затвора.

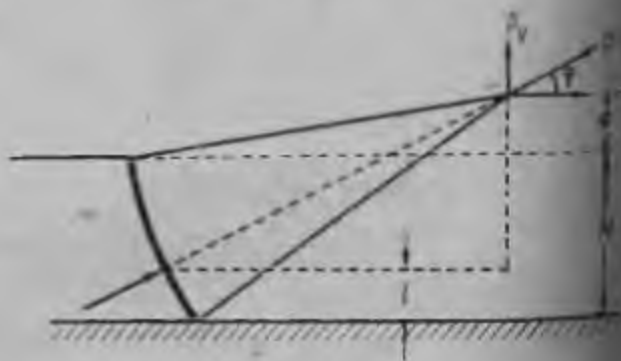


Рис. 543.

г) Геометрические элементы затвора.

Геометрические элементы затвора могут быть определены в следующем порядке (рис. 544):

высота затвора — H ,
 радиус окружности сегмента — ρ ,
 возвышение оси над подпорным горизонтом — a .

По этим данным могут быть вычислены углы α_1 и α опорных секторов и сегмента, а именно угол α_1 из условия

$$\sin \alpha_1 = \frac{a}{\rho}$$

и

$$\sin (\alpha + \alpha_1) = \frac{a + H}{\rho}.$$

Все указанные величины определяют в полной мере форму затвора

2. Внешние силы, действующие на затвор.

Внешние силы, действующие на затвор, определим в нижнем его положении при наличии подпора воды до верха перекрытия.

а) Давление напорной воды.

Давление напорной воды на криволинейную поверхность затвора может быть представлено в виде двух составляющих, горизонтальной и вертикальной (рис. 545).

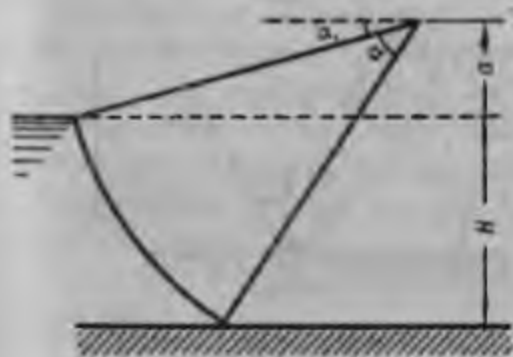


Рис. 544.

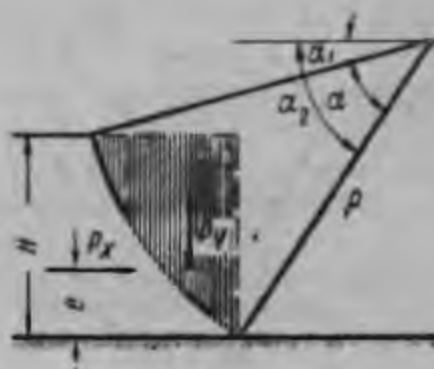


Рис. 545.

Горизонтальная составляющая давления воды в зависимости от высоты подпорного горизонта над гребнем плотины H или от радиуса затвора определяется по обычной формуле

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 L = \frac{\gamma_0 \rho^3}{2} (\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1)^2 L,$$

где L — пролет затвора.

Точка приложения горизонтальной составляющей на напорной криволинейной грани затвора отстоит на расстоянии $e = \frac{1}{3} H$ от гребня бетонной части плотины.

Вертикальная составляющая давления воды в зависимости от геометрических элементов затвора равна

$$P_y = \gamma_0 \Omega L = \frac{\gamma_0 \rho^3}{2} \left[(\alpha_2 - \alpha_1) + 2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_2 - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right] L,$$

где Ω — площадь фигуры, ограниченной вертикальной линией, проходящей через точку опоры затвора на гребне плотины, горизонтом напорной воды и криволинейной поверхностью сегмента.

Точка приложения силы P_y находится на вертикальной прямой, проходящей через центр тяжести фигуры с площадью Ω .

Равнодействующая давления воды проходит через центр вращения затвора.

б) Собственный вес затвора.

Собственный вес сегментного затвора современного типа может быть определен по эмпирической формуле П. А. Ефимовича*

$$G = (0,03 \div 0,05) (LH)^{1,6},$$

где L — расчетный пролет затвора,

H — высота затвора, совпадающая с наибольшим напором на водосливе.

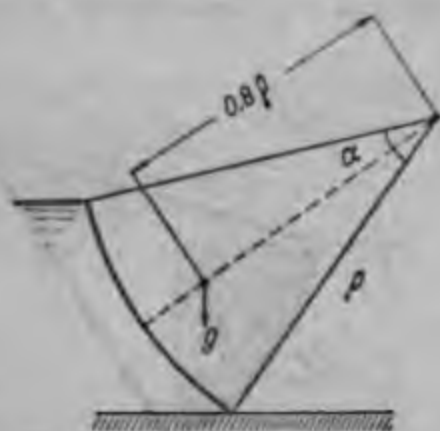


Рис. 546.

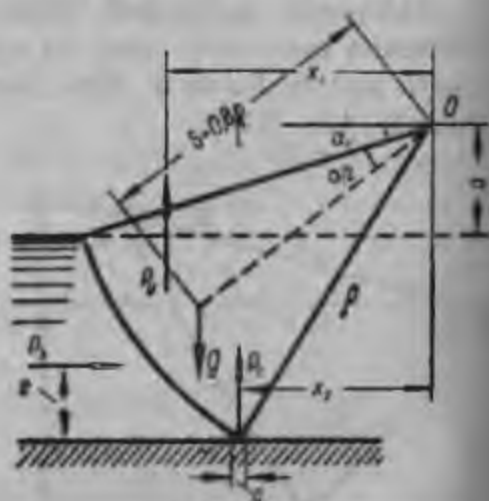


Рис. 547.

Для предварительных исчислений можно принимать, что центр тяжести затвора находится на биссектрисе центрального угла α затвора на расстоянии от оси вращения затвора около $s = 0,8\rho$, где ρ — радиус окружности сегмента (рис. 546).

3. Устойчивость затвора на гребне плотины.

Устойчивость затвора в нижнем его положении может быть измерена коэффициентом, определяемым как отношение момента, вращающего затвор около оси вниз, к моменту, вращающему затвор около оси вверх (рис. 547).

* Несколько измененной по виду; большие веса относятся к старым конструкциям.

Момент, вращающий затвор около оси вверх, исчисляется по величине равным

$$M_0 = P_y x_1 + P_c x_2,$$

где P_y — вертикальная составляющая давления воды на криволинейную поверхность затвора,

x_1 — плечо силы P_y относительно оси O ,

P_c — давление фильтрационной воды на нижний упорный брус, равное $\sim \gamma_0 c H L$ при H — напоре и L — длине затвора,

x_2 — плечо силы P_c относительно оси O .

Момент, вращающий затвор вниз, определится при наличии сил P_x и G равным

$$M_y = Gs \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \alpha_1\right) + P_x\left(\frac{2}{3}H + a\right),$$

где G — вес затвора,

s — расстояние центра тяжести затвора от оси вращения,

P_x — горизонтальная составляющая давления воды,

a — возвышение оси вращения затвора над подпорным горизонтом.

Исходя из этих данных, можем установить величину коэффициента устойчивости затвора

$$\eta_1 = \frac{M_y}{M_0}.$$

Принимая во внимание, что равнодействующая сил P_x и P_y , как сила, соответствующая полному давлению воды на криволинейную поверхность сектора, проходит через центр вращения затвора и поэтому совокупный их момент около оси равен нулю, — можем установить, что устойчивость затвора зависит фактически от соотношения моментов сил: G — собственного веса затвора и P_c — фильтрационного давления на нижний упорный брус.

Для обеспечения устойчивости затвора, исходя из этих соображений, необходимо, чтобы

$$\eta_1 = \frac{Gs \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \alpha_1\right)}{P_c x_2} > 1.$$

Так как

$$s = 0,8\rho$$

$$P_c = \gamma_0 c L H$$

$$x_2 \cong \rho \cos(\alpha + \alpha_1),$$



Рис. 548.

то из приведенного выше соотношения можно определить

$$c < \frac{0,8G \cos\left(\frac{\alpha}{2} + \alpha_1\right)}{\gamma_0 L H \cos(\alpha + \alpha_1)}.$$

Таким образом, мы приходим к заключению, что для обеспеченности перекрытия плотины необходимо в отношении размера ширины нижнего уплотняющего бруса соблюсти то же условие, как и для общей устойчивости затвора на гребне плотины.

5. Меры уменьшения или увеличения момента M внешних сил около оси вращения затвора.

Величина момента внешних сил от давления напорной воды P и собственного веса затвора G зависит только от силы G , так как сила P давления воды проходит через центр вращения затвора.

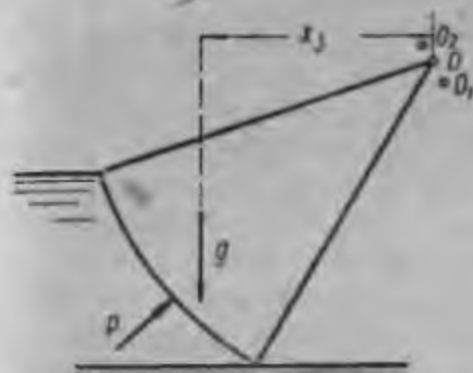


Рис. 551.

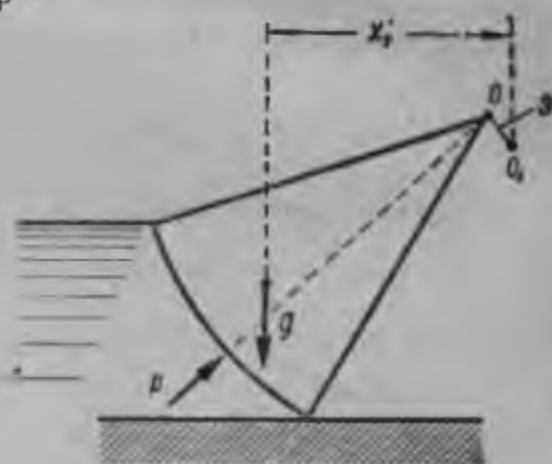


Рис. 552.

Изменение величины M внешних сил можно достигнуть передвижением центра вращения вверх или вниз по отношению к центру окружности, образующей криволинейную напорную грань затвора (рис. 551)

Момент внешних сил, например, при переходе центра вращения затвора в точку O_1 получается равным (рис. 552)

$$M = Gx_2' - Pz,$$

где G — собственный вес затвора,

P — полное давление воды на напорную грань,

z — эксцентриситет центра вращения затвора.

Отсюда видно, что момент внешних сил уменьшился, каковое обстоятельство имеет значение в отношении облегчения подъема затвора при наличии давления напорной воды.

Перенесение центра вращения затвора является особенно необходимым в сегментных затворах с плоской напорной гранью (рис. 553), так как при форме затвора в виде равнобедренного треугольника равнодействующая давления воды дает момент внешних сил равный

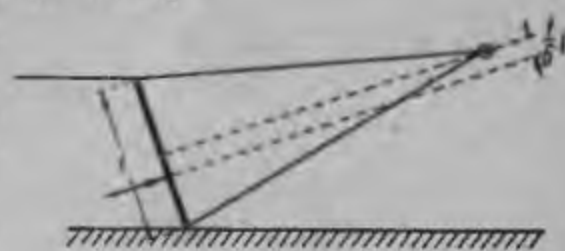


Рис. 553.

$$M = Gx_2 + P \cdot \frac{1}{6} L$$

Уменьшения этого момента можно достигнуть или перемещением центра вращения или изменением наклона передней грани затвора (рис. 554).

Для примера решим задачу уменьшения момента силы давления воды относительно центра вращения до нуля, для чего передвинем напорную грань из первого положения во второе на расстояние по гребню плотины, равное z .

При первом положении напорной грани составляющие давления воды на пог. м затвора равны:

горизонтальная P_x

вертикальная P_y ,

а момент их около оси вращения

$$M_0 = P_x y - P_y x = \frac{1}{6} l P,$$

где l — длина напорной грани.



Рис. 554.

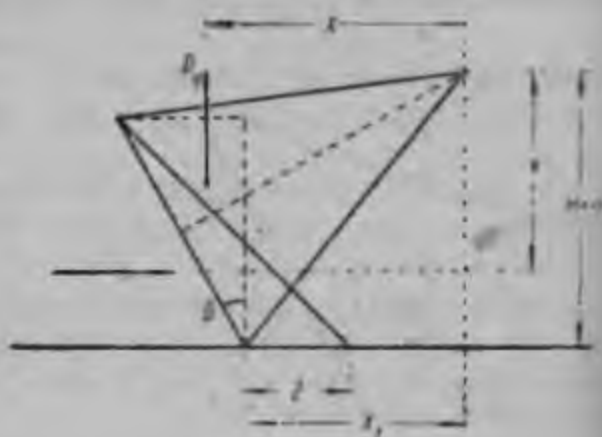


Рис. 555.

При втором положении напорной грани составляющие давления воды равны

горизонтальная P_x

вертикальная $P_y + P_z = P_y + \frac{1}{2} \gamma_0 z H$,

а момент их около оси вращения по заданию должен быть равен нулю (рис. 555):

$$M_1 = P_x y - P_y x - P_z x_0 = 0$$

или

$$\frac{1}{6} l P - \frac{1}{2} \gamma_0 z H x_0 = 0.$$

Имея в виду, что

$$P = \frac{1}{2} \gamma_0 l H$$

и

$$l = \frac{H}{\cos \beta}$$

$$x_0 \sim x_1 \cong \sqrt{\rho^2 - (H + a)^2},$$

где a — возвышение центра вращения над подпорным горизонтом, легко определяем примерную величину z

$$z \cong \frac{H^2}{6 \cos^2 \beta \sqrt{\rho^2 - (H + a)^2}}.$$

Подобным же способом можно достигнуть и дальнейшего уменьшения момента M .

6. Определение тягового усилия для подъема затвора.

Подъемное тяговое усилие затвора складывается из силы T_1 , преодолевающей собственный вес затвора, силы, расходуемой на трение в осях шарниров T_2 и на трение уплотнений T_3 .

а) Подъемное тяговое усилие T_1 .

Определим величину тягового усилия для некоторого среднего положения затвора (рис. 556) под углом β к вертикали и в предположении, что центр вращения затвора совпадает с центром окружности криволинейной грани затвора.

При установлении величины тягового усилия от собственного веса затвора при гибкой тяге следует рассматривать две фазы подъема его, а именно первую при угле $\beta \leq (90^\circ - \alpha)$, когда плечо усилия T_1 переменнo и меньше ρ , и вторую фазу при $\beta \geq (90^\circ - \alpha)$, когда плечо усилия T_1 остается постоянным и равно ρ .

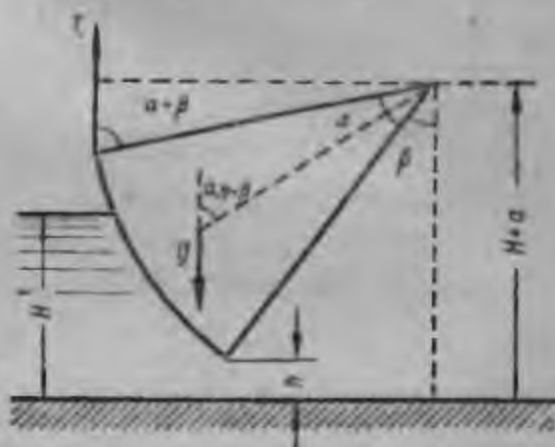


Рис. 556.

1-я фаза подъема затвора при $\beta \leq (90^\circ - \alpha)$.

Условие для нахождения величины T_1 можно написать в следующем виде:

$$T_1 \rho \sin(\alpha + \beta) = Gs \sin\left(\beta + \frac{\alpha}{2}\right),$$

где ρ^* — радиус окружности напорной грани затвора,

s — расстояние от центра тяжести затвора до оси вращения,

G — вес затвора,

откуда

$$T_1 = \frac{Gs \sin\left(\beta + \frac{\alpha}{2}\right)}{\rho \sin(\alpha + \beta)}.$$

Величина угла β может быть выражена в зависимости от растворения затвора h , как это видно из геометрических соотношений, по формуле

$$\cos \beta = \frac{H + a - h}{\rho}.$$

* Несколько меньше действительного радиуса окружности действия силы T_1 .

2-я фаза подъема затвора при $\beta \geq (90^\circ - \alpha)$.
Условие для нахождения величины T_1 можно написать в виде (рис. 557)

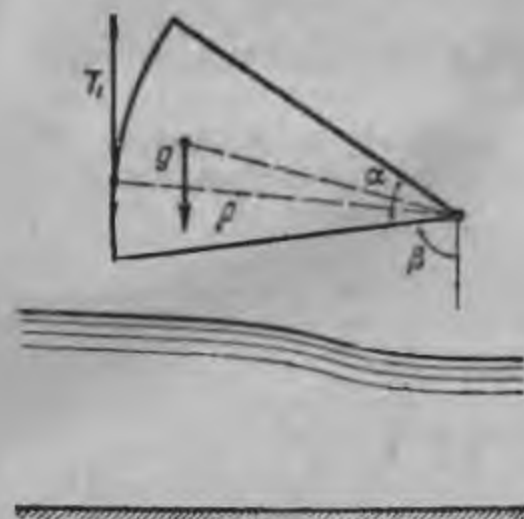


Рис. 557.

$$T_1 \rho = G s \sin \left(\beta + \frac{\alpha}{2} \right),$$

откуда

$$T_1 = \frac{Gs}{\rho} \cdot \sin \left(\beta + \frac{\alpha}{2} \right).$$

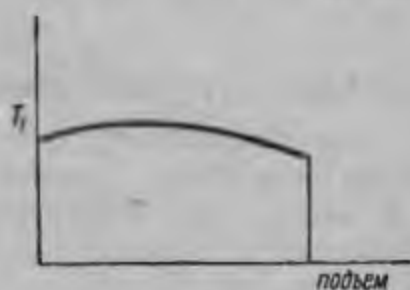


Рис. 557 а.

Исследование величины T_1 при подъеме затвора показывает, что T_1 изменяется сперва возрастая, а потом с увеличением растворения уменьшаясь, следуя примерно диаграмме зависимости $T_1 = f(\beta)$, представленной на схеме (рис. 557 а).

б) Подъемное тяговое усилие T_2 .

Тяговое усилие, потребное на преодоление трения в осях шарниров, зависит преимущественно* от величины давления воды P_β и радиуса оси r и может быть выражено формулой

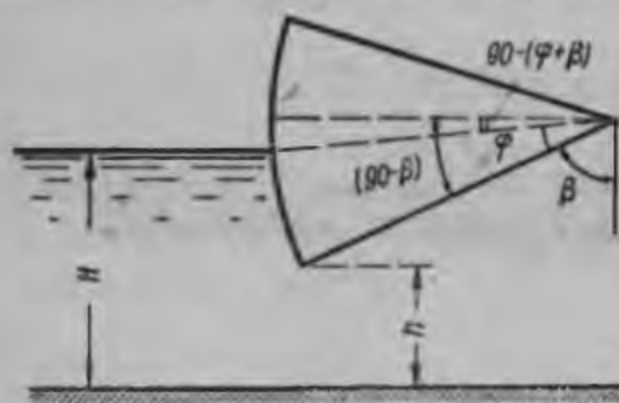


Рис. 558.

$$T_2 = \frac{f P_\beta r}{\rho \sin(\alpha + \beta)}$$

при

$$\beta \leq 90^\circ - \alpha$$

и

$$T_2 = \frac{f P_\beta r}{\rho}$$

при

$$\beta \geq 90^\circ - \alpha,$$

где f — коэффициент трения оси в цапфах опорных секторов.

Величина давления P_β зависит от угла подъема затвора β и равна (рис. 558)

$$P_\beta = \frac{\gamma_0 \rho^2}{2} L \times$$

$$\times \sqrt{[\cos \beta - \cos(\varphi + \beta)]^2 + \{\varphi + 2 \cos(\varphi + \beta) \sin \beta - \frac{1}{2} [\sin 2(\varphi + \beta) + \sin 2\beta]\}^2}$$

* Точнее — можно учесть влияние веса затвора.

$$\text{где } \cos \beta = \frac{H + a - h}{\rho},$$

$$\cos \beta_0 = \frac{H + a}{\rho},$$

$$\cos(\varphi + \beta) = \frac{a}{\rho},$$

h — высота подъема затвора,

β_0 — начальный угол наклона нижней грани затвора.

При выходе затвора из воды, т. е. при $H = h$, имеем, что

$$\cos \beta = \frac{a}{\rho} = \cos(\varphi + \beta) \quad \text{и} \quad \varphi = 0,$$

и давление P_y , как и очевидно, обращается в ноль.

Таким образом тяговое усилие T_2 на преодоление трения в осях имеет наибольшее значение при трогании затвора из первоначального его закрытого положения и становится равным нулю при выходе затвора из воды.

в) Подъемное усилие T_3 .

Подъемное усилие T_3 , необходимое на преодоление сопротивления в уплотнениях, может быть исчислено примерно следующим образом (рис. 559).

Величина давления воды на затопленную часть уплотнения равна

$$P_y = \frac{1}{2} \gamma_0 (H - h)^2 c,$$

а часть усилия, вызывающая трение в уплотнении, равна

$$S = \frac{1}{2} P_y.$$

Величина силы трения на двух концах затвора определяется по формуле

$$F = f P_y,$$

где f — коэффициент трения в уплотнении.

Тяговое усилие, преодолевающее силу трения в уплотнениях, имеет значение

$$T_3 = \frac{f P_y \left(\rho + \frac{c}{2} \right)}{\rho}$$

или

$$T_3 = \frac{\frac{1}{2} f \gamma_0 (H - h)^2 c \left(\rho + \frac{c}{2} \right)}{\rho},$$

где c — ширина уплотняющего устройства.

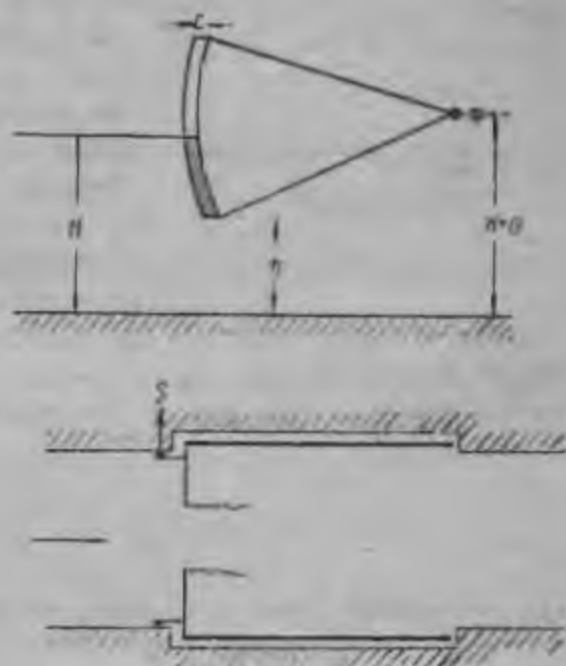


Рис. 559.

Из этих рассуждений совершенно ясно, что наибольшая величина тягового усилия T_3 имеет место в начале подъема затвора и равна нулю при выходе затвора из воды.

г) Полное тяговое усилие T .

Полное расчетное тяговое усилие T равно сумме всех исчисленных составляющих усилий, умноженной на коэффициент запаса 1,5, т. е.

$$T = 1,5 (T_1 + T_2 + T_3).$$

При расположении центра вращения затвора с некоторым эксцентриситетом по отношению к центру окружности сегмента можно достичь, при наличии давления напорной воды, некоторого уменьшения тягового усилия при начале подъема, но все-таки величина подъемной

силы T не может быть меньше усилия T_1 , требуемого на преодоление собственного веса затвора.

Для уменьшения тягового усилия от собственного веса затвора можно применять противовесы разных систем, вес которых должен быть принят с таким расчетом, чтобы была обеспечена плотность соприкосновения сегмента с бетонной частью плотины.

Общая картина изменения тягового усилия при подъеме затвора может быть представлена диаграммой зависимости усилия T от величины растворения затвора h (рис 560).

По тяговому усилию T , высоте подъема затвора z и времени подъема τ можно определить, при подъеме затвора с двух концов, примерную мощность требуемого мотора из условия

$$N = \frac{Tz}{75\tau\eta},$$

где η — коэффициент полезного действия механизма, который можно принимать около 0,6.

7. Конструкция сегментного затвора.

а) Общая конструктивная схема затвора.

Перекрытие пролета в сегментном затворе (рис. 561 и 562) состоит из двух главных ригелей (1), несущих всю нагрузку от давления напорной воды и передающих ее на опорные сектора (5).

На главные ригеля опираются стойки (2), которые или могут быть неразрезными по всей высоте или разрезными у главных ригелей, причем в последнем случае они располагаются заподлицо с поясами главных ригелей.

Между стойками пропускается ряд горизонтальных обрешетин (3), которые совместно с вертикальными стойками образуют прямоугольную решетку, поддерживающую обшивку затвора.



Рис. 560.

Главные ригеля на концах соединены с опорными секторами, состоящими из двух опорных ног (5); каждый главный ригель с лежащими в его плоскости ногами опорных секторов образует двухшарнирную рамную систему (рис. 563).

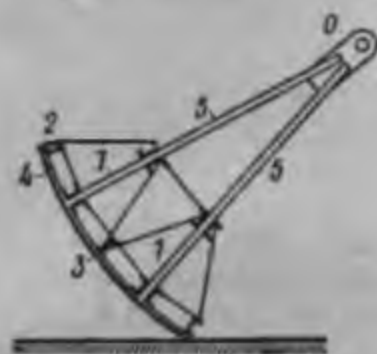


Рис. 561.

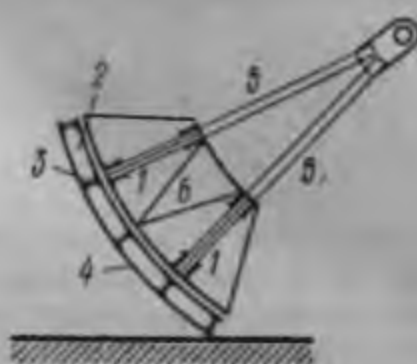


Рис. 562.

Верхняя и нижняя рамы, или, как их называют, порталы, связаны между собою расположенною в вертикальной плоскости решеткою связей (6).

б) Главные ригеля и их расположение.

Конструирование главных ригелей и их размещение по высоте выполняется фактически по тем же принципам, что и в плоских щитах с одноименным числом ригелей.

Основное соображение, которое должно быть принято при составлении схемы затвора, состоит:

- а) в достижении (рис. 564) равнонагруженности главных ригелей и
- б) в правильном распределении набора вертикальных и горизонтальных, поддерживающих обшивку, балок.

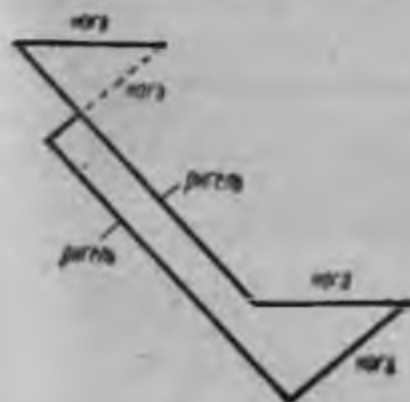


Рис. 563.

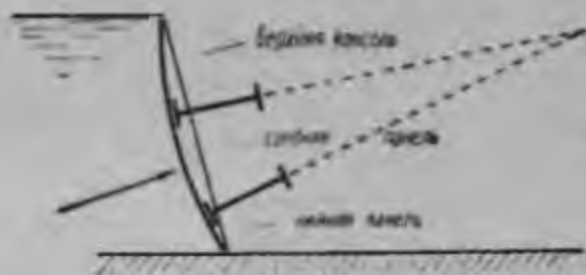


Рис. 564.

Для этой цели, как и в плоских затворах, можно принимать соотношение между верхнею консолью, среднею панелью и нижнею консолью, считая по хорде криволинейной поверхности затвора, примерно следующим

$$2,5 : 2 : 0,75,$$

причем при этой комбинации ригеля остаются равнонагруженными.

Однако, при небольших напорах от 2 до 4 м при таком расчете расстояние между ригелями получается значительно меньше высоты ригеля,

поэтому ригеля раздвигают, отказываясь от принципа их равнонагруженности.

Например, соотношению между консолями и средней панелью можно давать значения



$$2:2:(1 \div 0,75)$$

или

$$1:2:0,5.$$

Рис. 565

Главные ригеля сегментных затворов могут быть устроены или в виде балки со сплошной стенкой или в виде сквозных ферм, причем последние обычно применяются при пролетах не менее 15 м.

Фермы, применяемые для сегментных затворов, обычно с параллельными поясами (рис. 565) при отношении высоты фермы к пролету около

$$\frac{t}{L} = \frac{1}{7} \div \frac{1}{10}.$$

Длина панели принимается около $(0,7 \div 1,0)t$, где t высота фермы, и обычно не более 2—2,5 м.

в) Жесткий набор обшивки и вертикальные связи (рис. 566).

Жесткий набор состоит из стоек и горизонтальных обрешетин-стрингеров, причем расстояние между стойками равно длине панели фермы.



Рис. 566.

Расстояние между горизонтальными ребрами определяется распределением ригелей по высоте и обычно для уменьшения толщины обшивки колеблется около 1—1,5 м.

Аналогично может быть представлена схема жесткого набора с неразрезными стойками, накладываемыми на главные ригеля.

г) Портал и схема его расчета.

Портал, как уже выше было указано, образуется из главного ригеля и ног крайних опорных секторов.

При малых пролетах, примерно до 10—15 м, опорные сектора представляют собой плоские фермы, и ноги портала образуются из поясов этих секторов (1-я схема) (рис. 567).

При больших пролетах затвора опорные сектора представляют пространственные фермы, почему ноги портала будут иметь вид сквозных ферм (2-я схема) (рис. 568).

Нагрузка на портал состоит из давления напорной воды, приходящейся на ригель, и равномерно распределена по пролету портала.

а) Портал сегментного затвора, составленный из ригеля и ног сплошного сечения, может быть рассчитан как двущарнирная рама с равномерной сплошной нагрузкой по ригелю.



Рис. 567.

Геометрические элементы рамы имеют следующие измерения:

длина ригеля L ,

высота стоек ног $p_1 = p - \frac{t}{2}$,

где L — пролет затвора,

p — радиус окружности напорной грани,

t — высота балки ригеля.

При этих данных формулы для определения распора S и углового момента M_0 имеют вид (рис. 569).

$$V = \frac{qL}{2}$$

$$S = \frac{qL}{4} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{L}{p_1}$$

$$M_0 = -\frac{qL^2}{4} \cdot \frac{1}{k},$$

$$\text{где } k = 3 + 2 \frac{p_1}{L} \cdot \frac{J_1}{J_2},$$

J_1 — момент инерции сечения ригеля,

J_2 — момент инерции сечения стойки (ноги).

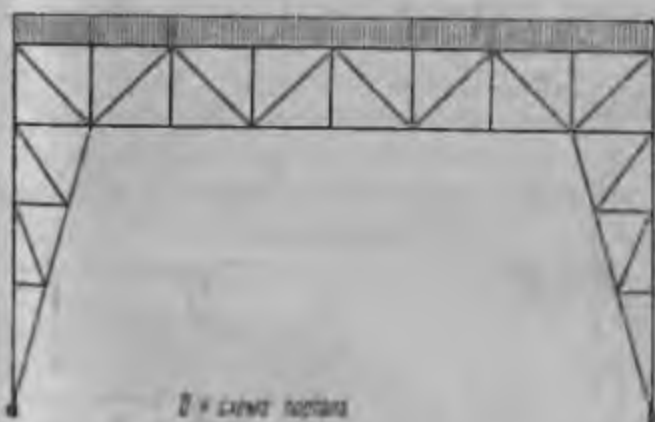


Рис. 568.

Предварительное определение моментов инерции J_1 и J_2 можно исполнить в предположении:

1. работы ригеля как балки, свободно лежащей на двух опорах и загруженной равномерною нагрузкою q ;

2. работы стойки-ноги как стержня, сжатого силою, равною $V = \frac{qL}{2}$, с возможным продольным изгибом в плоскости рамы.

По установлении величин S и M_0 по вышеприведенным формулам можно построить эпюру моментов и перерезывающих сил и поверить на прочность ригель и стойки.

б) Портал сегментного затвора, составленный из ригеля и ног сквозной конструкции, должен быть рассчитан как статически неопределимая стержневая система.

Однако, ввиду неопределенности работы портала в составе сегментного затвора, можно расчет сквозной рамной фермы приближенно привести к рамной системе из стержней сплошного сечения (рис. 570).

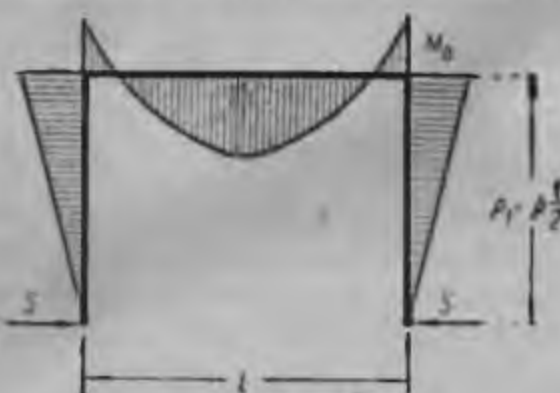


Рис. 569.

Принимая для ригеля момент инерции сечения равным моменту инерции поясов относительно нейтральной их оси и считая момент инерции J_0 стойки равным моменту ее поясов около нейтральной оси на середине длины ноги, можем в дальнейшем решение задачи продолжить как для рамы, состоящей из стержней сплошного сечения.

Предварительное определение момента инерции поясов ригеля можно выполнить, приняв ригель за балку, свободно лежащую на опорах и подверженную действию равномерной нагрузки q .

Положив изгибающий момент равным

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

и высоту ригеля h , имеем наибольшие усилия в поясах ригеля по величине равными

$$N \cong \frac{M}{h},$$



Рис. 570.

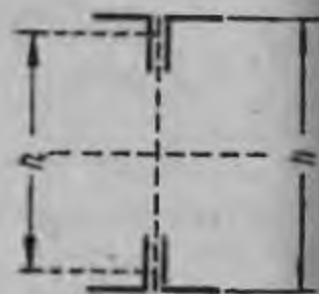


Рис. 571.

и по этому усилию, рассчитывая по сжатому поясу, можем подобрать сечение поясов ригеля ω .

Момент инерции сечения определяется примерно из условия (рис. 571)

$$J_0 \cong 2\omega \left(\frac{h}{2} \right)^2.$$

Предварительное определение момента инерции J_y сечения ног можно сделать из расчета сечения вертикальной стойки (1) на сжатие — силой V с учетом продольного изгиба на длине одной панели; сечение наклонной стойки (2) можно принять равным сечению вертикальной.



Рис. 572.

Момент инерции среднего сечения ноги будет иметь величину примерно (рис. 572)

$$J_1 \cong 2\omega_1 \left(\frac{h_2}{2}\right)^2.$$

На основании этих данных по формуле

$$S = \frac{qL}{4} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{L}{p_1},$$

где

$$k = 3 + 2 \frac{p_1}{L} \cdot \frac{J_1}{J_2},$$

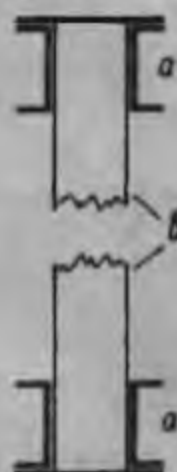


Рис. 573.

a — пояс, b — решетчатое заполнение.

можно определить величину распора рамы, и далее, построив диаграмму Крмоны, найти усилия в стержнях решетчатой фермы.

При больших пролетах и напорах следует переходить к коробчатым сечениям поясов ригеля, составленным, например, из двух швеллеров и листов (рис. 573).

д) Опорные части сегментного затвора.

Опорные шарниры сегментных затворов могут быть устроены по двум основным конструктивным схемам, а именно:

1-я схема — неподвижная опорная часть (пята) имеет вид вилки и обнимает опорную отливку опорного сектора затвора (рис. 574а).

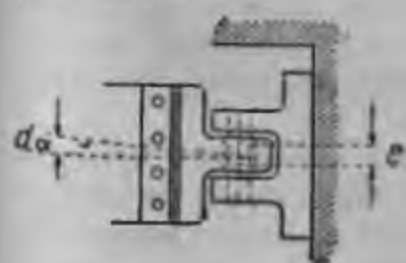


Рис. 574.

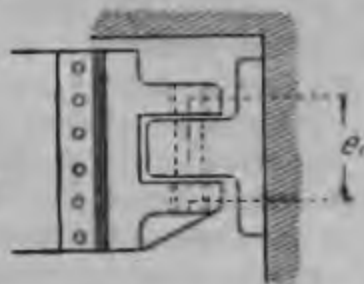


Рис. 574 а.



I схема.



II схема.

Рис. 575.

2-я схема — опорная отливка опорного сектора затвора имеет вид вилки и обнимает неподвижную опорную часть (пяту) (рис. 574 а).

В том и другом случае ось закреплена наглухо в неподвижной опорной части (пяте), а опорная отливка ног свободно вращается на этой оси.

При наличии некоторого момента M , вызывающего наклонение ног

порталов в плоскости портала, в шарнирах возникают пары с величиной сил (рис. 575) при первой схеме шарнира

$$Z = \frac{M}{e}$$

и при второй

$$Z_1 = \frac{M}{e_1},$$

откуда непосредственно видно, что

$$Z > Z_1,$$

т. е. при первой схеме распределение давлений на отливки портала будет более неравномерно, чем при второй схеме.

Для устранения появления вообще указанной пары сил от крена ног портала в его плоскости можно устраивать несколько более сложный шаровой шарнир, позволяющий вращение опорной отливки опорного сектора затвора на оси (рис. 576 а).

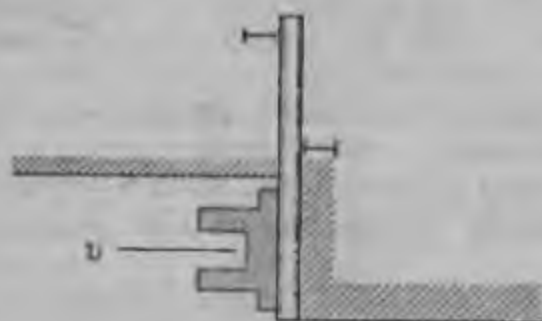


Рис. 576.



Рис. 576 а.

Размеры оси при любой системе шарнира и частей отливок следует определять из условий прочности, полагая на единицу площади диаметрального сечения нагруженной части оси при высоком качестве материала напряжение по Кулка не выше 150 кг/см^2 .

Исходя из данных мостовой практики, дающей примеры устройства шарниров с нагрузкой до 250 т, можно вывести заключение, что конструирование сегментных затворов не должно встречать больших затруднений примерно до 40 м пролетом и 5 м напора.

Укрепление в бетонной кладке устоя или быка шарнирной пяты (неподвижной части) должно выполняться с идеей наилучшего распределения столь значительного сосредоточенного давления на массив кладки, что можно достичь, например, устройством металлических анкеров с вертикальными балками — распределителями давления (рис. 576).

е) Система подъемных устройств сегментного затвора.

Подъемные приспособления сегментных затворов применяются двух типов, а именно — жесткие и гибкие.

Из этих двух типов предпочтительнее с эксплуатационной точки зрения подъемные приспособления в виде жестких реек, так как при гибкой тяге затвора он опускается лишь собственным весом и не имеет устройств,

позволяющих понудить затвор стать в нижнее положение в случае какого-либо заедания в уплотнениях или шарнирах.

Общие схемы расположения реек или гибких тяг различаются главным образом точкою закрепления подъемного устройства к опорным секторам затвора (рис. 577), причем гибкие тяги показаны на рис. 577 а, а жесткие тяги на рис. 577 б.



Рис. 577.



Рис. 577 а.



Рис. 577 б.

Подъем сегментного затвора производится обычно с двух концов, во избежание перекоса перекрытия, но для равномерности подъема оба меха-

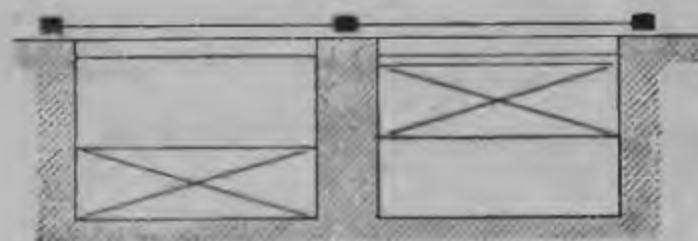


Рис. 578.

низма должны быть связаны между собою жестким сквозным валом, обеспечивающим тождественную скорость и высоту подъема опорных секторов затвора (рис. 578).*

* При металлических сварных конструкциях во всех предыдущих и последующих расчетах надлежит опускать коэффициент ослабления сечений от заклепок, что дает экономию веса затворов в среднем около 10—15%.

ГЛАВА XV.

МНОГОПРОЛЕТНЫЕ СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ.

Многопролетный сегментный затвор представляет собой перекрытие отверстия плотины, состоящее из сегментной многопролетной балки, опирающейся на ряд опорных секторов.

Многопролетный сегментный затвор при обычном его действии поднимается вверх с моста, и истечение воды происходит под сегмент, но он может быть и опущен вниз, в нишу плотины, давая в этом случае водослив через гребень сегментной балки.

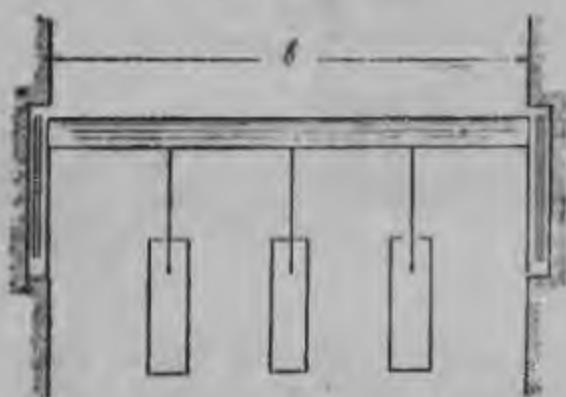


Рис. 579.

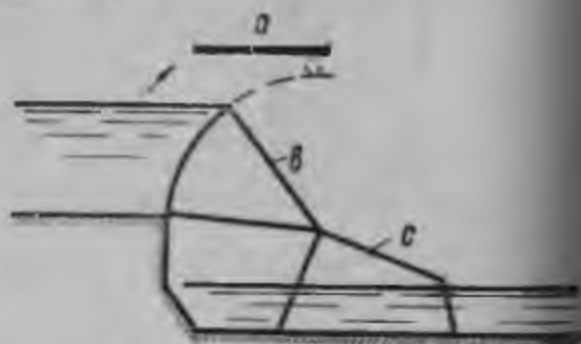


Рис. 580.

a — мост, b — затвор, c — бычок.

Применение идеи многопролетного сегментного затвора позволяет с одной стороны уменьшить общий пролет плотины за счет уменьшения ширины бычков, с другой стороны уменьшить размеры бычков и число приводных механизмов.

Общий пролет в свету сегментного затвора рассматриваемой системы может быть доведен до 40 м, с малыми пролетами около 10 м и напором около 3—4 м, как это осуществлено, например, на установке Bartheln a. Oder (рис. 579—580).

1. Основные размеры затвора.

Для установления общей схемы многопролетного сегментного затвора необходимо определить расчетный пролет, радиус сегмента и габарит отверстия плотины (рис. 581).

а) Расчетный пролет между осями крайних опорных секторов можно считать равным

$$b_p \geq b + 2 \cdot 0,3 \text{ м},$$

причем влияние бычков можно не учитывать, так как они расположены ниже фактического водослива плотины, регулирующего расход воды.

б) Отношение радиуса сегмента ρ к величине напора H можно принимать примерно равным

$$\frac{\rho}{H} \cong 1,4 \div 1,6.$$

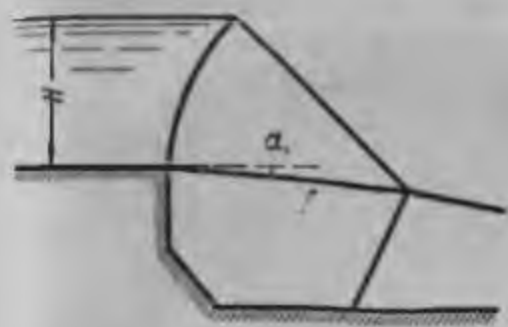


Рис. 581.

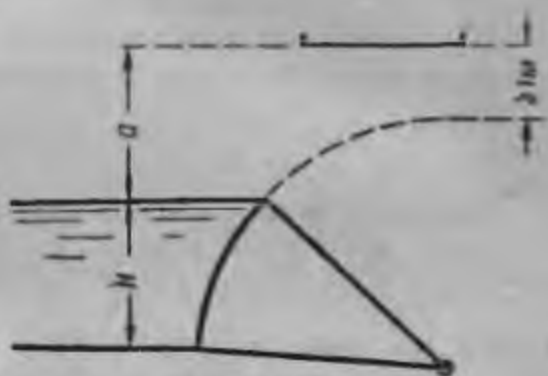


Рис. 582.

в) Угол понижения оси вращения α_1 может быть взят примерно около $5-10^\circ$, что определяет понижение центра шарнира относительно гребня плотины на высоту $a_1 \cong 0,15 H$.

г) Вызвышение моста над подпорным горизонтом (рис. 582) устанавливается из тех соображений, чтобы предоставить свободу подъема сегмента для пропуска воды через водослив и ремонта, а именно

$$a \geq (\rho - a_1) - H + 1 \text{ м}.$$

Положение моста по направлению потока можно определить размещением главной фермы, обращенной к напорной стороне, в плоскости гребня сегментного затвора.

д) Длина рейки зубчатого зацепления.

Подъем сегментного многопролетного затвора, в обеспечение возможности движения его приводом вверх и вниз, желательно осуществлять при помощи жестких секторных реек, располагаемых по концам затвора.

Длина реек зубчатого зацепления должна обеспечивать с одной стороны подъем затвора полностью выше подпорного горизонта, чтобы можно было выполнить ремонт сегмента, и с другой стороны — снижение затвора с установкой сегмента в нише постоянной части плотины, заподлицо с гребнем водослива (рис. 583).

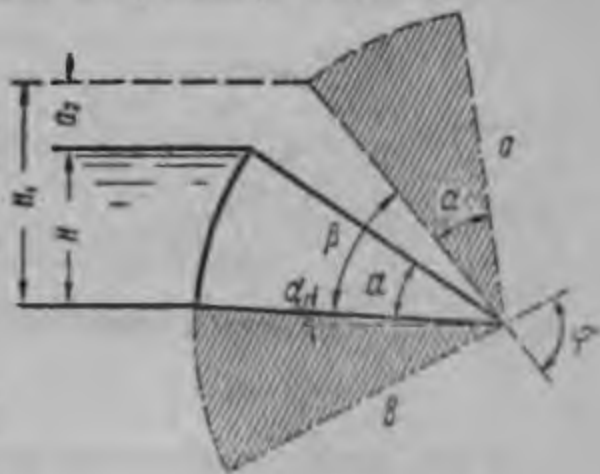


Рис. 583.

a — верхнее положение затвора, b — нижнее положение затвора.

Из геометрических соотношений крайних положений затвора получим угол, составляемый нижней гранью затвора с горизонтом при поднятом его состоянии

$$\beta + \alpha = \arcsin \left(\frac{a_1 + a_2 + H}{\rho} \right),$$

где a_1 — понижение центра шарнира относительно гребня плотины,
 a_2 — возвышение нижней кромки сегмента над подпорным горизонтом,
 H — высота затвора (напор),
 ρ — радиус окружности сегмента.

Из этих данных угол поворота затвора из самого крайнего нижнего до самого крайнего верхнего положения получится

$$\varphi = \beta + \alpha.$$

Длина рейки определится равной

$$s = \rho_1 \varphi + 0,5 \text{ м},$$

где 0,5 м — запас в длине рейки,
 φ — наибольший угол поворота затвора, выраженный в радианах.

На основании этих данных можно вычертить общую схему многопролетного сегментного затвора.

2. Положение оси вращения затвора.

Ось вращения* опорных секторов затвора должна быть расположена в высотном и плановом отношении, исходя из условия незатопляемости опор при сливе воды с гребня плотины (рис. 584 и 585).

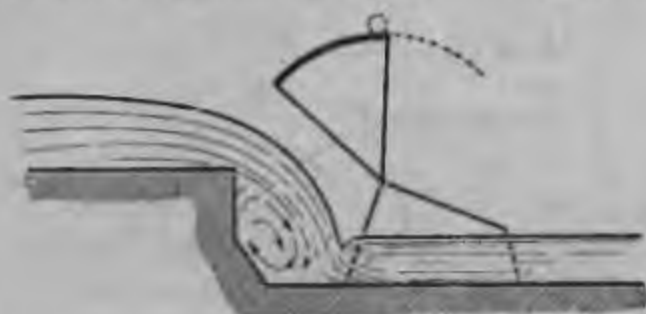


Рис. 584.

Расход воды через водослив при открытом затворе на пог. метр пролета (рис. 586)

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

где H_0 — полный напор на водосливе.

Глубина около порога устанавливается равной критической глубине

$$h_k \cong \frac{2}{3} H_0,$$

откуда начальная скорость падающей с водослива струи равна

$$v_n = \frac{3}{2} m \sqrt{2g H_0}.$$

* Сплошной оси через весь пролет в многопролетном сегментном затворе не имеется.

Принимая приближенно скорость v_n отнесенной к оси струи и полагая последнюю проходящей на нижней трети живого сечения, можем составить уравнение свободно падающей с водослива струи (по ее оси) в виде параболической функции (рис. 587):

$$x^2 = \frac{2v_n^2}{g} y,$$

откуда

$$x = 0,45 v_n \sqrt{y}$$



Рис. 585.



Рис. 586.

На уровне шарнира, т. е. при (рис. 588)

$$y_1 = \frac{1}{3} h_k + a_1,$$

величина координаты x_1 будет иметь значение

$$x_1 = 0,45 v_n \sqrt{\frac{1}{3} h_k + a_1},$$



Рис. 587.

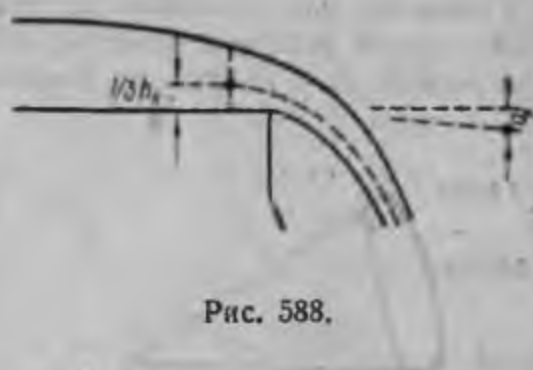


Рис. 588.

где h_k — критическая глубина, равная $\sim \frac{2}{3} H_0$;

a_1 — понижение шарнира, равное $\sim 0,15 H \cong 0,15 H_0$

или при $m \cong 0,35$ получаем

$$x_1 = 0,45 v_n \cdot 0,6 H_0^{\frac{1}{2}} \cong 0,63 H_0.$$

Скорость струи на этом уровне может быть определена из равенства

$$v_1 = \sqrt{2g \left(y_1 + \frac{v_n^2}{2g} \right)} \cong \sqrt{2g(0,37 + 0,28) H_0} \cong 0,81 \sqrt{2g H_0},$$

и толщина струи на уровне шарнира

$$c = \frac{q}{v_1} = \frac{\pi \sqrt{2g H_0^3}}{0,81 \sqrt{2g H_0}} \cong 0,43 H_0.$$

Внешняя поверхность струи отстоит от начала координат примерно на расстоянии

$$x = x_1 + \frac{2}{3} c = 0,63 H_0 + 0,29 H_0 = 0,92 H_0.$$

При толщине верхнего ригеля сегмента около $(0,15 \div 0,20) H_0$ получаем, что расстояние от гребня плотины до оси опорных секторов должно быть во всяком случае более

$$(0,15 \div 0,20) H_0 + 0,92 H_0 \cong 1,1 H_0 \geq H,$$

т. е. более величины напора на затвор.

При принимаемом обычно соотношении между радиусом и напором около $\frac{R}{H} = 1,4 \div 1,6$ условие истечения струи через водослив вне оси вращения соблюдено.

3. Основы конструкции и расчета многопролетного затвора.

Внешние силы, действующие на затвор, и собственный вес его определяются аналогично с однопролетным сегментным перекрытием, почему вновь не рассматриваются в настоящем изложении.

Основною конструкцией в многопролетном сегментном затворе, воспринимающей действие внешних сил, является неразрезная балка сегментного поперечного очертания, опирающаяся на ряд секторных опор.



Рис. 589.

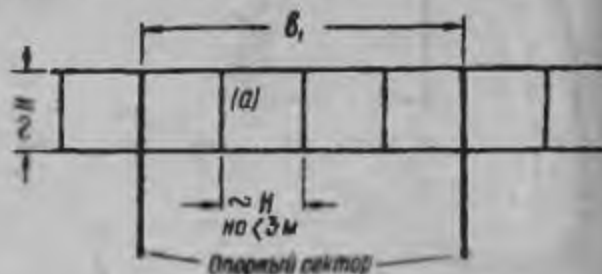


Рис. 590.

а) Сегмент и схема его устройства.

Сегмент затвора состоит из двух рамных ригелей, клепаных или сварных, швеллерного сечения (рис. 589), между которыми расположены стойки на расстоянии 2—3 м друг от друга, как показано на развернутой схеме рис. 590.

Высота рамных ригелей в зависимости от пролета между опорными секторами b_1 может быть определена около $\frac{1}{20} b_1$, вследствие учета работы сегмента в целом как неразрезной балки.

Каждая стойка (а) имеет криволинейный верхний пояс, обращенный к обшивке, и прямолинейный нижний.

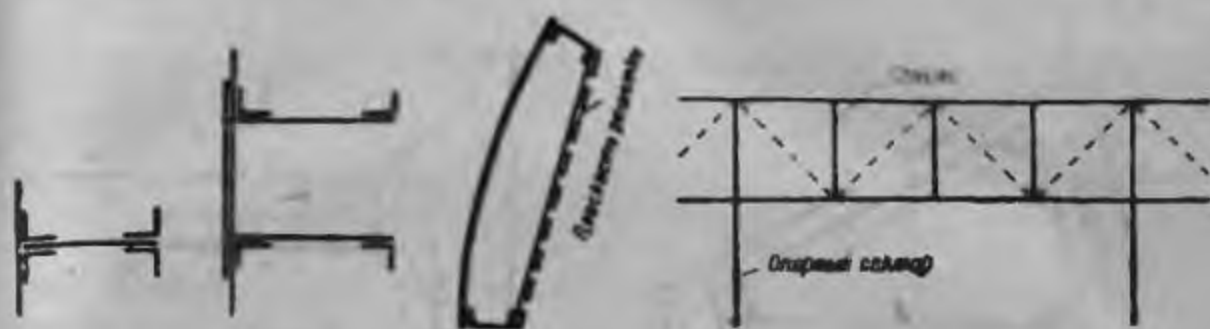


Рис. 591.

Рис. 592.

Рис. 593.

Рис. 594.

Поперечное сечение стоек или двутавровое или коробчатое, причем высота сечения стоек на концах соответствует высоте швеллера рамного ригеля для лучшего соединения их (рис. 591 и 592).

Для приведения всей системы в треугольную связь по внутренней стороне сегмента может быть устроена решетка из раскосов, состоящих из уголков и связанных со стойками (рис. 593 и развернутая схема рис. 594).

Для лучшего сопряжения раскосов и опорных секторов со стойками и рамными ригелями, к сечению последних добавляется наружный уголок (с), позволяющий прикрепить фасонные листы и дать жесткость узловым соединениям (рис. 595).

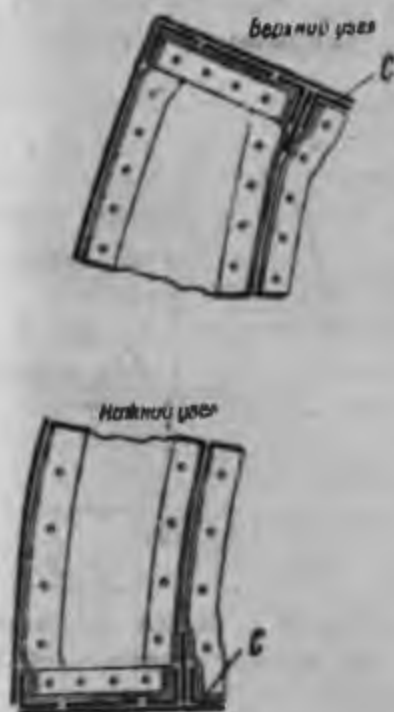


Рис. 595.



Рис. 596.

$a-a$ — рамные ригеля, $b-b$ — разрезные ригеля, c — ребро жесткости, d — стойка.

6) Обшивка затвора.

Обшивка поддерживается в пределах панели между стойками горизонтальными ригелями (стрингерами), разрезанными в пересечениях со стойками, и вертикальными ребрами жесткости.

Расстояние между вспомогательными ригелями примерно около 1 м, а между вертикальными ребрами около 1,0—1,5 м (рис. 596).

в) Опорные сектора и шарниры.

Опорные сектора состоят из двух радиальных стержней (ног) и стойки сегмента, образующих в совокупности опорную треугольную ферму (рис. 597).



Рис. 597.

[Сечение ног сектора соответствует сечению стойки, которая у опорного сектора должна иметь коробчатое сечение, причем размеры по ширине сечения опорного сектора следует принимать около 0,5—0,6 м.

Опорный сектор оканчивается у оси вращения шарниром, состоящим из: а) отливки, прикрепленной к сектору; б) составной отливки — подушки, установленной на бычке, и в) оси, закладываемой в проушины обеих отливок (рис. 598).

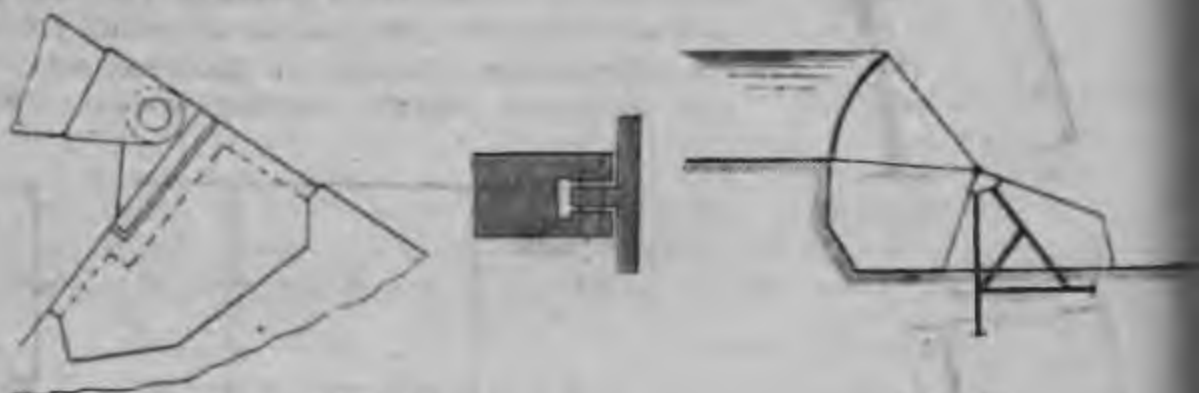


Рис. 598.

Рис. 599.

Главным затруднением монтажа опорных шарниров является установка всех осей на одной горизонтальной линии в обеспечение правильной их работы как опор неразрезной сегментной балки.

Для проверки точности положения шарниров применяется, между прочим, следующий прием, а именно: в осях предварительно устраивают по центральной линии отверстия, против одной из осей устанавливается яркий свет, по лучу которого, видимому сквозь все отверстия, и выравнивают в одну линию оси опорных секторов.

Подушка шарниров укрепляется в бетонной кладке на болтах, но иногда, вследствие значительности давлений на опоры, требуется устрой-

ство специальной жесткой арматуры, утопленной в бетон бычков. Эта арматура, в виде металлической фермы, позволяет разгрузить бетон бычка и передать нагрузку на тело плотины (рис. 599).

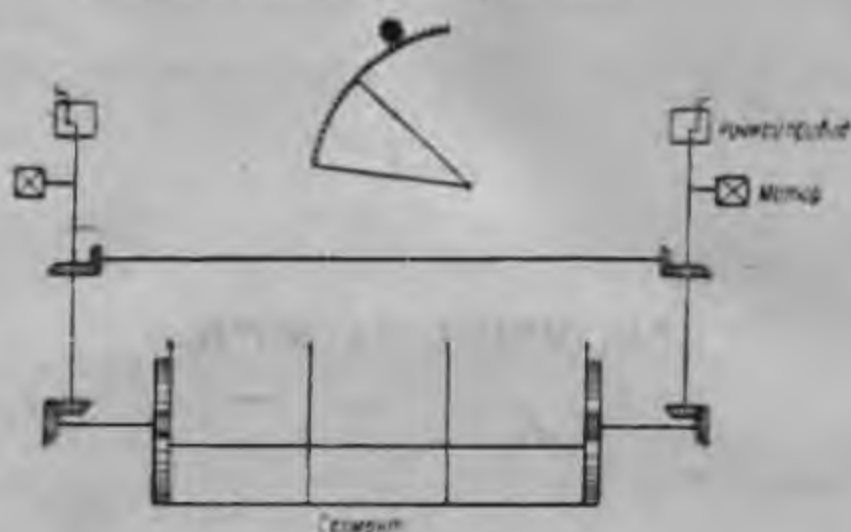


Рис. 600.

г) Схема механизмов для подъема затвора.

Подъем многопролетного сегментного затвора производится с двух крайних быков или устоев, при посредстве двух отдельных механизмов (рис. 600).

Для устранения перекоса сегмента от неравномерности подъема концов затвора, оба механизма связаны между собою валом, ставящим в зависимость число оборотов одного привода от другого; соединительный вал размещен на мосту.

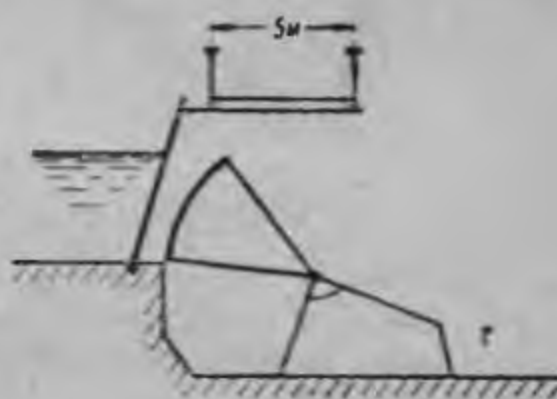


Рис. 601.

д) Мост.

Мост через отверстие плотины может быть устроен или только для служебных целей, или одновременно и для проезда.

При устройстве моста необходимо предвидеть его использование как опоры ремонтных заграждений пролета плотины в виде спицевого затвора (рис. 601).

ГЛАВА XVI.

СЕКТОРНЫЕ ЗАТВОРЫ.

Секторный затвор представляет перекрытие для пролета плотины, которое характеризуется а) статически — основной работой секторов, пере-

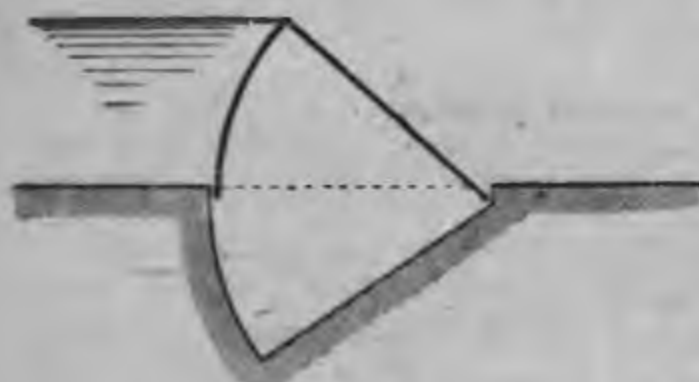


Рис. 602.

дающих давление на ось и постоянные части плотины, б) гидравлически — пропуском воды через затвор, в) механически — опусканием пролетного строения преимущественно вниз, в нишу, и подъемом затвора гидравлическим способом или механическим приводом.

Секторный затвор состоит из ряда секторов, ось вращения которых покоится в подшипниках, укрепленных

на флютбете и помещенных с низовой стороны перекрытия. Сектора имеют (рис. 602 и 603) две обшивки, одну с верховой стороны по криволинейной поверхности сектора и другую по плоскости верхнего радиуса затвора (крыша).

При наивысшем положении затвора подпор воды поддерживается криволинейною частью сектора, при среднем положении — обе обшивки образуют водослив, через который может переливаться вода, и при наинизшем положении затвора обшивка крыши укладывается заподлицо с гребнем плотины, создавая водосливный тип плотины.

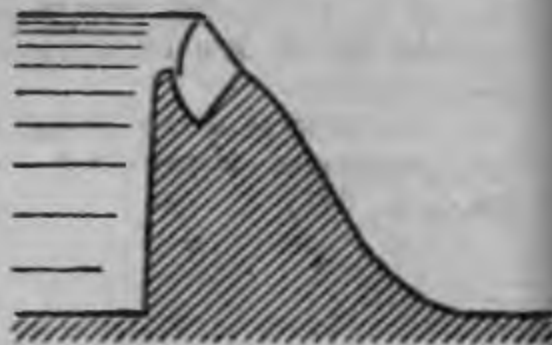


Рис. 603.

Замкнутое пространство, ограниченное поверхностью флютбетной ниши, стенами бычков и обшивками затвора, образует камеру, которую при посредстве особых водопроводов можно соединить или с верхним или с нижним бьефом, и тем самым заставлять затвор либо подниматься вверх, либо опускаться вниз.

Однако, в редких случаях при регулировании подпорного горизонта можно обойтись лишь гидравлическим способом действия, обычно следует иметь одновременно еще механический привод, обеспечивающий не только подъем и опускание затвора, но и установку его в промежуточных между крайними положениях.

Наибольшие известные размеры секторного затвора доходят по пролету до 54 м и по высоте до 4,6 м.

Собственный вес секторного затвора около 0,3—1,0 т на м² перекрытия при весе постоянных частей около 20—30%, веса подвижных.

1. Основные размеры затвора.

а) Расчетный пролет секторного затвора (рис. 604 и 605).

Расчетный пролет секторного затвора, считая его между плоскостями симметрии крайних секторов, может быть приблизительно определен из условия

$$L = b_p = b - 2 \cdot 0,3.$$

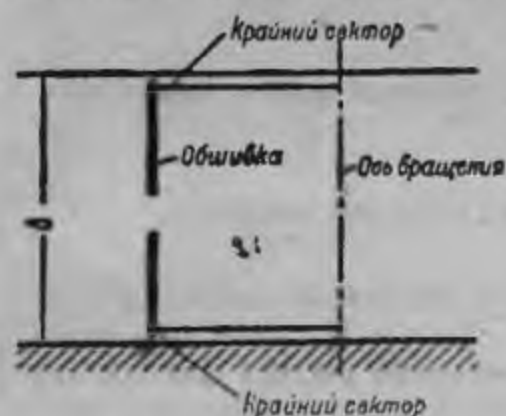


Рис. 604.

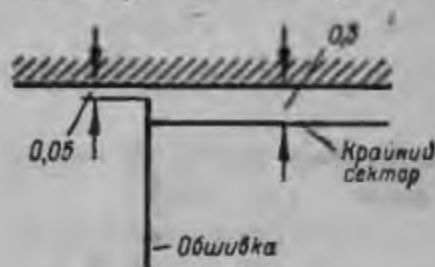


Рис. 605.

б) Радиус секторного затвора.

Радиус секторного затвора может быть принят в зависимости от величины напора, а именно (рис. 606)

$$r \cong (1,4 \div 1,6) H,$$

что дает примерный угол сектора около 45°.



Рис. 606.

в) Понижение оси относительно флютбета.

Понижение оси относительно флютбета имеет целью достигнуть размещения в нише верхнего пояса затвора заподлицо с гребнем плотины. Величине понижения a для предварительного подсчета можно дать значение около 0,15 H.

г) Число секторов затвора.

Число секторов затвора n может быть определено, задаваясь расстоянием между ними в пределах около 1,5 ÷ 3,0 м = c .

откуда

$$n - 1 = \frac{L}{c}$$

или

$$n = \frac{L}{c} + 1,$$

где n — расчетный пролет секторного затвора.

д) Геометрические элементы сектора.

Геометрические элементы сектора могут быть определены в следующем порядке (рис. 607):

$$\begin{aligned} \text{радиус сектора} &— r, \\ \text{высота} &— H_1 = H + a(1 - \cos \alpha), \\ \text{угол } \alpha &— \sin \alpha = \frac{H_1}{r}, \end{aligned}$$

откуда решением уравнения и можно установить геометрические элементы сектора.

2. Составление схемы секторного затвора.

Секторный затвор состоит из секторов, продольных балок — стрингеров и обшивки (рис. 608).

При известном радиусе и общем очертании сектора для составления схемы секторного затвора надлежит прежде всего установить положение второго радиуса, служащего осью нижнего пояса сектора. Правильным направлением этого радиуса можно считать такое, при котором соотношение панелей (a) и (b) криволинейного пояса сектора (рис. 609) обеспечивает примерное равенство наибольших изгибающих моментов для них при местном изгибе этого пояса давлением напорной воды.

Одинаковую величину изгибающих моментов при рас-

смотрении частей криволинейного пояса, в пределах каждой панели, как свободно лежащих разрезных балок, можно получить при разделении криволинейного пояса примерно в отношении 1,6 : 1, при каком равнодействующая давления напорной воды будет направлена почти по нижнему радиальному поясу.

Ферма сектора имеет обычно простую решетку, состоящую из раскосов и стоек, с величиною панелей по верхнему прямому радиальному поясу примерно около 1,5—2,5 м.

Распределение стрингеров по криволинейному поясу можно сделать из условия получения одинаковой нагрузки на плиты обшивки и равно-

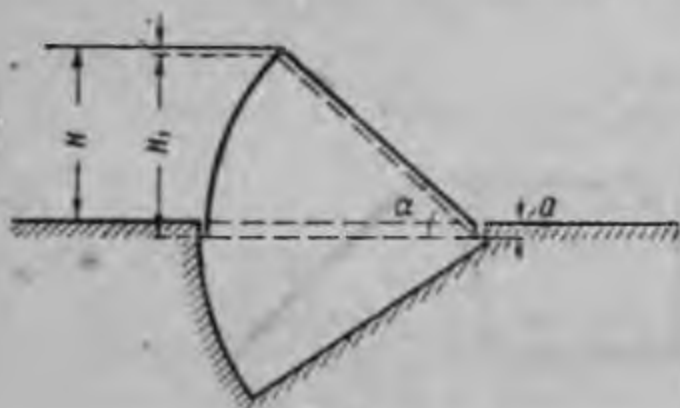


Рис. 607.

нагруженности стрингеров, кроме крайних, причем простейший способ установления их положения заключается в следующем (рис. 610).

Задаваясь толщиной обшивки δ_0 и откидывая один миллиметр ее толщины на возможное ржавление, получаем расчетную толщину обшивки равной

$$\delta = \delta_0 - 0,1.$$

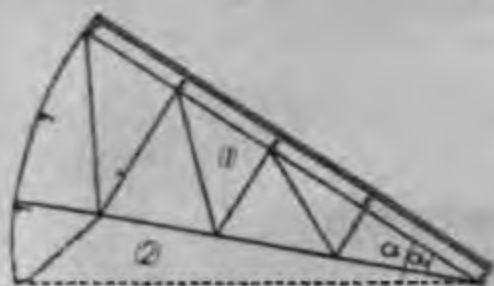


Рис. 608.

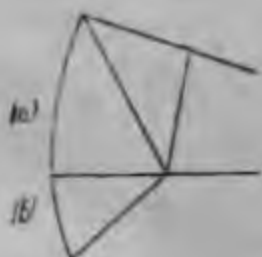


Рис. 609.

Толщина обшивки должна удовлетворять условию прочности при интенсивности нагрузки q , которое при рассмотрении обшивки как плиты, опёртой на четыре кромки, и при применении формулы Баха можно написать

$$M = \frac{q}{12} \varphi \frac{a^2 c^2}{a^2 + c^2} = W_n \cdot R,$$

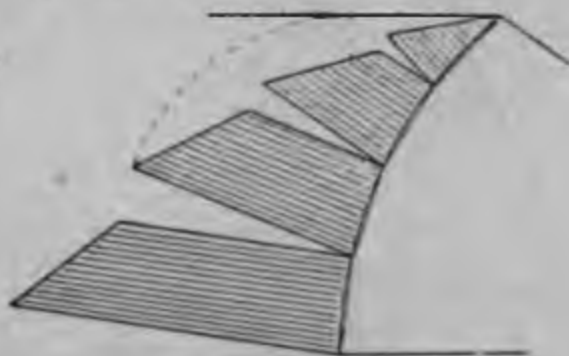


Рис. 610.

где φ — коэффициент, зависящий от степени заделки плиты и обычно принимаемый равным $\sim 0,75$,

W — момент сопротивления вырезанной полоски, шириною равной единице длины $= \frac{b^3}{6}$,

W_n — момент сопротивления с учетом ослабления заклепками, равный примерно $\sim 0,8 W$,

a — расстояние между стрингерами,

c — " " секторами.

По подстановке всех величин получаем расстояние между стрингерами равным

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{15 q}{32 R \delta^2} - \frac{1}{c^2}}}$$

в зависимости от интенсивности нагрузки на плиту обшивки.

Так как обычно $c > 1,5a$, при каковом соотношении обшивку можно рассчитывать как балочную плиту, то формула для определения расстояния a упрощается до вида

$$a \cong 1,4\delta \sqrt{\frac{R}{q}}$$

При решении задачи по определению расстояний между стрингерами необходимо подставлять среднюю величину интенсивности нагрузки, а именно (рис. 611).

$$q = \gamma_0 \cdot \frac{h_n + h_{n-1}}{2},$$

откуда формула для исчисления величины панелей a получит вид

$$a \cong 1,4\delta \sqrt{\frac{2R}{\gamma_0(h_n + h_{n-1})}}$$

где a в измерениях δ .

Полагая сперва $h_n \cong h_{n-1}$ и начиная с $h_n = H$ равного напору на затвор, подбором можем определить величины a в зависимости от h с последующим распределением панелей по конструктивным соображениям и с проверкой более точным расчетом.

Для начала расчета секторных затворов обычного типа можно задаваться соотношением

$$h_n : h_{n-1} : h_{n-2} \dots = 1 : 0,85 : 0,7 : 0,5 \dots$$

при соотношении

$$a_n : a_{n-1} : a_{n-2} \cong 1 : 1,1 : 1,3 : 1,7 \dots$$

Стрингера по прямолинейному верхнему поясу располагаются обычно в узлах панелей и в случае необходимости из расчета толщины обшивки — еще посередине каждой панели.

На основании этих данных можно построить общую схему секторного затвора и приступить к проверочному расчету его частей и подбору сечений отдельных элементов.

3. Действующие на секторный затвор силы.

Для определения действующих на секторный затвор внешних сил необходимо рассмотреть работу затвора при нескольких его положениях, и во всяком случае при поднятом и опущенном его состоянии.

* При $R = 1400 \text{ кг/см}^2$ формула имеет вид

$$a_n \leq \frac{165\delta}{\sqrt{h_n}}$$

где h — в метрах и a_n — в измерениях δ .

Первый случай. Затвор в опущенном состоянии.

Затвор опущен в нишу, а вода из ниши выпущена в нижний бьеф. Такое положение затвора имеет место при пропуске паводка (рис. 612).

Действующие на затвор силы могут быть представлены следующим образом:

а) собственный вес затвора, определяемый примерно на пог. метр затвора равным

$$g = kH, *$$

где H — высота затвора;

б) вес столба воды, могущий дать интенсивность нагрузки не более

$$q = \gamma_0 H$$

и равнодействующую

$$P = \gamma_0 H \rho.$$



Рис. 612.

Второй случай. Затвор в поднятом состоянии.

При поднятом затворе на него действует давление напорной воды на криволинейную грань затвора, а в случае гидравлического действия затвора и на прямолинейную грань (крышу) из наполненной водою верхней бьефа ниши (рис. 613).

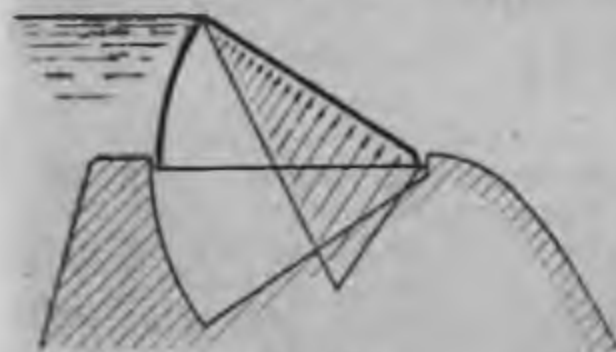


Рис. 613.

Это состояние затвора отвечает обычным эксплуатационным условиям работы плотин, когда расход воды пропускается через гидростанцию.

Действующие в этом случае на затворы силы слагаются из следующих факторов:

а) собственный вес затвора на пог. метр пролета

$$g = kH;$$

б) гидростатическое давление из ниши на пог. м крыши затвора

$$P = \frac{1}{2} \gamma_0 H \rho.$$

где H — высота затвора,

ρ — радиус сектора,

причем интенсивность давления изменяется по закону треугольника.

в) Давление воды на криволинейную грань уравнивается с давлением воды из ниши на ту же грань.

* По В. В. Дмитриеву $k = 43,9 \sqrt{H} + 10,15 H^2 + 49,7 \sqrt{H} + 23,2 H \sqrt{H}$ в кг, где последний член — вес дерева крыши.

Третий случай. Затвор поднят и установлен без напорной воды в нише.

Этот случай работы затвора имеет место при ремонте секторного затвора.

Действующие силы состояются из следующих факторов:

а) собственный вес затвора, исчисляемый по формуле, приведенной выше;

б) горизонтальная составляющая давления воды на напорную грань на пог. метр длины затвора, равная (рис. 614)

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2;$$

в) вертикальная составляющая давления воды на напорную грань на пог. метр длины затвора, равная (рис. 615).

$$P_y = \gamma_0 \Omega,$$

где Ω — площадь, ограниченная вертикалью и криволинейной гранью сектора.

Площадь Ω может быть найдена как разность площади прямоугольника (рис. 616)

$$\Omega_1 = \rho^2 (1 - \cos \alpha) \sin \alpha$$

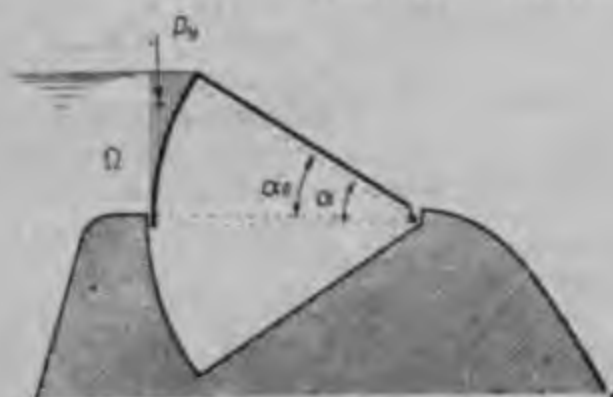


Рис. 615.



Рис. 616.

и площади полусегмента

$$\Omega_2 = \frac{\rho^2 \alpha}{2} - \frac{\rho^2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{2}$$

в предположении, по причине незначительного отличия, что $\alpha_0 \cong \alpha$.

Равнодействующая давления воды на криволинейную напорную грань затвора равна

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$$

и проходит через центр вращения затвора под углом к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{P_y}{P_x}.$$

Для равновесия секторного затвора в крайних положениях устроены, кроме осевого шарнира, еще опоры (рис. 617 и 618) у нижнего конца передней криволинейной грани затвора, а именно: для опущенного состояния — прямая опора, для поднятого состояния — обратная опора.



Рис. 617.

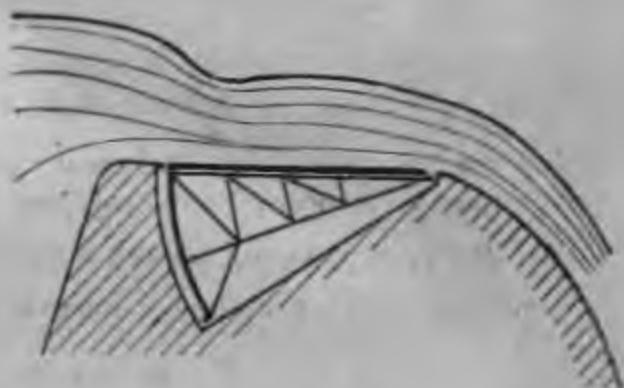


Рис. 618.

Устанавливая величину сил для любого случая нагрузки, можно определить для крайних положений затвора реакции на опоры.

4. Подъем и опускание секторного затвора.

Секторный затвор обыкновенно в основном приводится в движение гидравлическим способом, соединением ниши затвора или с верхним или с нижним бьефом, причем можно достигнуть гидравлического действия затвора, начиная с некоторого положения по высоте.

При подъеме затвора на него действуют следующие силы:

- а) гидростатическое давление верхнего бьефа на криволинейную грань затвора;
- б) давление напорной воды из ниши на ту же криволинейную грань;
- в) гидростатическое давление на верхнюю прямолинейную грань (крышу);
- г) собственный вес затвора.

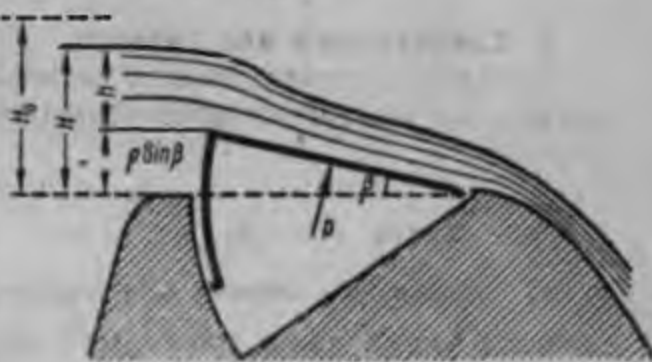


Рис. 619.

При опускании затвора на него действуют следующие силы:

- а) гидростатическое давление на криволинейную грань со стороны верхнего бьефа и давление воды на крышу;
- б) собственный вес затвора.

Для выявления работы затвора рассмотрим равновесие сил в одном из промежуточных его положений при угле β между верхней радиальной гранью затвора и горизонтальной плоскостью (рис. 619).

1. Давление воды.

Давление воды, переливающейся через затвор (на крыше), определяется следующим образом.

Полагая высоту полного напора равной (рис. 620)

$$h_0 = h + \frac{v_0^2}{2g},$$

где v_0 — скорость подхода воды к затвору,

и предполагая в соответствии с гидравлическими данными водослива с широким порогом, что глубина при входе на порог равна примерно $\sim 0,8 h_0$ и у конца порога — критической $\frac{2}{3} h_0$, — получим величину давления воды на крышу с некоторым преувеличением

$$P_1 = 0,75 \gamma_0 (H_0 - \rho \sin \beta) \rho,$$

а момент относительно точки вращения затвора

$$M_1 \cong 0,375 \gamma_0 (H_0 - \rho \sin \beta) \rho^2.$$

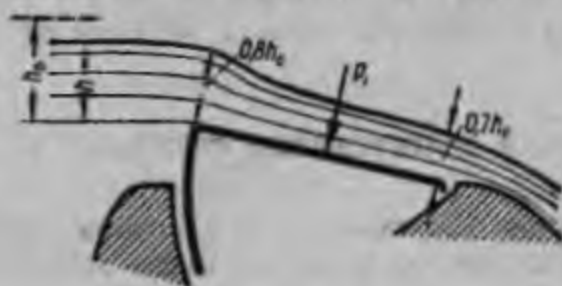


Рис. 620.

2. Собственный вес затвора.

Положение центра тяжести затвора относительно оси вращения можно принять на расстоянии приблизительно

$$\rho_0 = (0,7 \div 0,8) \rho,$$

где ρ — радиус сектора,

а по высоте его можно для предварительного расчета предположить лежащим на прямой, проходящей через центр вращения под углом $\frac{\alpha}{3}$ к верхней радиальной грани затвора.

Момент силы тяжести затвора относительно оси вращения будет иметь значение

$$M_2 = \frac{G}{L} \rho_0 \cos \left(\beta - \frac{\alpha}{3} \right),$$

где G — собственный вес затвора,

ρ_0 — удаление ц. т. затвора от оси вращения,

β — угол подъема затвора,

α — центральный угол сектора затвора.

3. Давление воды из ниши на крышу.

Давление воды со стороны ниши на прямолинейную радиальную грань затвора и момент этой силы относительно оси вращения могут быть определены следующим образом

$$P = \gamma_0 \frac{(H_0 - \rho \sin \beta) + H_0}{2} \rho.$$

Плечо этой силы относительно оси вращения затвора может быть определено из условия (рис. 621)

$$z = \frac{\rho}{3} \cdot \frac{H_0 + 2h_0}{H_0 + h_0},$$

где $h_0 = H_0 - \rho \sin \beta$.

Момент давления воды относительно оси вращения затвора исчисляется по формуле

$$M_3 = \gamma_0 \frac{H_0 + h_0}{2} \cdot \frac{\rho^3}{3} \cdot \frac{H_0 + 2h_0}{H_0 + h_0} = \frac{\gamma_0}{6} \rho^3 (3H_0 - 2\rho \sin \beta).$$



Рис. 621.

4. Равновесие затвора.

Наличие равновесия затвора при действии на него сил давления переливающейся через водослив воды, давления воды из ниши и собственного веса затвора может быть установлено без учета сопротивлений условием

$$M_1 + M_2 = M_3,$$

причем, если $M_1 + M_2 > M_3$ — затвор опускается,
если $M_1 + M_2 < M_3$ — затвор поднимается.

Так как без учета скорости подхода

$$M_1 = 0,375 \gamma_0 (H - \rho \sin \beta) \rho^3$$

$$M_2 = 0,75 \frac{G}{L} \rho \cos \left(\beta - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$M_3 = \frac{1}{6} \gamma \rho^3 (3H - 2\rho \sin \beta),$$

то из условия равновесия можно определить функцию H в зависимости от угла подъема затвора β , т. е.

$$H = f(\beta).$$

Численные значения этой функции показывают, при каких углах подъема β необходимо добавлять механический или пневматический способ подъема или опускания затвора для обеспечения его действия и состояния равновесия при любом угле его подъема.

Для иллюстрации решения этой задачи положим, что

$$\alpha \cong 45^\circ, \quad g = \frac{G}{L} = 0,25 \rho, \quad \gamma_0 = 1, \quad \rho_0 = 0,75 \rho,$$

и после подстановки в основное уравнение равновесия получим, что затвор будет подниматься при условии

$$0,375 (H - \rho \sin \beta) + 0,187 \cos \left(\beta - \frac{\alpha}{3} \right) \leq 0,5 H - 0,333 \rho \sin \beta,$$

откуда получаем

$$H \geq 1,5 \cos \left(\beta - \frac{\alpha}{3} \right) - 0,336 \rho \sin \beta.$$

Принимая во внимание, что значение $\cos \left(\beta - \frac{\alpha}{3} \right) \leq 1$, можем заключить об обеспеченности подъема затвора при всех напорах $H \geq 1,5$ м.

Начальный напор воды, при котором возможно самоподнятие затвора, определяется при $\beta = 0$ и равен

$$H \geq 1,5 \text{ м.}$$

Придавая углу подъема затвора разные значения от 0 до $\beta = \alpha$, можем исследовать все случаи равновесия затвора и определить условие, необходимое для удержания его на данном горизонте.

Из приведенных вычислений видно, что величина начального напора уменьшается с облегчением собственного веса затвора.

5. Детали секторного затвора и их расчет.

а) Обшивка затвора и стрингера.

Обшивка затвора криволинейного пояса может быть рассчитана или как плоская или как арочная, в предположении очертания арки как параболической.



Рис. 622.

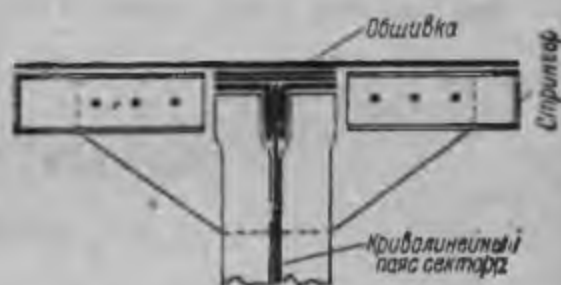


Рис. 623.

Уточнение расчета криволинейной обшивки для секторного затвора имеет большее значение, чем, например, для цилиндрического затвора, так как облегчение переднего пояса сектора особенно уменьшает момент от собственного веса затвора.

На передней криволинейной грани сектора стрингера обычно разрезные, уложенные заподлицо с поясом сектора, что дает возможность опереть плиты обшивки на четыре кромки.

Стрингера (а) имеют швеллерное поперечное сечение № 12 — 14 и прикреплены к секторным фермам (б) с помощью фасонных листов (рис. 622 и 623.)

Обшивка прямолинейного пояса рассчитывается на соответствующую нижнему положению затвора нагрузку интенсивностью

$$q = \gamma_0 H,$$

где H — высота напорного горизонта.

Обшивка опирается на стрингера и является балочной плитой, опертой, в случае ее рассмотрения как разрезной, на два канта (рис. 624).

Скрепление верхнего радиального пояса фермы со стрингерами, имеющими швеллерное сечение, выполняется при помощи фасонных листов, пропускаемых между стрингерами и поясом секторов (рис. 625).



Рис. 624.

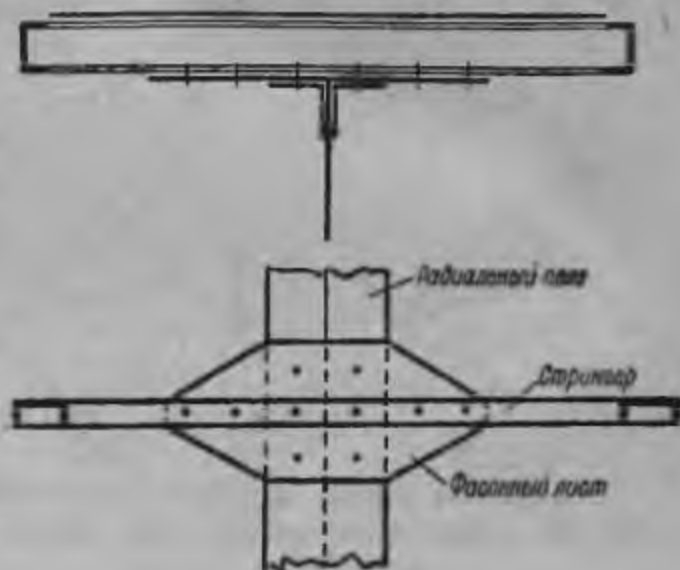


Рис. 625.

Заклепки, присоединяющие стрингера к секторным фермам, а также обшивку к стрингерам, должны быть поставлены на расстоянии не более $3d$, где d — диаметр заклепок, так как рассматриваемая конструкция работает на отрывание при действии давления воды из ниши.

б) Фермы секторов.

Фермы секторов, применяемых для затворов, рассчитываются как обычные сквозные фермы, подверженные действию двух родов нагрузок, а именно действию сосредоточенных сил, передаваемых стрингерами, и сплошных, передаваемых непосредственно обшивкою на криволинейный пояс фермы сектора.

Ферма сектора рассчитывается на узловую нагрузку с определением дополнительных напряжений от местного изгиба в переднем криволинейном и верхнем радиальном поясе фермы, причем решение задачи выполняется при трех состояниях затвора, а именно эксплуатационном, опущенном и поднятом, а также ремонтном, без напорной воды в нише затвора (рис. 626).

Собственный вес затвора может быть разложен на равные силы, приложенные во всех узлах фермы.

Криволинейный пояс фермы заменяется в каждой панели прямолинейным стержнем, который является стойкой в решетчатом заполнении сектора (рис. 627 и 627а).

Определив реакции и построив диаграммы Кремоны для каждого случая, можно найти наибольшие расчетные усилия для каждого стержня

и подобрать поперечные сечения их, учтя местный изгиб для переднего криволинейного и верхнего радиального пояса.

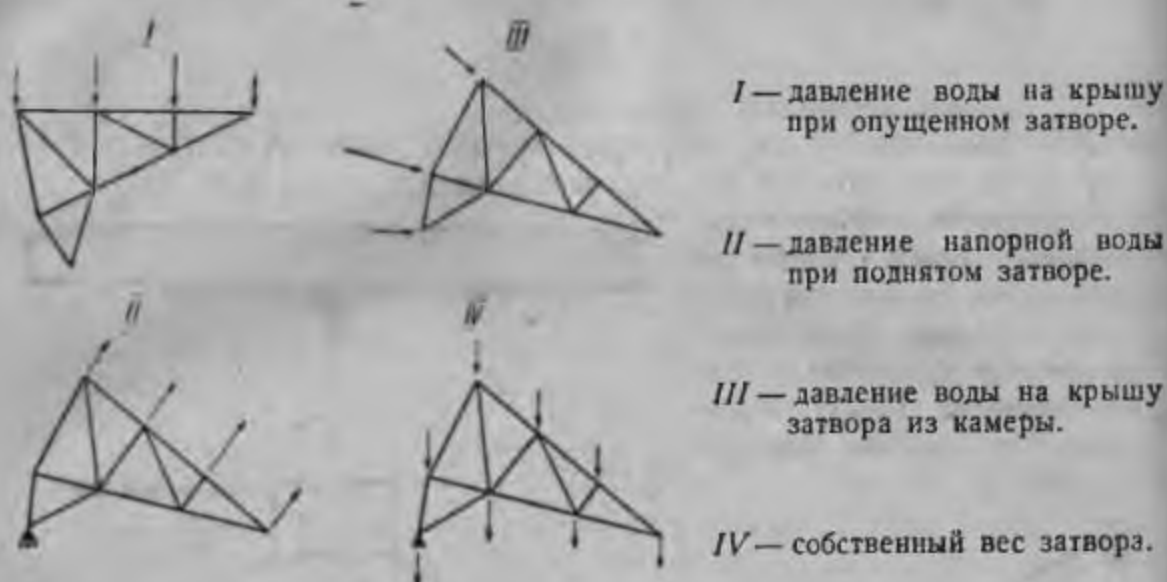


Рис. 626.

Иногда для секторных затворов применяют фермы с нижнею распоркою для обеспечения большей жесткости сектора.

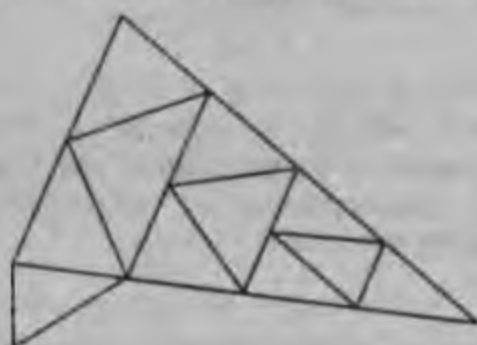


Рис. 627.



Рис. 627а.

в) Опорные части затвора, ось вращения.

Вращение затвора осуществляется при помощи шарнира, состоящего из отливки с внутренним углом более 180° , примерно около 250° , неподвижно соединенной с затвором и обхватывающей неподвижную ось, установленную на бетонной части плотины.

Стальная ось при посредстве вкладыша соединена с чугунной подушкой, которая с помощью прокладки укреплена вертикальными и наклонными болтами с телом плотины (рис. 628).

Усилия, действующие на ось вращения затвора, определяются для трех нагрузок затвора, а именно в опущенном, поднятом и ремонтном положении его, как опорные реакции, и в каждом случае приводятся к двум составляющим, равным V и S , из которых V — перпендикулярна плоскости подушки и S параллельна таковой (рис. 629).

Для дальнейшего расчета оси и частей шарнира из разных нагрузок принимаются усилия $V_{\max}$ и $S_{\max}$.

Проверка прочности оси может быть произведена по простейшему способу предельного допускаемого напряжения на диаметрально сечение ее, а именно по условию (рис. 630)

$$V_{\max} = d \cdot s \cdot R_d,$$

где d — диаметр оси — около 6 — 8 см,
 s — длина цапфы на пог. метр затвора, *
 R_d — допускаемое напряжение на диаметрально плоскость — для стали около 40 кг/см².



Рис. 630.

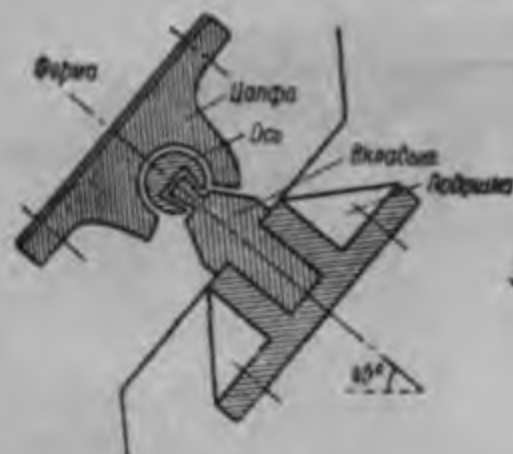


Рис. 628.



Рис. 629.



Рис. 631.

Проверка прочности стального вкладыша должна быть выполнена по наиболее опасному сечению (в корне шипа) при действии силы $V_{\max}$ и соответствующей ей силы S , а также наоборот при действии максимальной силы $S_{\max}$ и соответствующей ей силы V (рис. 631).

Нормальные напряжения имеют величины

$$\sigma = -\frac{V_{\max}}{as} + \frac{S \cdot \frac{d}{2}}{s \cdot \frac{a^2}{6}}$$

или

$$\sigma = -\frac{V}{as} + \frac{S_{\max} \cdot \frac{d}{2}}{s \cdot \frac{a^2}{6}},$$

где a — толщина шипа в наиболее узком по сечению месте,
 d — диаметр оси вращения,
 s — длина шипа на пог. метр затвора.

Скалывающие напряжения в наиболее опасном сечении шипа имеют величину

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{\max}}{as}.$$

* При сплошной по длине цапфе $s = 100$ см.

Кроме этих проверок, в опорных частях надо определить напряжения в установочных болтах и напряжения на бетон под прокладной плитой подушки.

г) Опора криволинейного пояса.

1) Нижняя опора.

Нижний конец криволинейного пояса опирается в опущенном состоянии брусом, прикрепленным к сектору, на опору, установленную в нише (рис. 632).



Рис. 632.

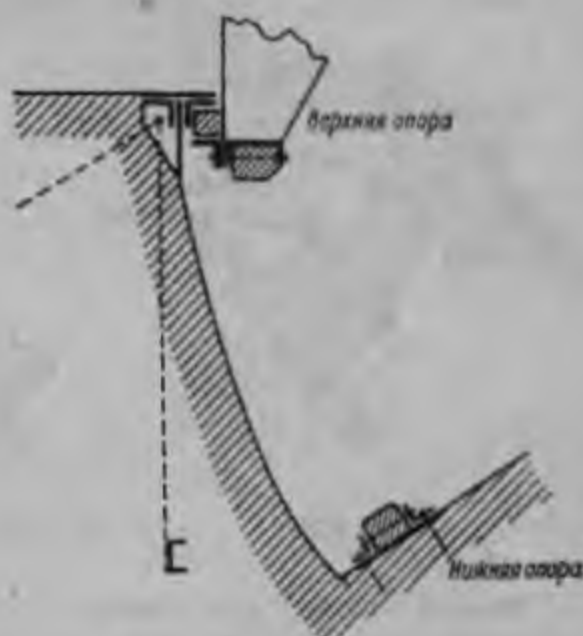


Рис. 633.

Опорный брус ниши покоится на железном листе и раскреплен уголками — коротышами, поставленными через метр по длине бруса.

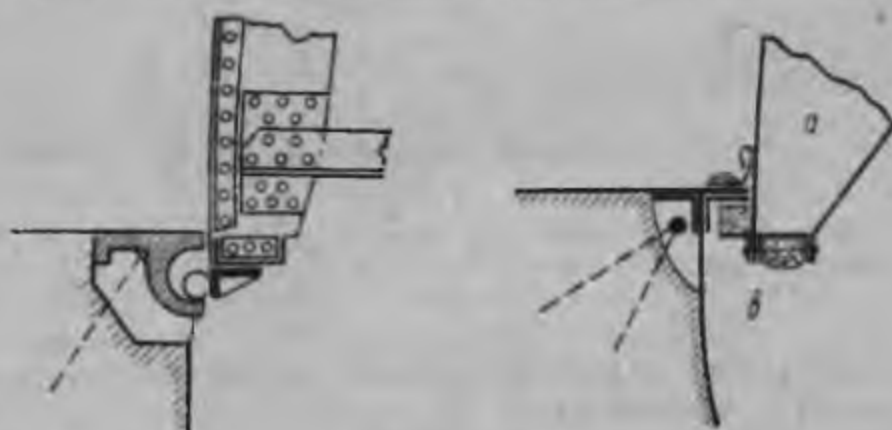


Рис. 633 а.

Уплотняющие устройства: *a* — сектор, *b* — камера (ниша) в теле плотины.

Ширина опорной поверхности брусьев принимается около 8—10 см.

2) Верхняя опора (рис. 633).

Верхняя опора служит упором секторного затвора при его подъеме.

Величина силы давления от затвора легко определяется из условия равновесия моментов сил, действующих на затвор около шарнира.

Значение этой силы N определяется из условия

$$Np \cong M_1 + M_2,$$

где M_1 — момент от собственного веса затвора;

M_2 — момент от давления воды из ниши на крышу.

Примеры уплотняющих устройств у верхней опоры секторного затвора показаны схематично на рис. 633а.

д) Механизмы для подъема или опускания затвора.

Для достижения подъема затвора из первоначального положения, поддержания в любом полуоткрытом состоянии и для обеспечения передвижения затвора необходимым является иметь механический привод для приведения в действие затвора.

Ввиду обычной конструкции приводов и механизмов на деталях их не останавливаемся.*

* Описание шведских затворов полугидравлического действия см. В. В. Дмитриев. Труды ЛИИВТ'а, выпуск III.

ГЛАВА XVII.

МОСТОВЫЕ ЗАТВОРЫ.

Идея мостового затвора состоит в устройстве моста с шарнирно укрепленными на нем стойками, пролеты между которыми перекрыты щитами (рис. 634).

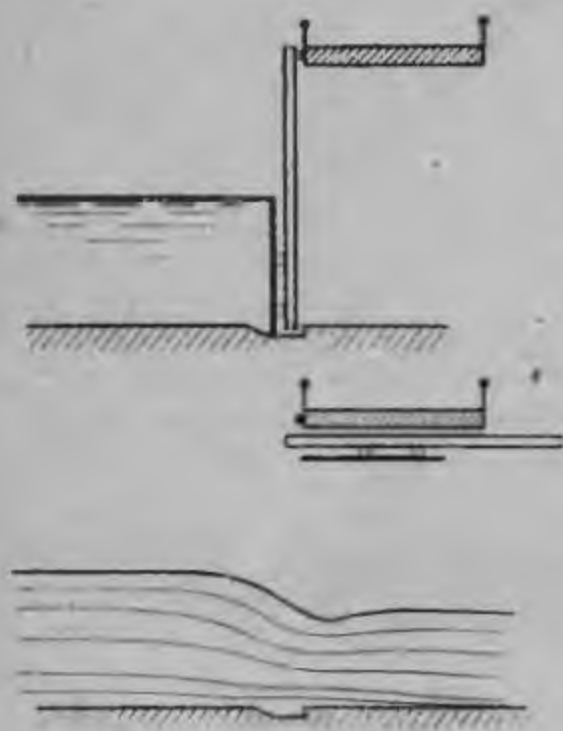


Рис. 634.

плотины $\sim 4,8$ м и, во-вторых, плотина на р. Маас у Grave при пролете ~ 60 м и напоре $\sim 4,8$ м.

Для иллюстрации мостовых плотин можно привести еще размеры существующих сооружений по нижеследующей таблице.

В состав мостового затвора входят:

а) мост, перекрывающий пролет плотины между быками;

б) вертикальные стойки, опирающиеся в верхней части на мост, а в нижней части на тело плотины или флютбет;

в) щит при больших напорах на колесах, при малых — без таковых.

г) механизм, поднимающий стойки и щиты.

При открывании отверстия плотины щиты поднимаются механизмом вверх, и стойки вместе со щитом приводятся в горизонтальное положение, причем движение стоек совершается вниз по течению.*

Примером наиболее современного мостового затвора может служить, во-первых, плотина на р. Одер в Rapsen у Breslau, пролетом 51 м и с напором на гребне бетонной части

* В старых плотинах этого типа вверх против течения.

№ п/п	Наименование	<i>H</i>	<i>b</i>
1	Scotia	5,80	64 + 2 · 45,6
2	Rotterdam	6,10	64 + 2 · 45,6
3	Cranes Village	6,10	54,8 + 2 · 45,6
4	Amsterdam	4,10	64 + 2 · 54,8
5	Tribes	6,86	2 · 73,0
6	Josts	5,48	2 · 54,8
7	Canajoharie	4,88	2 · 64,0
8	Fort Plain	5,48	2 · 64,0

1. Основные размеры мостового затвора.

Для составления общей схемы затвора необходимо определить главные размеры моста, установить положение стоек и размеры щитов.

Мостовые плотины устраиваются очень часто для удовлетворения одновременно нужд сухопутного сообщения через реки, но в дальнейшем изложении принято предположение, что мост служит лишь служебным целям, из каких соображений и даны его основные размеры.

а) Мост (рис. 635).

При отверстии плотины в свету *b* расчетный пролет моста может быть принят равным

$$b_p = b + (2 \div 3) \text{ м}$$

и

$$b_p = b + s - (0,07 \div 0,10) \text{ м},$$

где *s* — размер панели фермы моста (рис. 636).

При пролетах примерно до 20 м мост можно проектировать балочным со сплошной стенкой и ездой поверху, при больших пролетах следует применять сквозные фермы параболического или полигонального очертания, устраивая мосты с ездой понизу.

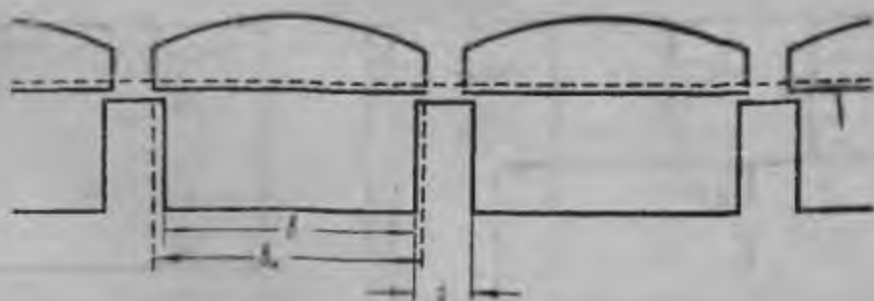


Рис. 635.

Обычно высота посредине ферм параболического очертания принимается от $\frac{1}{7}$ до $\frac{1}{8}$ пролета моста, для полигональных около $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{7}$, однако, ввиду малой загруженности служебных мостов плотин, высоту их иногда доводят до $\frac{1}{10}$ пролета с сохранением по концам ферм габарита не менее 2,5 м.

Ширина между осями главных ферм назначается при больших пролетах не менее 4 м (рис 637 и 638).

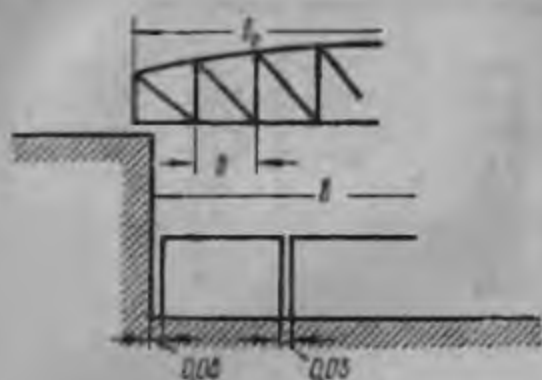


Рис. 636.

Фермы моста имеют размеры панелей около $s = 2 \div 3$ м и даже до 3,5 м.

Решетчатое заполнение ферм может быть исполнено по простой системе и



Рис. 637.

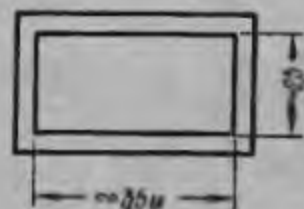


Рис. 638.

сложной в зависимости от пролета моста, причем число панелей для правильного размещения стоек должно быть нечетное (рис. 639 и 640).

Ширина быков принимается обычно около $c = 4 \div 6$ м.



Рис. 639.

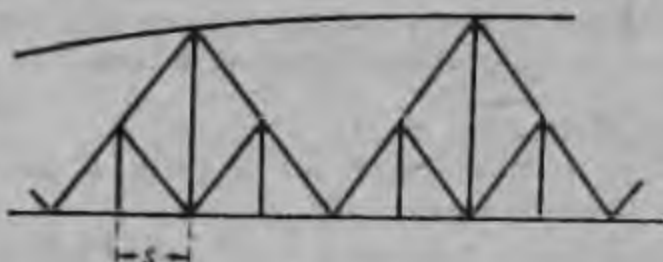


Рис. 640.

6) Щиты.

Заграждения, перекрывающие пролеты между стойками, проектируются металлическими консольной системы, т. е. каждый щит опирается на две стойки и закрывает примерно (рис. 641) два отверстия между стойками.

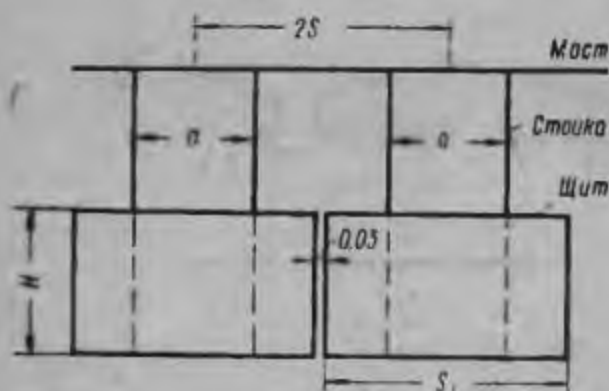


Рис. 641.

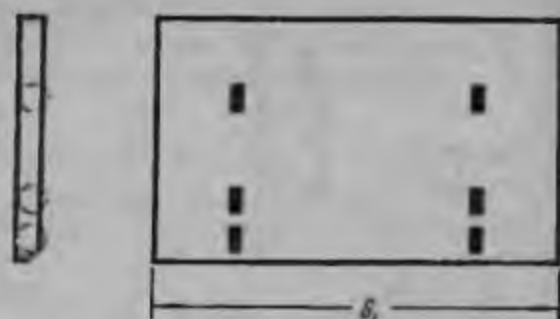


Рис. 642.

В новейших мостовых затворах применяются две системы междустоечных заграждений, а именно:

1. Целые щиты на колесах шириною около (рис. 642) $s_1 = (2s - 0,03)$ и высотой H ,

где s — длина панели моста,
 $0,03$ м — зазор в метрах между соседними щитами,
 H — напор на гребне плотины.

2. Шандорные щиты на колесах высотой каждый примерно около $1,5$ — 2 м и шириною $s_1 = 2s - 0,03$ м (рис. 364)

Кроме этих заграждений в старых конструкциях применялись простые деревянные щиты (не консольные), а также шторные затворы.

в) Стойки мостовых затворов.

Длина стоек определяется в зависимости от наивысшего горизонта воды на гребне плотины (рис. 644).

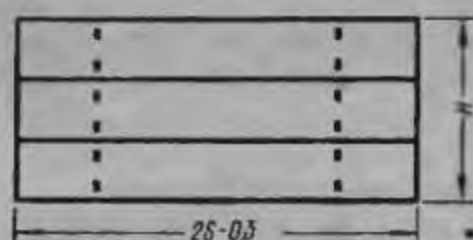


Рис. 643.

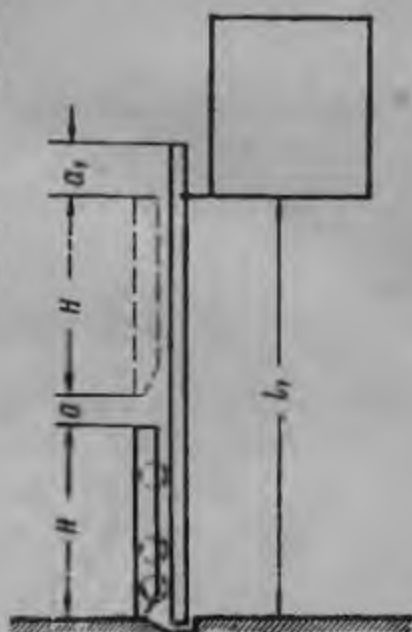


Рис. 644.

При высоте подпорного горизонта H длина стойки может быть определена примерно

$$l \cong 2H + a + a_1,$$

где a — возвышение поднятого щита над подпорным горизонтом, $\sim 0,5$ — 1 м,

a_1 — возвышение стойки над нижней плоскостью моста, ~ 2 — $2,5$ м.

При высоте наибольшего (весеннего) переливающегося слоя воды над гребнем плотины $H_1 > H$ длина стойки должна быть не менее.

$$l \cong H_1 + H + a + a_1.$$

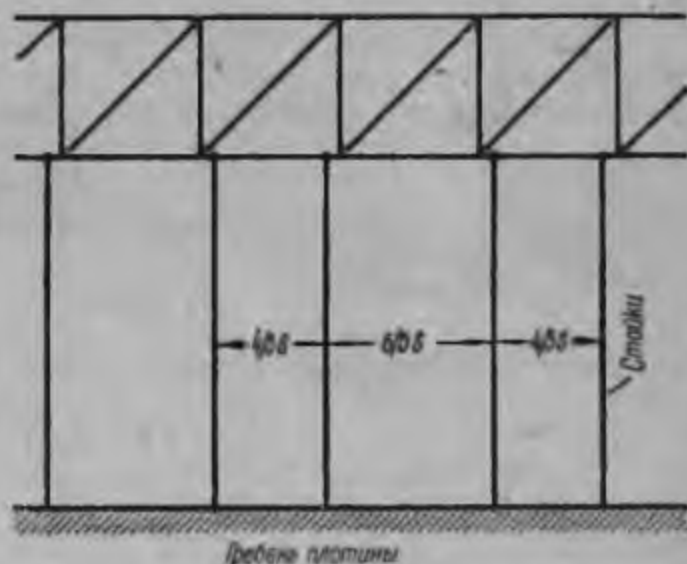


Рис. 645.

Для уменьшения высоты стойки можно конструировать мостовой затвор с подъемом щитов выше нижней кромки моста и даже с тем предположением, чтобы вытаскивать щиты на мостик. Этими мероприятиями можно достигнуть уменьшения высоты стоек, но за счет осложнения кон-

струкции мостового затвора и увеличения времени открытия и закрытия его.

Исходя из этих соображений можно установить возвышение нижней кромки моста над гребнем плотины

$$l_1 \cong (2H + a) \quad \text{или} \quad (H + H_1 + a),$$

если

$$H_1 > H.$$

Стойки спариваются между собою по две, причем расстояние между ними принимается из статических соображений (рис. 645) работы щита $\frac{6}{5}s$, а промежутки между парами стоек $\frac{4}{5}s$, где s — длина панели.

На основании всех приведенных данных можно вычертить схему мостового затвора.

2. Действующие на затвор силы.

Главные силы, действующие на затвор, складываются из давления воды на щитовое ограждение, собственного веса затвора и временной нагрузки на мост.

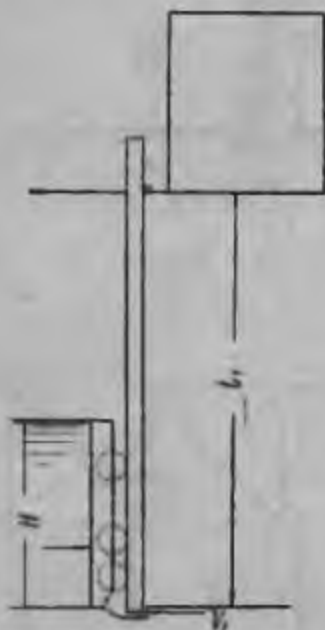


Рис. 646.

а) Давление воды на щит.

Давление воды на щит (рис. 646) шириною s_1 равно

$$P = \frac{1}{2} \gamma_0 H^2 s_1,$$

где s_1 — ширина, равная примерно $s_1 = 2s - 0,03$,
 s — длина панели моста.

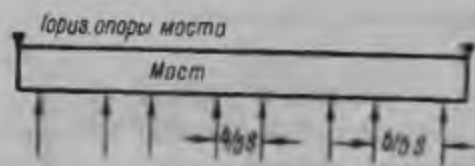


Рис. 647.

Давление, передающееся на одну стойку, исчисляется равным

$$P_1 = \frac{P}{2}.$$

Реакции на опорах стойки могут быть определены из соотношений

$$V = \frac{P \cdot \frac{H}{3}}{2l_1} \quad \text{и} \quad V_1 = \frac{P \left(l_1 - \frac{H}{3} \right)}{2l_1}$$

Горизонтальная нагрузка моста представляется в виде ряда сосредоточенных сил, равных каждой реакции V и приложенных попарно на расстояниях $\frac{6}{5}s$, где s — длина панели моста (рис. 647).

б) Собственный вес затвора.

Собственный вес затвора складывается примерно из следующих весов отдельных частей затвора:

1) вес моста на пог. метр пролета q_1 ,

2) вес стоек числом n

$$nq_2 = (0,9 \div 1) ln \cong (1,1 \div 1,2) l_1 n,$$

3) вес щитов числом $\frac{n}{2}$

$$\frac{n}{2} \cdot q_3 = (0,3 \div 0,35) Hs_1,$$

4) вес лебедки на мосту

$$\sim 15 \div 20 \text{ т или } \sim 2q_3.$$

где H — напор на гребне плотины,

l_1 — высота подъема моста над гребнем плотины,

$s_1 = 2s - 0,03 \text{ м}$,

s — длина панели моста.

в) Временная вертикальная нагрузка.

Временная вертикальная нагрузка на мост должна состоять из:

а) веса лебедки габаритною площадью около $4,0 \cdot 2,5 \text{ м}$ и весом около $15\text{—}20 \text{ т}$, что дает нагрузку около $1,5\text{—}2 \text{ т/м}^2$;

б) веса толпы людей, которую или можно принимать в соответствии с мостовыми нормами или, как это принято при расчете гидротехнических сооружений, около 500 кг/м^2 .

3. Расчет и основы конструкции мостового затвора.

а) Щиты.

Щиты опираются на две стойки, как на опоры, и в расчетном отношении представляют собою балки с двумя консолями, нагруженные равномерно распределенною по длине балки нагрузкою.

Для наиболее рациональной работы щита желательно, чтобы размещение стоек было установлено из условия равенства изгибающих моментов опорного сечения консоли M_0 и момента в среднем сечении балки M_c (рис. 648).

Наибольший изгибающий момент консоли равен

$$|M_0| = \frac{qa^2}{2},$$



Рис. 648.

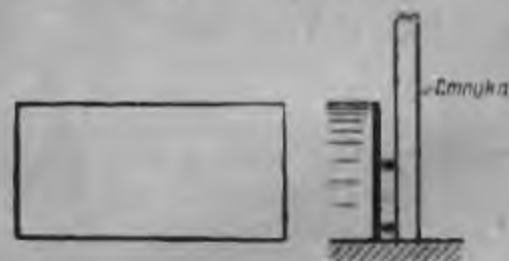
где q — интенсивность нагрузки на пог. метр щита,
 a — длина консоли щита.

Наибольший момент в среднем сечении балки

$$|M_c| = -\frac{qs_1^2}{8} + \frac{qs_1c}{4},$$

где s_1 — ширина щита,
 c — пролет между спаренными стойками.

Приравнивая эти моменты и подставляя вместо s_1 значение $s_1 = 2a + c$, легко получаем требуемое отношение между величинами среднего пролета и длиной консоли



$$\frac{c}{a} = \sqrt{8} = 2,8 \approx 3.$$

Таким образом при ширине щита s_1 , расстояние между парными стойками определяется величиной



$$c = \frac{3}{5}s_1 \approx \frac{6}{5}s$$

и консоли

$$a = \frac{1}{5}s_1 \approx \frac{2}{5}s,$$

где s — длина панели моста.

Щиты при значительных их размерах и напоре устраиваются на колесах, приблизительное число коих может быть определено по допускаемой для данного случая нагрузке на одно колесо около 10—15 т (рис. 649).

Диаметр колес может быть установлен, исходя из формулы Гертца

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{pE}{r}},$$

где σ — напряжение на сжатие стали, $\sim 5-7$ т/см²,

E — модуль упругости,

r — радиус колеса,

p — давление на пог. единицу линии касания колеса с плоскостью.

Отношение диаметра колеса (около 0,5 м) к его ширине $\frac{d}{m}$ принимается обычно около 4, причем касание колеса с рельсом имеет место на части шины около $\frac{m}{2}$ (до 75 мм) (рис. 650).



Рис. 650.

Расположение колес щита по вертикали диктуется соображением равнонагруженности каждого колеса.

При четырех колесах на щите, по два на каждой стойке, это условие осуществляется размещением колес на равных расстояниях z от равнодействующей давления воды (рис. 651).



Рис. 651.

Однако, при конструировании должно быть соблюдено, чтобы возвышение оси нижнего колеса над гребнем плотины было не менее $\left(\frac{d}{2} + 0,1\right)$ м, чем облегчается устройство щита и нижнего уплотнения.

Полагая средние размеры колес примерно $d \cong 0,4 \div 0,6$ м, можно видеть, что полного равенства давлений на колеса можно достигнуть при напоре на щит не менее

$$H \geq 3k \cong 2 \div 2,5 \text{ м,}$$

$$\text{где } k \cong d + 0,2.$$



Рис. 652.

При шести колесах, по три с каждой стороны щита, для лучшего конструктивного распо-

ложения колес очень часто принимают нагрузку на верхние колеса равной $0,25 P$, а на четырех нижних около $0,75 P$ (рис. 652) хотя желательно, конечно, достичь равнонагруженности всех колес.

Конструкция собственно щита состоит из обшивки и сквозного на-

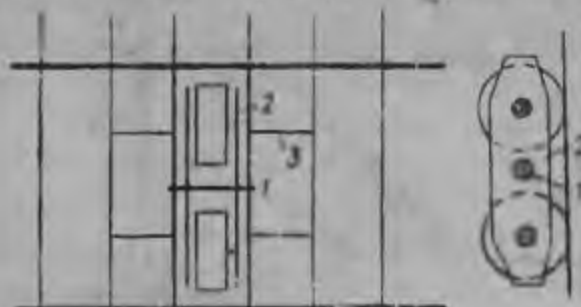


Рис. 654.

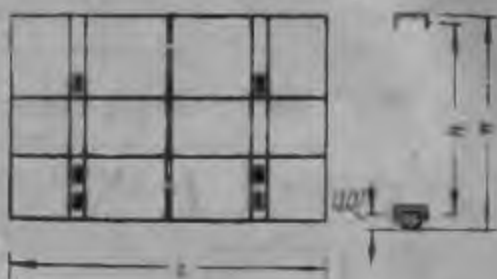


Рис. 653.

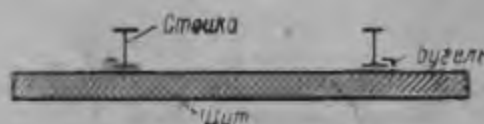


Рис. 655.

бора, состоящего из рамы и ригелей. Для щитов мостовых плотин употребляются преимущественно многоригельные системы набора в целях устранения большой толщины щитов, хотя бы и за счет их жесткости.

Расчетные размеры щита могут быть приблизительно определены из равенств (рис. 653):

$$\text{высота } H_1 = H - (0,10 \div 0,15) \text{ м}$$

$$\text{ширина } s_1 = 2s - 0,03 \text{ м,}$$

где s — длина панели моста затвора плотины.



Рис. 656.

Ригелям придают преимущественно швеллерное сечение и располагают их, сообра-



Рис. 657.

a — ось вращения стойки,
 b — щит затвора.

заясь с расположением колес и руководствуясь принципом их равнонагруженности.

Обшивка поддерживается в основе ригелями и вертикальными ребрами жесткости швеллерного сечения.

Колеса помещаются между дифрагмами, расставляемыми примерно на расстоянии $0,30 - 0,35$ м друг от друга, причем (рис. 654) в месте установки колес как одиночных, так и в особенности парных, дифрагмы усиливаются особым креплением со всем остальным набором щита.

Для удержания щита на стойках, при приведении последних в горизонтальное положение, необходимо устройство особых направляющих — бугелей, в виде захватов за полки таврового сечения стоек (рис. 655—657).

б) Стойки, поддерживающие щиты.

Стойки, поддерживающие щиты, как уже указывалось выше, спариваются по две и ставятся на расстоянии $\frac{6}{5}s$,

где s — панель моста (рис. 658).

Основной расчет стойки ведется, как балки, лежащей на двух опорах под действием треугольной нагрузки напорной водой интенсивностью (рис. 659)

$$q_x = \gamma_w x \cdot \frac{s_1}{2},$$

где s_1 — ширина щита.

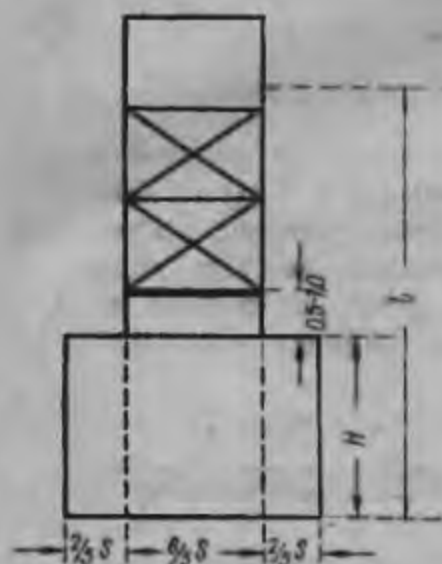


Рис. 658.



Рис. 659.



Рис. 660.

Поперечное сечение стоек обычно двутавровое, высотой t , примерно около $\frac{1}{20} l$, где l — расчетный пролет стойки.

Для облегчения стойки желательно делать ее в виде бруса равного сопротивления, доводя высоту ее к нижнему концу до $\frac{2}{3} t$, а к верхнему до $0,5 t$.

При больших напорах можно переходить к более жестким сечениям стоек — коробчатым (рис. 661).

Соединения двух спаренных стоек следует де-

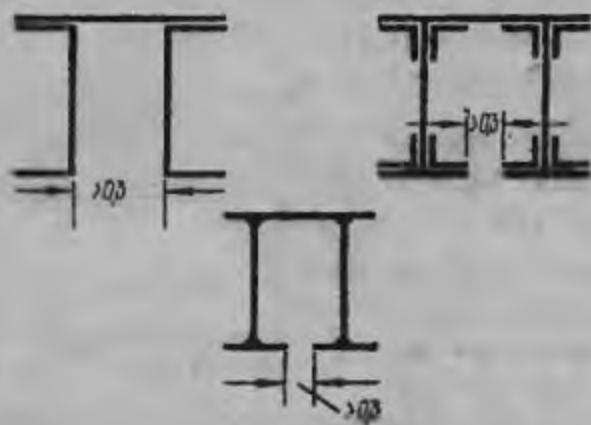


Рис. 661.

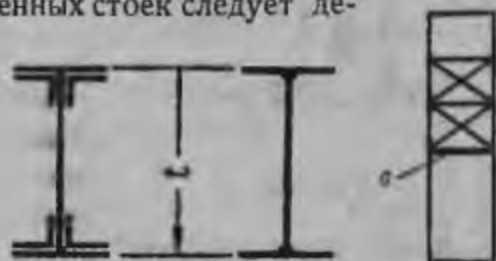


Рис. 662.

лать выше горизонта переливающейся через гребень плотины воды, чтобы обеспечить беспрепятственное движение воды в том случае, когда щит поднят, а стойки оставлены в вертикальном положении опертыми на гребень плотины.

Для жесткости соединения стоек, кроме верхних связей, можно поставить еще рамное опорное соединение по нижним концам стоек.

Сечение распорок связей двутавровое, за исключением распорки (а), расположенной выше подпорного горизонта, которая устраивается для жесткости соединения стоек и для возможности прикрепления подъемных тяг более сильной — коробчатого сечения (рис. 662).

Нижние концы стоек отделаны двумя деревянными брусками, которые служат и упорными и смягчающими удар при опускании стоек брусками (рис. 663).

Верхний конец рамной стойки снабжен двумя блоками (рис. 664 и 665), через которые идут подъемные от щита тяговые тросы к лебедке, устанавливаемой на мосту.

Стойки прикреплены к мосту при помощи шарнира, устройство которого позволяет стойке несколько отодвинуться в верхней своей части от моста и приподняться вверх, выводя свой нижний конец из-за порога (рис. 666).

Приспособление для двух спаренных стоек состоит из следующих частей:

- а) вала, укрепленного подшипниками (А—А) на фермах моста.
- б) шкива D, при помощи которого и соответственного привода может вращаться вал.

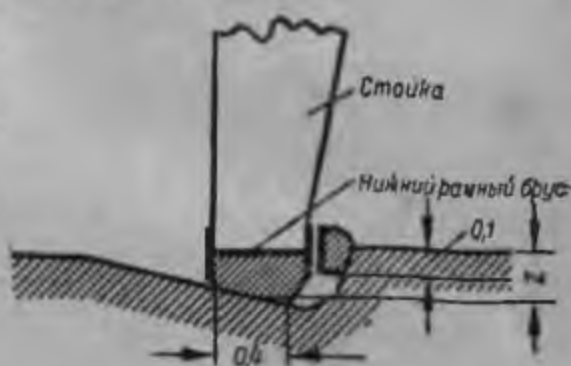


Рис. 663.

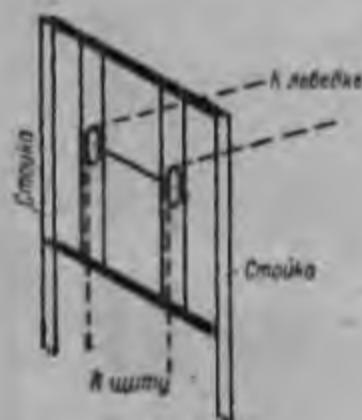


Рис. 664.

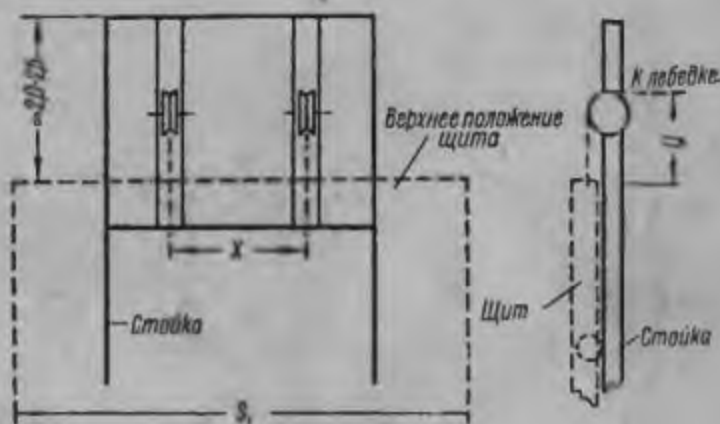


Рис. 665.

в) эксцентриков В, которые соединены шарнирами со стойками С (рис. 667).

К эксцентрикам прикреплены шипы, вращаясь около которых стойки могут проходить в горизонтальном положении.

в) Механизмы для приведения в действие затвора.

Открытие пролета мостового затвора состоит из следующих операций, а именно (рис. 668).

- а) поднятия щита из положения I в положение II при помощи тяговой снасти (а);

б) подъема спаренных стоек несколько вверх при помощи поворота вала (3) с эксцентриками, служащими верхними опорными шарнирами стоек;

в) приведения стоек в горизонтальное положение при посредстве тяговой снасти (с), поворотом стойки около верхнего опорного шарнира;

г) закрепления щита и стойки в их конечных положениях с помощью

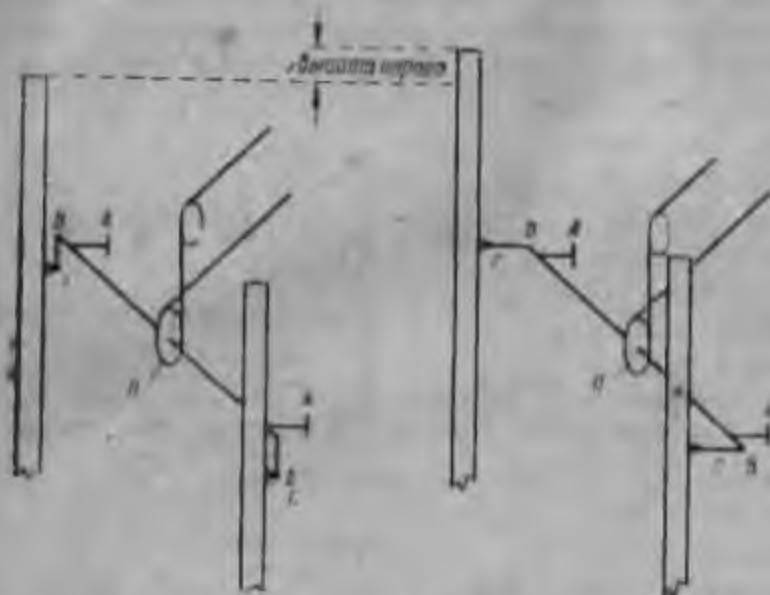


Рис. 666.

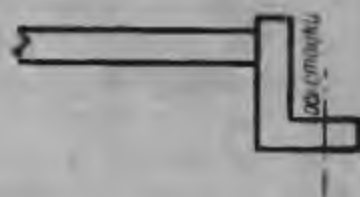


Рис. 667.



Рис. 668.

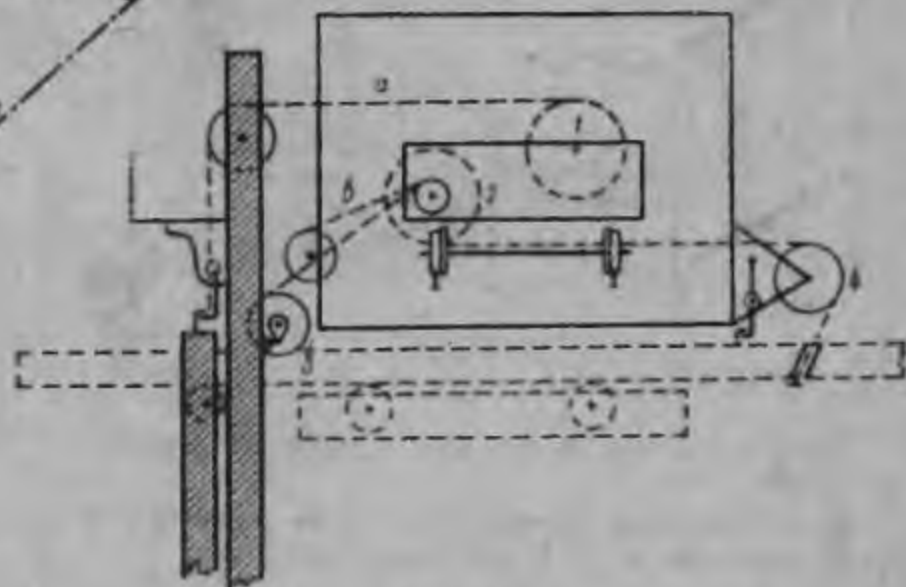


Рис. 669.

крюков, укрепленных на мосту, с последующим освобождением лебедки и предоставлением ей свободы движения к новой паре стоек.

Операции по закрытию пролета плотины выполняются в обратном порядке.

Для обеспечения такой работы мостового затвора лебедка должна приводить в движение три системы тяговых снастей, а именно:

- 1) парные снасти, поднимающие щит,
- 2) снасть, поворачивающую эксцентриковый вал,
- 3) парные снасти, приводящие в горизонтальное положение стойку (рис. 669).

Лебедка имеет плановые размеры примерно около $4 \times 2,5$ м с шириной колеи $\sim 1,5$ м (рис. 670 и 671).



Рис. 670.



Рис. 671.

При установке лебедки на мосту она раскрепляется к главным фермам при помощи четырех талрепных тяг.

В заключение следует сказать, что применение мостовых затворов является вполне целесообразным лишь при необходимости устройства проезжего моста, т. е. мостовой затвор отвечает решению комплексной задачи одновременного устройства и моста и плотины.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Введение	3
Глава I. Общие соображения об устройстве бетонных плотин	7
„ II. Грунтовые условия при устройстве плотин	16
„ III. Движение грунтовых вод под плотинами	29
„ IV. Внешние силы, действующие на плотины	40
„ V. Гравитационные бетонные плотины	62
„ VI. Фундаменты плотин и их расчет	118
„ VII. Арочные плотины	133
„ VIII. Гравитационно-арочные плотины	197
„ IX. Водосливные плотины без затворов	246
„ X. Основы конструкции глухих и водосливных плотин	292
„ XI. Плотины с металлическими затворами	302
„ XII. Щитовые затворы плотин	334
„ XIII. Цилиндрические затворы	387
„ XIV. Сегментные затворы	410
„ XV. Многопролетные сегментные затворы	430
„ XVI. Секторные затворы	438
„ XVII. Мостовые затворы	454

Отв. редактор *Н. А. Лейтман*

Техн. редактор *К. М. Водчек*

Корректор *Л. В. Малеев*

Книга сдана в набор 13/V 1934 г.

Подписана к печати 3/IX 1934 г.

Огиз № 2740.

Индекс Т-12 Левгорлит № 20791.

Заказ № 1856.

Тираж 4250 экз.

Бум. 62 × 94 см (1/16) 14⁸/₁₀ бум. л. 40,2 изд. л. (115,8 тыс. печ. зн. в 1 бум. л.)

2-я тип. „Печатный Двор“ треста „Полиграфкинг“. Ленинград, Гатчинская ул., 26.