ПРОФ. Г. П. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС МОСТОВ

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

МОСТЫ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ

НБ УДУНТ (ДІІТ)

624.2
П27тик

ОГЛАВЛЕНИЕ.

Стр.

Предисловие к первому изданию 7
Предисловие к четвертому изданию 11
Источники 12

ВСТУПЛЕНИЕ.

I. Значение изучаемой области и предмет курса 15
II. Конструктивные элементы и их статические свойства 20
III. Исторический очерк 27

Первобытные мосты. 27. — Римские мосты. 30. — Византийские мосты. 36. — Персидские мосты. 37. — Средневековые мосты. 39. — Новое время. a) Деревянные мосты. 45. — b) Каменные мосты и виадуки. 55. — c) Металлические мосты. 60. — d) Железобетонные мосты. 62. — Современное положение. Главнейшие типы, подлежащие изучению. 66. — Элементы и характеристика моста вообще. 68.

ОТДЕЛ I. — КОНСТРУКЦИЯ.

Глава I. — Каменные мосты.

§ 1. Общие замечания 73
1. Виды каменных мостов. 73. — 2. Элементы моста. 74.

§ 2. Примеры конструкции обыкновенных мостов 75
3. Мосты под железную дорогу. 75. — 4. Мост через р. Тур. 82. — 5. Аничков мост. 84.

§ 3. 6. Путепроводы 85

§ 4. 7. Виадуки 88

§ 5. 8. Акведуки 103

§ 6. 9. Мосты-каналы 108

§ 7. 10. Трубы 115

§ 8. Косые мосты 124
11. Общие соображения о сопротивлении косых сводов. 124. — 12. Приемы устройства косых сводов. 126. — 13. Примеры. 131.

§ 9. Мосты с плитным перекрытием 133
14. Примеры. 133.

Железнодорожный проект. Ленинградский Институт инженеров ж.-д. транспорта. БИБЛИОТЕКА Учебный Кабинет им. Кагановича ОТИ.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Глава II. — Деревянные мосты.

А.— Мосты под железную дорогу. Стр.

§ 10. Балочные мосты 136
15. Типы Среднесибирской ж. д. 137. — 16. Типы о-ва Рязанско-Уральской ж. д. 145. — 17. Мосты с составными балками. 148.

§ 11. Подкосные мосты 153
18. Главнейшие типы. 154.

§ 12. Мосты с фермами Гау и Тауна 162
19. Примеры мостов с фермами Гау. 162. — 20. Мосты с фермами Тауна. 176.

В.— Мосты под обыкновенную дорогу.

§ 13. Главнейшие типы 180
21. Общие соображения. 180. — 22. Балочные мосты. 182. — 23. Подкосные и шпренгельные мосты. 186. — 24. Арочные мосты. 191. — 25. Путепроводы. 194. — 26. Тротуары и перила. 196. — 27. Ледорезы. 198.

Глава III. — Железные мосты.

А.— Мосты под железную дорогу.

28. Общие замечания. 201.

§ 14. Балочные мосты 201
29. Пример моста с ездою поверху. 201. — 30. Пример моста с ездою понизу. 211. — 31. Мосты с балластным полотном. 216. — 32. Путепроводы. 219.

§ 15. Конструктивные варианты и детали 230
33. Устои. 230. — 34. Проезжая часть. 236. — 35. Опорные части. 241. — 36. Стыки. 246.

§ 16. Арочные мосты 250
37. Примеры. 250. — 38. Конструктивные варианты и детали. 255.

§ 17. Косые мосты . . . 260
39. Примеры. 260.

В.— Мосты под обыкновенную дорогу.

40. Общие соображения. 264.

§ 18. Балочные мосты 265
41. Полевой мост. 265. — 42. Городской мост. 269. — 43. Путепроводы. 273.

§ 19. Арочные мосты 278
44. Примеры. 278. — 45. Консольный арочный мост. 287.

§ 20. Конструктивные варианты и детали 290
46. Проезжая часть. 290. — 47. Отвод воды. 296. — 48. Сопряжение проезжей части на опорах и над шарнирами. 297. — 49. Перила. 299.

С.— Мосты-каналы.

50. Примеры . . 299

ОТДЕЛ II. — ПРОЕКТИРОВАНИЕ.

Глава IV. — Условия проектирования.

§ 21. Условия местные 309
51. Выбор места. 309. — 52. Задачи изысканий. 312. — 53. Нормы для определения количества ливневых вод. 317. — 54. Определение отверстия моста. 322.

§ 22. Общие технические условия 328
55. Для железнодорожных мостов. 328. — 56. Для мостов под обыкновенную дорогу. 333.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Стр.

§ 23. Нагрузки 334

57. Виды нагрузок. 334. — 58. Собственный вес мостов. 335. — 59. Подвижная нагрузка для мостов под обыкновенную дорогу. 336. — 60. Подвижная нагрузка железнодорожных мостов. 340. — 61. Давление ветра. 344. — 62. Усилия от торможения. 347. — 63. Давление земли. 348.

§ 24. Определение абсолютного наибольшего момента изгиба от системы подвижных грузов в простой балке 353

64. Наибольший момент в данном сечении балки. 353. — 65. Определение наибольшего момента под данным грузом неизменно связанной подвижной системы. 357. — 66. Определение абсолютного наибольшего момента. 358.

§ 25. Допускаемые напряжения 365

67. Для деревянных мостов. 365. — 68. Для железных пролетных строений. 371. — 69. Для каменных мостов. 376. — 70. Допускаемые давления на грунт. 382.

Глава V. — Выбор системы и составление эскиза.

§ 26. Выбор системы по материалу 384

71. Общие соображения. 384. — 72. Характеристика деревянных мостов. 384. — 73. Железные мосты. 386. — 74. Каменные мосты. 389. — 75. Железобетонные мосты. 397. — 76. Выбор системы по сроку службы, стоимости и техническим достоинствам. 397. — 77. Выбор системы в зависимости от интенсивности движения на дороге. 399. — 78. Выбор системы в зависимости от местных условий 400. — 79. Схема моста и основные данные для нее. 402.

§ 27. Составление эскиза каменного моста 403

80. Общие соображения. 403. — 81. Сопряжение моста с насыпью или берегом. 406. — 82. Верхние пределы очертания моста. 409. — 83. Ширина моста и ширина свода. 411. — 84. Положение пят свода. 414. — 85. Разбивка на пролеты. 418. — 86. Очертание свода. 422. — 87. Очертание опор и приемы уменьшения кладки в них. 427. — 88. Заполнение пазух и отвод воды. 435. — 89. Единичные цены для подсчета стоимости. 438. — 90. Пример. 439.

§ 28. Составление эскиза деревянного моста 445

А. — Для железной дороги.

91. Выбор системы. 445. — 92. Данные практики. 446. — 93. Пример. 448.

В. — Мосты для обыкновенной дороги.

94. Выбор системы и составление схемы моста. 451. — 95. Данные практики. 454. — 96. Стоимость мостов. 456. — 97. Пример. 457.

§ 29. Составление эскизного проекта железного моста 465

98. Выбор системы пролетного строения. 465.

А. — Балочные мосты под железную дорогу.

99. Система устоев. 470. — 100. Задание предварительных размеров устоев. 471. — 101. Задание размеров быков. 478. — 102. Строительная высота пролетного строения. Расположение пути. 480. — 103. Расстояние между фермами при езде понизу. Габарит. 484. — 104. Расстояние между фермами при езде поверху. 486. — 105. Вес пролетных строений. 487. — 106. Выбор системы проезжей части. 488. — 107. Деление отверстия моста на пролеты. 492. — 108. Расчетный пролет и высота ферм. 495. — 109. Назначение предварительных размеров элементов пролетного строения. Подбор сечения балок. 498. — 110. Конструктивные детали балок. Уголки жесткости, стыки и пр. 504. — 111. Связи. 510. — 112. Опорные части. 511.

В. — Балочные мосты под обыкновенную дорогу.

113. Дополнительные замечания. 512. — 114. Расположение езды, конструктивная высота и число главных ферм. 517. — 115. Балочная клетка и настилы. 520. —

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Стр.

116. Вес пролетного строения. 523. — 117. Назначение предварительных размеров частей пролетного строения. 525.

С.—Арочные мосты.

118. Выбор типа моста по пролетному строению. 527. — 119. Деление отверстия моста на пролеты. 532. — 120. Типы устоев и быков. 533. — 121. Вес арочного пролетного строения. 536. — 122. Составление схемы и задание предварительных размеров. 538.

Глава VI. — Расчет.

§ 30. Расчет каменных мостов 546

123. Общие замечания. 546. — 124. Пример. 548.

§ 31. Железные мосты . . 582

А.—Балочные мосты под железную дорогу.

125. Деревянные поперечины. 582. — 126. Металлический настил под балластный путь. 585. — 127. Вспомогательная поперечная балочка. 589. — 128. Продольные балки. 591. — 129. Прикрепление продольных балок. 597. — 130. Шаг заклепок в поясных уголках. 599. — 131. Расчет поперечных балок. 600. — 132. Главные балки. 603. — 133. Связи. 606. — 134. Неразрезные и консольные балки. 608. — 135. Пример. — Расчет пролетного строения длиною 5 саж., с ездой понизу. 611. — 136. Расчет волнистого клепаного настила. 627. — 137. Исчисление веса металла. 630. — 138. Каменные опоры. — Общие замечания. 632. — 139. Устои с обратными стенками. 632. — 140. Пример. 639. — 141. Устой с поперечным проемом. 649. —142. Обсыпной устой. Раздельный. 650. — 143. Свайное основание устоя. 651. — 144. Расчет быка. 656. — 145. Металлические промежуточные опоры. 657.

В.—Балочные и арочные мосты под обыкновенную дорогу.

146. Общие замечания. 660. — 147. Настил и поднастильные брусья. 661. — 148. Продольные балки. 663. — 149. Поперечные балки. 666. — 150. Главные балки. 667. — 151. Связи. 668. — 152. Пример. 668. — 153. Арочные мосты. 675. — 154. Пример расчета арочного пролетного строения. 675.

§ 32. Расчет деревянных мостов 685

155. Пример. — Расчет железнодорожного моста подкосной системы. 685. — 156. Пример расчета моста под обыкновенную дорогу шпренгельной системы. 695. — 157. Расчет составных балок. 708.

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

158. Типы кружал. 712. — 159. Производство кладки свода. 720. — 160. Облицовка сводов и „цепи". 727. — 161. Раскружаливание. 728. — 162. Приспособления для раскружаливания и порядок раскружаливания. 730.

Приложения 734

Таблицы эквивалентных нагрузок „*У*" — 734; „*Н*" — 735 и „*О*" — 736.

Предметный указатель 737

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ПРЕДИСЛОВИЕ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ.

Составление курса мостов представляет в настоящее время довольно трудную задачу. Трудность вытекает из наличности огромного количества фактического и теоретического материала, который ускоренно нарастает с ростом экономической деятельности человечества. Составитель, без компаса пускающийся в море фактов, рискует, идя по линии наименьшего сопротивления, обратить курс в справочную книгу, в склад сырого материала. Первоначально склад производит как будто приятное впечатление: материал педантично рассортирован, размещен по полкам, на полках наклеены этикетки, имеется опись с указанием местоположения и пр. Тем не менее, для изучения мостов по такому курсу нужно гораздо больше времени и труда, чем для его составления.

Ознакомление с подобным курсом не дает знания основ мостового дела; там, где железный мост сводится к пролетному строению, а это последнее предлагается в расчлененном виде, причем отдельные части разнесены по особым главам и даже томам, — там не может быть речи о правильном освещении основ дела. Изучающий такое руководство должен предполагать, что в жизни всегда будут к его услугам инженеры, которые выберут за него систему моста и дадут ему готовую схему; он будет думать, что, выбирая основные размеры железного пролетного строения, нужно исходить из шага заклепочных соединений, что сущность проекта моста — в деталях узлов; что на всякий конструктивный вопрос где-то есть готовый ответ в виде рецепта, нужно его лишь отыскать, и т. д., и т. д.

Невозможно считать правильной такую постановку, при которой весь труд учащегося тратится на ознакомление с подавляющим количеством деталей железных конструкций, а мост как органическое целое остается вне поля зрения. После такого изучения, сделав даже 2 — 3 проекта по трафаретам, инженер может стать в бессилии перед задачей спроектировать без посторонней помощи мостик через канаву. Ему нужно сказать, из какого материала должен быть мост, какой системы пролетное строение, как разместить массы сооружения; эти вопросы станут перед ним впервые, и ему нужно будет потратить добрый десяток лет беспорядочной работы, пока он даст себе ответы на них. Между тем, казалось бы, именно подобные основные вопросы должны быть освещены курсом; тогда только возможис

НБ УДУНТ (ДІІТ)

образование правильной перспективы, в которой детали займут соответственное место и получат правильную оценку.

Если в центрах ученой мысли не будет производиться обобщающая работа, оценка различных течений и направлений конструирования, а вместо того будут заваливать и себя и учащихся сырым материалом, — как инженеру-практику, который нынче работает по вопросам централизации стрелок и сигналов, а завтра в качестве начальника технического отдела должен руководить работой по проектированию мостов, как же ему взять на себя эту работу? — В результате такого порядка вещей только и возможно то, что у нас наблюдается: массовое строительство железных мостиков, уступающих каменным как в техническом отношении, так и в экономическом, по традиции, по инерции; а если таким инженерам попадается на глаза правильное решение в виде каменных мостов, они склонны приписывать это явление особо благоприятным местным условиям. Многие из наших инженеров убеждены, что каменные мосты можно строить лишь на скале, из тесаного камня крепких пород, вроде гранита и т. п., а потому-де для русских условий это — тип неподходящий. На самом же деле еще римляне строили тяжелые каменные мосты на сваях, а в настоящее время мосты самых больших пролетов строят из тесаного камня в редких случаях, когда сооружение представляется особенно смелым и нужна исключительная правильность кладки. А затем, в России столь же часто, как железные мосты, строят каменные трубы, обладающие всеми свойствами каменных мостов. Противоречия не замечают. И это несомненно только потому, что при первоначальном ознакомлении с предметом усвоены неправильные общие понятия, которые являются уже как бы очками, сквозь которые инженер смотрит на факты.

Освободиться от этих очков не легко.

С другой стороны, курс не может, очевидно, служить справочником для студентов и инженеров при проектировании, так как это загромождало бы его излишним фактическим материалом. Для этой цели имеются другие средства. Но он должен решить задачу, которая нигде в другом месте не может быть решена.

Нужно ввести учащегося в известную область фактов, представляющих на первый взгляд настоящий хаос по своему разнообразию, ознакомить с этой областью настолько, чтобы, в случае практической нужды, он умел без грубых ошибок решить ту или другую несложную задачу из данной области. Для этого он должен:

ознакомиться с основным типичным материалом области,

усвоить правильную точку зрения на вещи, т. е. научиться отличать важное от второстепенного, отличать вопросы творчества от вопросов подсчета и

уметь пользоваться приемами работы и литературным материалом.

Если обратиться к заграничным курсам, то можно заметить следующее. Объять необъятное, т. е. взять в курс все, что можно найти интересного в технической практике и литературе, там никто не пробовал, кроме французского профессора Morandière'a, который уже в семидесятых годах прош-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

лого столетия не мог справиться с задачей. С другой стороны, большинство немецких курсов резко выделяет из мостовой области железные мосты и в них лишь железное пролетное строение. Оттуда это течение перешло к нам и в руках трудолюбивых компиляторов приняло столь резкие формы, что ошибочность его стала очевидной.

Несмотря на то, что в Германии имеется великолепная периодическая литература, слишком узкая постановка преподавания все-таки сказалась на работах немецких инженеров. Они — отличные конструкторы деталей железных мостов; они дали несколько интересных типов железных ферм. Но Фортский мост построен англичанами, не имеющими таких курсов, какими располагает немецкая литература; огромные железные виадуки арочной системы сперва построили французы, они же поставили постройку каменных мостов на высокий уровень, отвечающий вполне уровню современной техники, они же изобрели и применили к мостам железобетон. Немецким инженерам не хватает широты горизонтов, у них нет размаха; творчество их почти бесцветно, и в этом немалую роль сыграли неправильно спланированные ремесленные курсы.

Такое положение вещей не удовлетворяет теперь немецких инженеров, они ищут выхода, и, например, Mehrtens находит его в основательном ознакомлении учащихся с историческими фактами специальности.

Исходя из изложенного понимания цели курса, мы также отводим подобающее место историческому обзору мостов, который имеет целью, во-первых, дать слушателям более ясное, чем имеется у обывателей, представление о той огромной области, к изучению которой они приступают; во-вторых, осветить первостепенной важности вопрос о долговечности мостов, построенных из различного материала; в-третьих, указать этапы, которые пройдены инженерным творчеством, и связь их с общим движением культуры. Наконец, только история может указать ошибки, обходившиеся очень дорого, повторение которых недопустимо. Но центр тяжести курса мы полагаем не в историческом очерке.

Мы делим курс на две части. Первая часть посвящается *мостам малых пролетов.*

В этой части изучаются мосты по возможности всех главнейших систем; во всех случаях они изучаются в полном объеме, как единое целое сооружение, в котором опоры столь же важны, как и пролетное строение. Для установления именно в этом отношении правильных взглядов область малых мостов наиболее пригодна. Сооружения эти сравнительно просты, их легко и начинающему охватить в полном объеме; масса деталей не загромождает существенных частей, их роли, назначения. Сооружения эти подвержены сравнительно слабым вариациям, в зависимости от частностей местных условий. На них яснее видно влияние общих условий места и других первостепенных обстоятельств. Ознакомление с отдельными сооружениями не сложно, а потому сопоставление друг с другом различных систем очень облегчается.

Переход ко второй части, посвященной мостам крупных пролетов, значительно упрощается после ознакомления с мостами малых пролетов. Ста-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

новится ясным влияние на конструкцию и систему моста величины пролета. Многие частности, общие всем мостам, не загромождают особенностей мостов больших и дают место для изучения их существенных внутренних сторон. На этих мостах в полную силу проявляется творчество строителей в приспособлении к разнообразным условиям, при которых приходится работать, и эту черту имеется возможность уловить.

Таким образом, все дело значительно упрощается.

Особенное значение мы придаем главам о *выборе системы и составлении эскиза*. Когда правильно выбрана система, намечены варианты и составлены эскизы, можно уже произвести более основательный и сознательный выбор, а после него произвести расчет и сделать подробные чертежи. Вот этой именно части недостает в существующих курсах; это именно место является поразительно слабым у многих русских инженеров, работающих в области мостов.

Обходиться при проектировании моста без составления эскизов можно лишь при работе над заданием, совершенно обыденным во всех отношениях, уже разъясненным и решенным, требующим лишь мелких приспособлений. В области малых мостов это возможно, хотя и не обязательно.

Но для учащегося составление эскиза даже мостиков малых отверстий имеет весьма важное значение. На эскизе небольшого сооружения он сделает свои первые, более или менее самостоятельные шаги по ознакомлению с вариантами конструкции его и личным опытом оценит связь отдельных частей в целом и тесную их зависимость друг от друга; здесь же он познакомится со способами сравнительной оценки и заметит, что проект самого простого мостика не есть арифметическая задача, что в этом деле весьма многое берется творческой инициативой и мотивируется не теоремой или аксиомой, не рецептом „так делают“, а другого рода доводом: личным вкусом.

Уместное пользование этим доводом имеет огромное значение. При искажении перспектив в мостовой области и приспособлении обучения к ремесленным целям там, где решение должно быть предоставлено вкусу строителя, где нельзя привести определенного, объективно обязательного решения, там — дают рецепт, говорят, что „обыкновенно делается так-то“, вместо того, чтобы говорить: это делается по усмотрению проектирующего. За границей еще можно встретить крайне своеобразные мосты; об их достоинстве можно спорить, но их осуществление доказывает, что там были серьезные поиски новых форм; некоторые из них нашли потом значительное применение, стали обычными для нас, а те, которые остались униками и поражают теперь нас своей оригинальностью, не встретили сочувствия и подражания.

Каждый новый шаг, особенно крупный, резко отличается от обыденности, и не всегда новую комбинацию можно защищать цифрами. Всем таким проявлениям творчества, под условием общественной безопасности и в рамках допустимой затраты средств, необходимо дать полный простор; в этом именно залог непрерывного развития дела.

Там, где портят проекты шаблонными требованиями только потому, что могут требовать чего угодно, — там не ищите оригинальных мостов,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

там царство шаблона, вечное заимствование, вечное движение вперед на хвосте других.

Кончая предисловие, должен сказать еще одно слово.

Из текста курса и из предисловия следует заключить, что автор не находит оправдания применению железных мостов малых пролетов, между тем значительная часть курса посвящена именно этому виду мостов. Такое положение вещей вызывается следующими причинами.

Во-первых, мода на железные мосты сойдет со сцены не вдруг, привычка старших поколений инженеров будет поддерживать применение железных мостов еще добрый десяток лет.

Во-вторых, железные мосты по существу вещей отодвигаются в область больших пролетов и особых частных случаев. Изучение их конструкции необходимо, а таковое полезно начинать с простейших случаев.

В-третьих, железо в современном строительном искусстве играет выдающуюся роль вообще, помимо области мостов; усвоение характера железных конструкций и детальных приемов лучше всего может быть достигнуто изучением применения железа к мостам.

Таким образом, отдел железных мостов обязателен в курсе мостов; но отдел этот по характеру конструкций, распадающихся на массу отдельных элементов, играющих важную роль в целом и требующих особого внимания, — должен занимать значительную по объему часть курса.

Петроград.
1915 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ К ЧЕТВЕРТОМУ ИЗДАНИЮ.

Для четвертого издания настоящая часть курса довольно основательно пересмотрена. Улучшен конструктивный материал. Для первоначального изучения важно, чтобы этот материал был безукоризнен. Пришлось многое выбросить и заменить более продуманными конструкциями.

Приведены новые и новейшие нормы НКПС, которые так часто у нас меняются.

Из второй части курса „Мосты больших пролетов“, к настоящему времени напечатаны:

Отдел I. — Каменные мосты, Ленинград, 1925 г.;

Отдел III. — Висячие мосты, Москва — Ленинград, 1928 г.

Ленинград.
Декабрь 1928 г.

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

ИСТОЧНИКИ.

Кулибин. — Описание моста из одной дуги на 140 саж. СПБ. 1799.
Журавский. — О мостах раскосной системы Гау. СПБ. 1855.
Николаи, Л. — Мосты, вып. I. 1901 и 2 атласа чертежей.
„ — Мосты, руководство для техников. 1890.
Митинский. — Строительная механика. 1905.
Тимошенко. — Сопротивление материалов. 1914.
Прилежаев. — Давление земли на подпорные стенки.
Передерий. — Курс железобетонных мостов. 1912. 3 изд. 1925.
„ — Новейшие приемы постройки каменных мостов. 1908.
Бахметев. — Гидравлика. 1913.
Бобровский. — Проект реставрации Аничкова моста.
Гельфер. — Очерк развития дорожного и мостового дела. 1911.
Николаи. — Доклад о нормах для расчета отверстий. 1907.
Николаи. — Краткие исторические данные о развитии мостового дела в России. СПБ. 1898.
Кривошеин. — Данные для расчета мостов и стропил. 1910.
Гибшман. — Американская проезжая часть мостов Московской окружной жел. дор. „Журн. М. П. С.“ 1908 г., кн. 2.
Павловский, Н. Н. — Гидравлический справочник. Ленинград. 1924.
Стрелецкий. — Законы изменения веса металлических мостов. Труды НТК. Москва. 1926.
Свод распоряжений М. П. С. по службе пути.
Альбом постройки линий об-ва Владикавказской ж. д.
„ Среднесибирской ж. д.
Рязанско-Уральской ж. д.
Самарканд-Андижанской ж. д.
Вологда-Вятской ж. д.
Московской окружной ж. д.
Китайской Восточной ж. д.
Оренбург-Ташкентской ж. д.
„ „ линии Бологое — Полоцк.
„ мостов Петроградского земства.
Александровский путепровод в Риге.
Отчет сооружения Петроградского трамвая.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Morandière. — Traité des ponts. Paris.
Chaix. — Traité des ponts.
Croizette-Desnoyers. — Cours de construction des ponts. Paris. 1885.
Résal. — Emplacements, débouchés etc. Paris. 1896.
Séjourné. — Grandes voûtes. Bourges. 1913 — 1916.
Aragon. — Ponts et ouvrages en maçonnerie. Paris. 1909.
Auric. — Ponts en maçonnerie. Paris.
Gay. — Ponts en maçonnerie. Paris. 1924.
Degrand et Résal. — Ponts en maçonnerie. Paris. 1887.
Gauthey. — Traité de la construction des ponts. 1843.
Cuënot. — Rivières canalisées et canaux. Paris. 1913.
Graeff. — Mémoire sur l'appareil et la construction des ponts biais. „Annales des p. et ch." 1852.
Sampité. — Appareil orthogonal dans les voûtes biaises. „An. des p. et ch." 1882.
Pont biais sur le Tavignano à Corte. „An. des p. et ch." 1882.
„*Annales des ponts et chaussées*" 1852, 54, 70, 82, 1901, 1911.
Arnoux. — Notice sur le viaduc de l'Aulne. „An. des p. et ch." 1870.
Mezoyer. — Mémoire sur le pont-canal de Briare. „An. des p. et ch." 1898.
Tetmayer. — Die angewandte Elastizitäts-und Festigkeitslehre. 1905.
Mehrtens. — Eisenbrückenbau. I Band. 1908.
Strukel. — Der Brückenbau. I, II Teile. 1900, 1906.
Melan. — Der Brückenbau. 1910.
Schaper. — Eiserne Brücken. 1911.
Geusen. — Die Eisenkonstruktionen. 1909.
Häseler. — Der Brückenbau.
Bleich. — Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin. 1924.
Kurt Otto. — Leitfaden für den Eisenbrückenbau. Leipzig. 1912.
Handbuch der Ing.-Wissensch. Der Brückenbau.
Schwengler. — Eisenbahn-Balkenbrücken. 1913.
Die Bauwerke der Berliner Stadt-Eisenbahn. 1886.
Schau. — Der Brückenbau. I. 1911.
Gaber. — Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. 1914.
Forchheimer. — Ueber zusammengesetzte Balken. „Z. des V. D. I." 1892.
„*Schweizerische Bauzeitung*" 1903, 1909, 1912, 1913.
„*Deutsche Bauzeitung*" 1903.
„*Zeitschrift für Bauwesen*" 1901. Der Bau des Dortmund-Ems-Kanals.

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

ВСТУПЛЕНИЕ.

I. ЗНАЧЕНИЕ ИЗУЧАЕМОЙ ОБЛАСТИ И ПРЕДМЕТ КУРСА.

Предмет настоящего курса есть, без сомнения, один из интереснейших и важнейших по своему практическому значению отделов инженерно-строительного знания, трактующий о таких сооружениях, которые, кроме того, для современников наших представляют виднейшие и в лучших образцах красивейшие создания инженерного творчества, а для потомков будут наиболее долговечными памятниками строительного искусства нашей эпохи. Никто не станет отрицать, что именно в области мостов инженерно-строительное дело с давних времен обнаруживало свою силу наиболее наглядным и доступным для понимания образом.

Кроме этой стороны важности и интереса изучения мостов, нужно указать еще на такие обстоятельства, которые для начинающих не могут быть заметны. Мосты интересны для инженера еще в отношении воспитательном: своей тесной связью с основою современного инженерного дела — статикой сооружений—и возможностью с первых же шагов развивать творческие конструкторские способности.

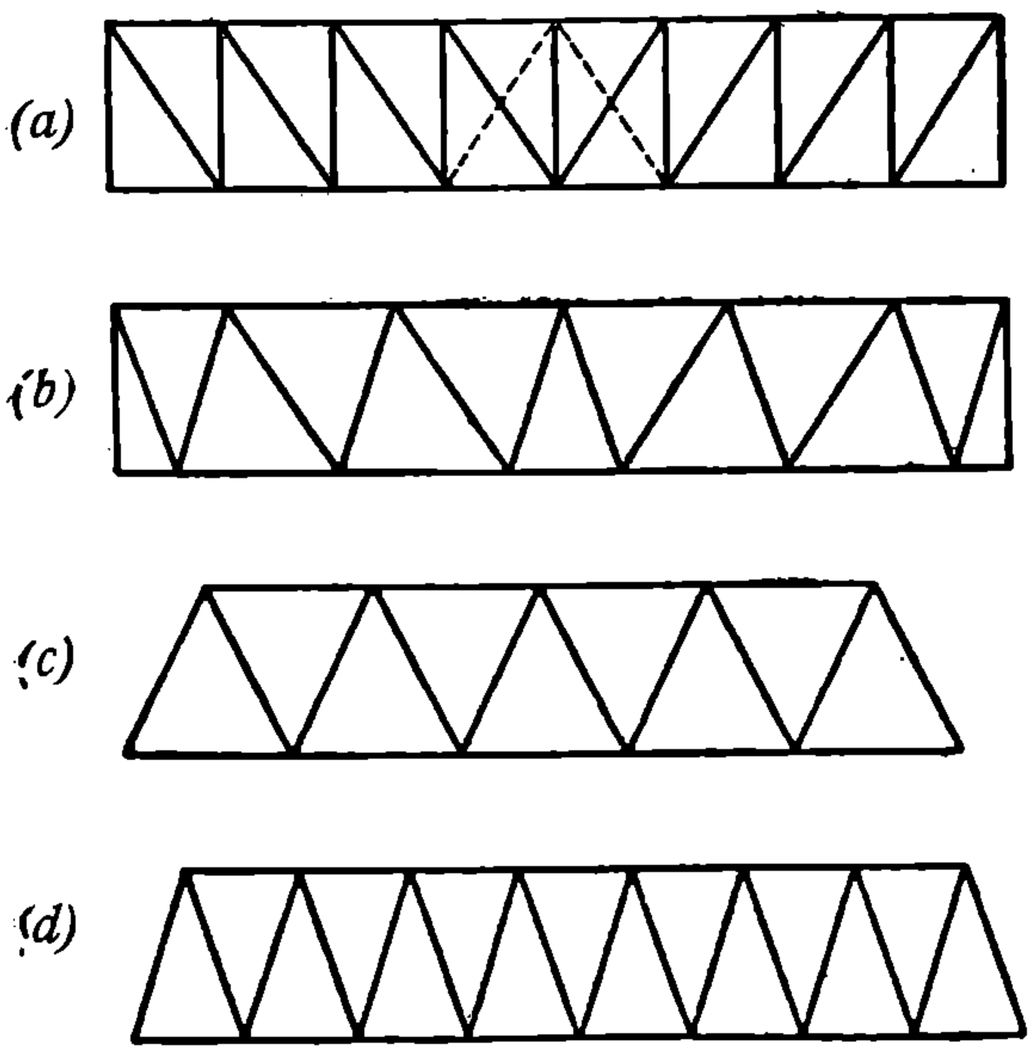
Всем известные успехи инженерно-строительного дела последнего столетия обязаны своим осуществлением появлению и развитию учения о сопротивлении материалов и статики сооружений. Эти науки дали возможность поставить решение многих строительных вопросов на почву математических выкладок.

До половины прошлого столетия инженеров можно было разделить на две категории: первая состояла из единиц, выдающихся изобретательностью и силою анализа инженеров, стремившихся продвинуться вперед в инженерном деле из тех рамок, какие очерчены опытом предыдущих поколений; вторая состояла из всей остальной массы инженеров, принужденной исполнять почти ремесленную работу по готовым образцам уже осуществленных и испытанных службой сооружений; она ставила себе идеалом возможно более приблизиться к копируемому образцу.

Первая категория лиц работала ощупью. Изобретатель, придумав конструкцию и не имея никакой помощи в науке за отсутствием соответственных ее отделов, должен был выяснять вопрос о значении и размерах поставлен-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ных им частей на основании опытов. Общего понимания игры сил не было; неясны были и изменения в распределении сил, возникающие вследствие изменений в расположении частей. Все казалось одинаково важным и существенным. Прекрасным примером этого детского, беспомощного состояния инженерно-конструкторского дела может служить история американских ферм. Ферме (фиг. 1, *a*), у которой стойки сжаты, раскосы вытянуты, присвоено имя Пратта. Если стойки немного наклонить, получится система Поста (фиг. 1, *b*). Если стойки наклонить так, чтобы получились равносторонние треугольники (фиг. 1, *c*), то получаем уже ферму Уаррена, а если треугольники равнобедренные — ферму Невилля (фиг. 1, *d*) и т. д. По существу между указанными фермами нет никакой разницы, и теперь это все знают.



Фиг. 1.

В отношении расчета ученый того времени брал определенную конструкцию и хитроумными приемами старался найти усилия в частях ее. Его исследования стояли особняком и на другую однородную конструкцию не распространялись. Конечной целью исследований было *дать формулы*, по которым можно было бы, не понимая теории, расчитать данного типа конструкцию. Собрание таких формул служило настольной книгой всякого инженера. Изучать отдельные разрозненные приемы решения различных задач не было особых оснований для рядового инженера. Достаточно было располагать формулами; отсюда спрос на сборники формул, которыми нередко и ограничивалась библиотека инженера.

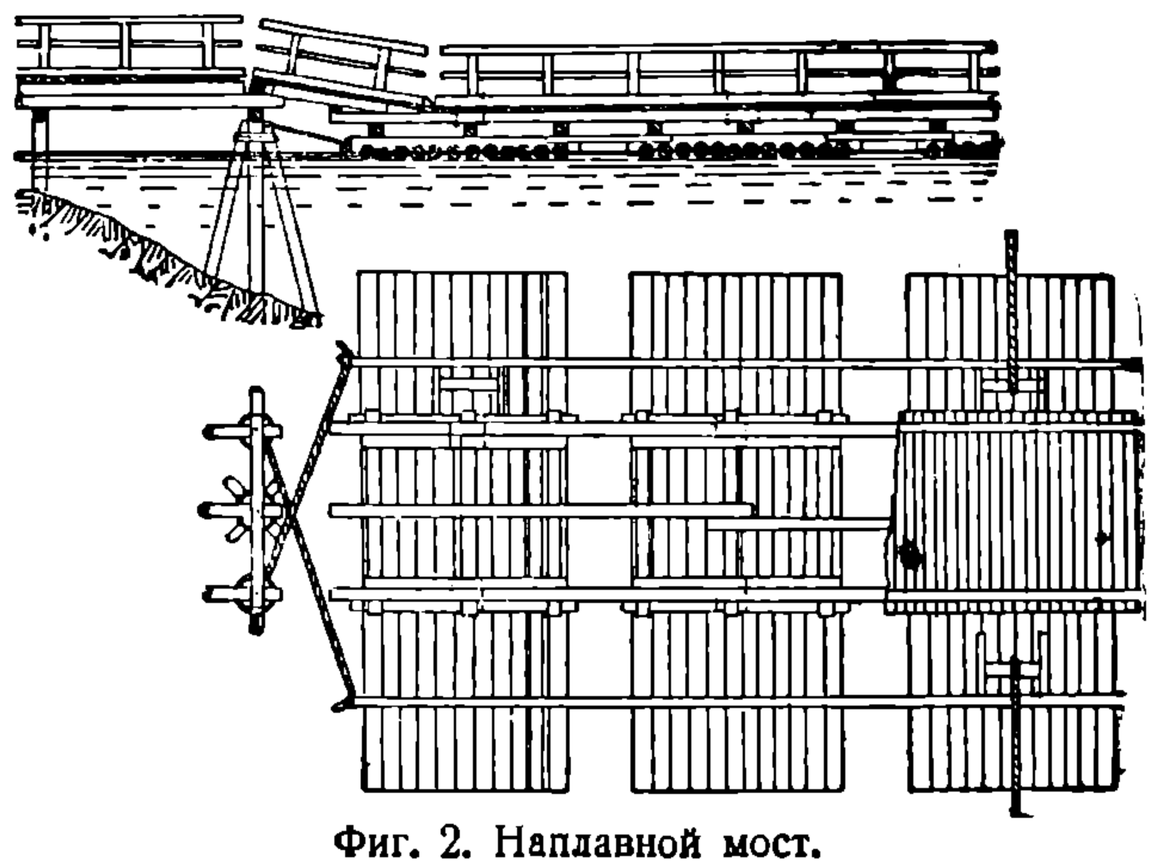
За последние 40 — 50 лет положение коренным образом изменилось. Методы изучения и решения строительных задач настолько разработаны уже, что теперь необходимо знакомиться не с решениями частных задач, а с самыми методами решения задач вообще. Это освобождает творческие силы инженера, который раньше должен был, как сказано, в большинстве случаев копировать существующие испытанные приемы и осуществленные образцы и применять данные для них формулы. Отступать от традиций решались только крупнейшие силы, и дело двигалось вперед медленно. Теперь же всякий инженер, овладевший методами изучения конструкций, в том числе и методами расчета, совершенно свободно может комбинировать сооружение по своему вкусу и сообразно с наличными условиями. Это положение вещей еще не сознано, повидимому, русскими инженерами в общей массе. Старые традиционные привычки копировать готовые образцы при всяком удобном и неудобном случае господствуют и до сих пор,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

с этими привычками бороться трудно, их не надо приобретать. Важно поэтому со школьной скамьи раз навсегда установить себе правильный взгляд на современное положение вещей.

Так вот, для изучения столь необходимых современному инженеру методов исследования устойчивости и расчетов прочности ни одна инженерная отрасль знаний не дает такого богатого материала, как отрасль мостового дела. Здесь, именно, нашли себе наибольшее применение учение о сопротивлении материалов и статика сооружений, в особенности последняя, которая почти вся посвящена задачам, возникающим при построении мостов. И в этой именно области современное инженерное искусство является наиболее подвинувшимся вперед сравнительно с недавним прошлым.

Вот почему, кто овладел современными приемами построения мостов и отдает себе отчет в игре сил в частях моста, находящегося под действием различных нагрузок, тот справится с любым сооружением в смысле вооружения его против действующих на него сил, — настолько, конечно, насколько дело считается выясненным в своих основах, а выяснено оно теперь в значительной уже степени, достаточно удовлетворяющей требованиям практики. Темные места, область эмпирических правил и формул сравнительно далеко отодвинуты теперь, и для творческой работы очищено уже достаточно места.



Фиг. 2. Наплавной мост.

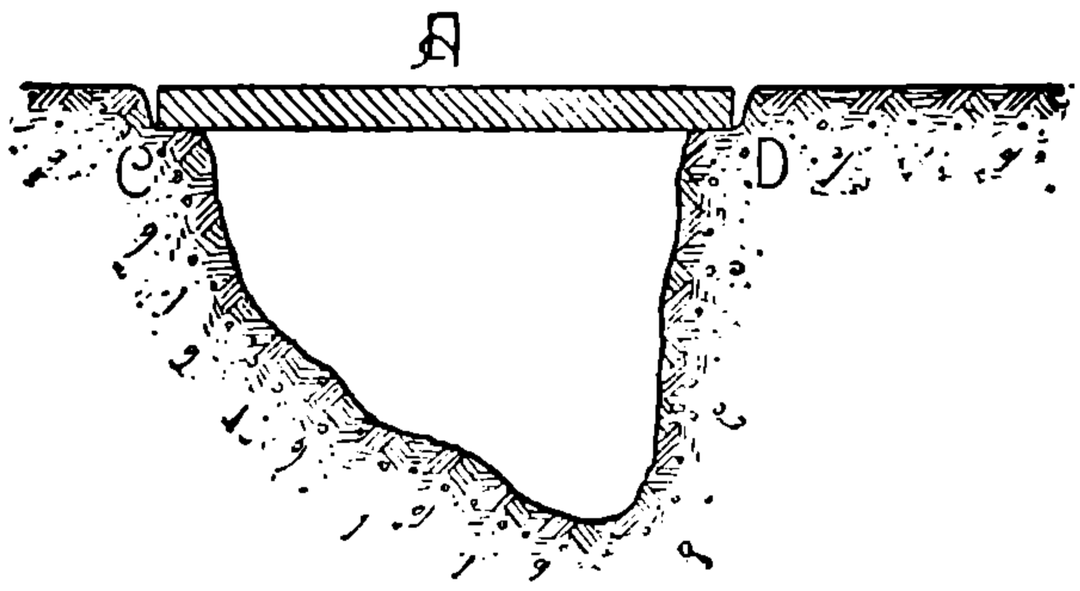
Нам предстоит, следовательно, проходя курс мостов, закрепить понимание методов статики сооружений, научиться применять их в численных расчетах, научиться и считать. Конструирование и расчет в тесном сплетении и составляют работу проектирования, т. е. создания подробного и точного плана задуманного сооружения.

Обращаясь теперь к более узкой характеристике предмета нашего курса, припомним, что наземные пути сообщения делятся на два класса: пути сухие и пути водные.

Предмет нашего изучения — мост — относится преимущественно к путям сухим, но имеет применение и на водных путях; в том и другом случаях мост составляет его элемент там, где путь, лежащий непосредственно на земле, прерывается значительным углублением, заполненным водой или воздухом. *Мост есть сооружение, которое пролагает сухой или водный путь в воздухе.* Насыпь через овраг или сплошная плотина через реку не относятся к разряду мостов, так как в этом случае нет участка пути, находящегося в воздухе. Но наплавной мост (фиг. 2), представляющий собою непрерывную ленту плотов, тянущихся с одного берега на другой, не имеет

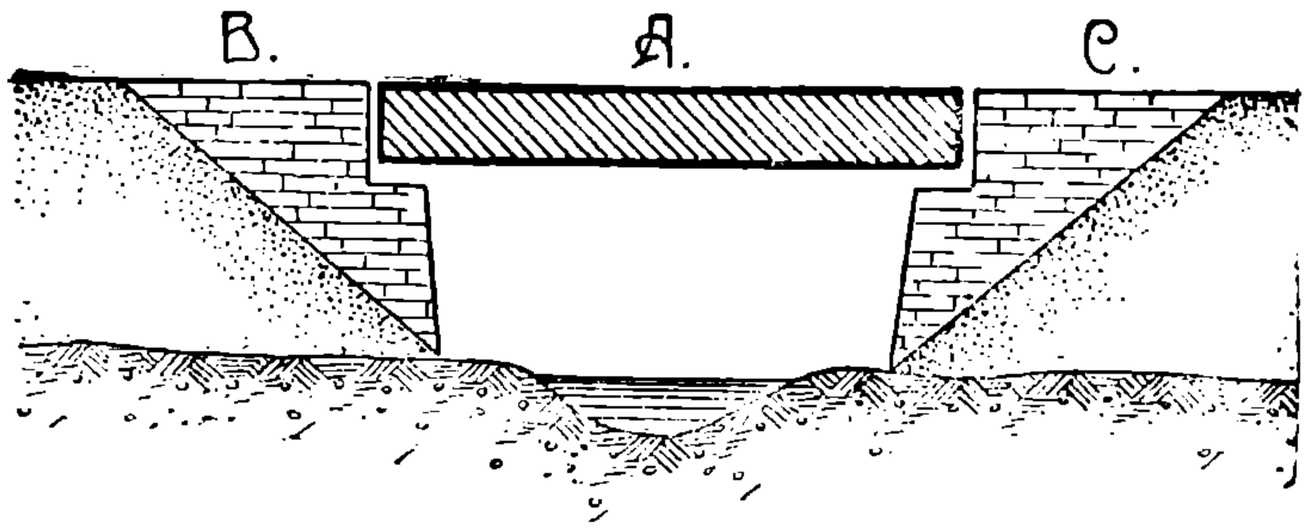
УЧЕБНАЯ БИБЛИОТЕКА НИВИТ Инв. № 15885
НБ УДУНТ (ДИТ)

участка, находящегося в воздухе, лежит на воде, тем не менее также относится к нашей области. Наконец, к области мостовых сооружений относят *акведуки,* проводящие через воздушный промежуток не путь, а поток воды для водоснабжения городов или для других целей.

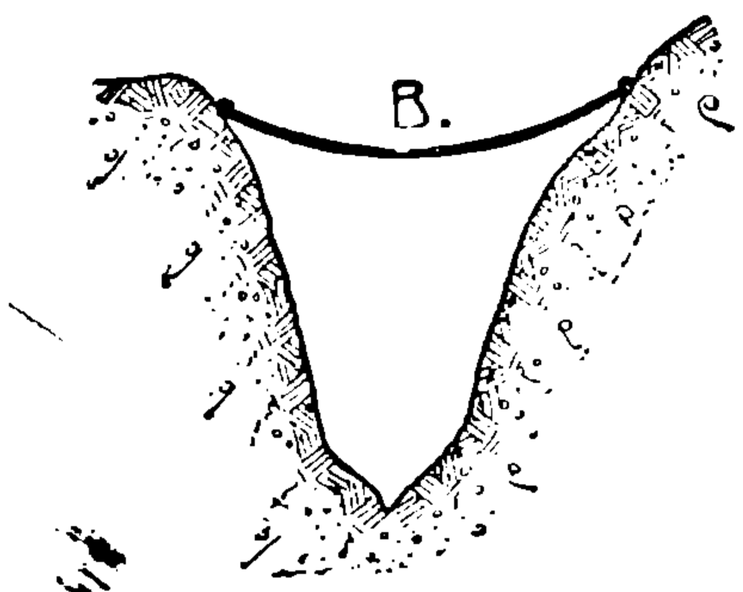


Фиг. 3.

Мост должен быть построен из твердых физических тел, так как по путям перемещаются тяжести, которые надо поддержать без появления значительных деформаций в сооружении. Для соединения двух пунктов земли, представляющей одно твердое тело, посредством других твердых тел, можно придумать бесчисленное множество комбинаций, меняя число промежуточных твердых тел, их форму, взаимное расположение и тому подобное. Всякая такая комбинация представит вместе с землей замкнутую цепь звеньев; чтобы быть сооружением, эта цепь должна быть неизменяемой в предположении абсолютной неизменяемости звеньев. Неизменяемость может быть безусловная, имеющая место при действии любых сил, в любом месте приложенных, либо условная — для данной группы сил, как в некоторых системах висячих мостов.



Фиг. 4.



Фиг. 5.

Самым простым приемом соединения двух пунктов земли *C* и *D* (фиг. 3) будет применение лишь одного тела *A*. Это тело должно быть так укреплено на земле, чтобы под влиянием внешних сил, могущих на него действовать, оно не перемещалось. Тело *A* и есть мост. Оно передает на береговые пункты земли давление как от собственного веса, так и от нагрузки, которая может на нем оказаться. Эти давления таковы по величине, что при обыкновенных свойствах грунта редко приходится передавать их непосредственно земле; вообще же является необходимость в устройстве так называемых *опор B* и *C* (фиг. 4), которые также причисляются к составу моста и *составляют существенную его часть*, во многих случаях определяющую форму и размеры части *A*.

Попытка ввести вместо твердого тела *A* гибкое тело *B* (фиг. 5) в виде

НБ УДУНТ (ДІТ)

каната или цепи окончилась неудачей. Эти мосты изменяемы и как таковые не могут служить частью сухого пути. Они строились для легкого движения первобытными народами из нужды с наименьшей затратой достичь цели как-нибудь, причем колебаниям под действием подвижной нагрузки в виде пешехода или вьючного животного до некоторой степени противодействовала инерция массы моста. Попытки использовать эту систему для более серьезного движения привели ко множеству крушений, которые показали, что подобные изменяемые системы недопустимы. Те мосты, которые теперь строятся под названием висячих, не имеют основных свойств свободно висящей нити. Теперь канат входит в общую *неизменяемую* цепь твердых тел лишь элементом, всегда работающим на растяжение.

Настоящий курс посвящен изучению способов устройства мостов применительно к тем условиям, при которых это дело должно быть сделано в каждом частном случае. Так как условия разнообразны до бесконечности, то и способы достижения цели, вообще говоря, могут быть в такой же степени разнообразны. Отсюда ясно, что мы имеем дело с такой областью, в которой личное творчество инженера имеет полный простор для проявления.

Но результаты творчества, направленного к достижению известных целей, должны, во всяком случае, удовлетворять известным объективным требованиям.

Мост, как сооружение, должен удовлетворять условиям прочности и устойчивости. Поэтому на нашем пути будут лежать решения задач, относящихся к расчету мостового сооружения как в целом, так и в частях. С методами решения таких задач надо знакомиться, как уже сказано, в курсе статики сооружений.

Мост должен удовлетворять условию наименьшей стоимости *при наибольшем и наилучшем достижении цели* [1]) не только в настоящем, но и в будущем, насколько таковое можно предвидеть и насколько имеется средств и выгоды считаться с ним. Мы должны будем познакомиться со стоимостью материалов, работ, вспомогательных средств и пр.

Мост должен удовлетворять эстетическим требованиям; мы должны узнать тот minimum, который при современном положении дела может быть достигнут в этом отношении в различных частных случаях.

По всем этим пунктам мы должны начать с ознакомления с накопленным уже опытом, с типичными приемами, которыми до сего времени указанная цель достигалась, и со способами учета целесообразности сооружения в зависимости от условий предстоящей ему службы.

При том самом общем определении моста, которое установлено выше, вполне понятно будет подразделение этого рода сооружений на группы по материалу, из которого они делаются:

1) деревянные мосты,

2) каменные, включая бетонные и кирпичные,

---

[1]) Подчеркиваем „достижение цели", с которой мост строится, так как приходится встречаться с инженерами, которые главной целью при проектировании моста ставят получение „экономии", хотя бы за счет понижения качеств моста.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

3) железобетонные мосты,

4) металлические (чугун, железо, сталь).

Эта простая классификация поможет нам сделать исторический обзор интересующей нас области и послужит основой для подразделения курса на отделы с целью изучения конструктивной стороны и приемов проектирования и расчета.

Кроме материала на конструкции моста, вообще говоря, отражается также и его назначение, род его службы. Этот признак при последующей группировке мостов с целью более удобного изучения мы поставим на второе место и будем пользоваться им в мере надобности.

По назначению мосты делятся на:

мосты пешеходные,

„ под обыкновенную (гужевую) дорогу,

„ под железную дорогу,

мосты-каналы,

акведуки.

Заметим здесь еще, что мосты, перекрывающие глубокие, узкие долины, называются *виадуками*; этим именем иногда называют мост, под которым не протекает вода (напр., через дорогу, улицу и т. п.), или в последнем случае мост называют *путепроводом*. Длинные однобразные мосты средней высоты, сооруженные, напр., на городских окружных железных дорогах или метрополитенах вместо́ насыпи, называются *эстакадами*; иногда и здесь применяют термин виадук.

II. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ И ИХ СТАТИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА.

Первым шагом в изучении предмета является ознакомление с существующими конструкциями. Под этим мы никоим образом не разумеем заучивания точных размеров различных частей моста, точного и подробного запоминания расположения их и т. п. Мы должны ознакомиться *со смыслом* конструкций, понять общие и частные задачи, которые ставил себе конструктор, и способы их разрешения. Конструкций осуществлено много, и хороших и плохих. Надо научиться расценивать их достоинства. В этом отношении на первом месте стоит вопрос технической *целесообразности* конструкции, затем *эстетическая* сторона и, наконец, *хозяйственная*. Мы будем иметь в виду главным образом вопрос технической целесообразности, как наиболее трудный. В этом́ деле огромную услугу оказывает нам знание строительной механики, дающей понимание игры сил в сооружении, сил, с которыми, под влиянием своего веса и нагрузки, одни части сооружения действуют на другие.

Надо *уметь эти части выделять из целого и знать их общие статические свойства.*

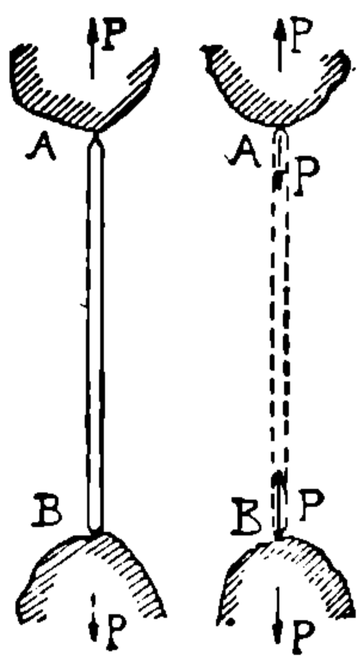
Перечислим конструктивные элементы и напомним их статические свойства.

1. Подвеска. — Это призматический стержень, подверженный растяжению (фиг. 6). На его концах к нему приложены две равные и противопо-

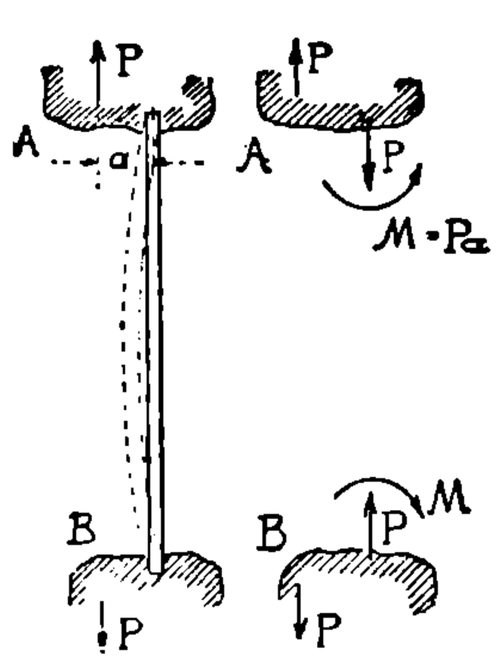
НБ УДУНТ (ДІІТ)

ложные силы. Если силы направлены по оси стержня, — напряжения в нем распределены равномерно.

На каждое из тел A и B, к которым этот стержень примыкает, он действует, в свою очередь, с силою P в направлении сближения этих тел; стержень стягивает тела A и B и по отношению к ним может называться *стяжкой*. Вертикальная сила (сила тяжести) передается вертикальным стержнем вверх. Такой стержень называется *подвеской*. Если же стержень имеет наклонное положение или горизонтальное, то он тогда называется *затяжкой*. Подвеска передает силу снизу вверх.

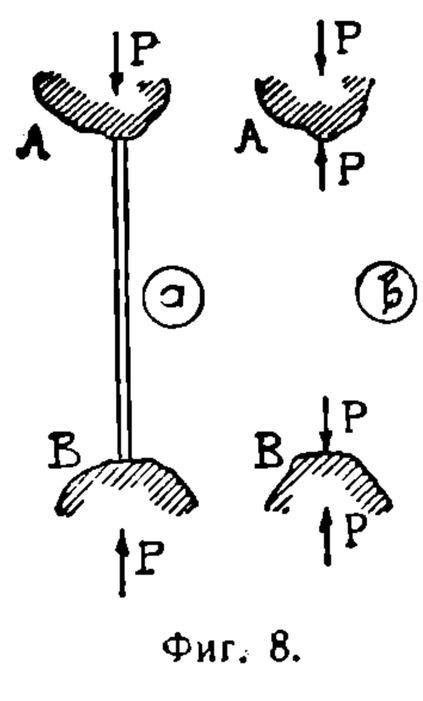


Фиг. 6.



Фиг. 7.

Если силы P (фиг. 7) направлены не по оси стержня, т. е. приложены эксцентрично, то стержень, кроме растяжения силами P, подвергается изгибу моментом $P \cdot a$, одинаковым для всех сечений стержня. На каждое из тел A и B такой стержень действует с силой P в направлении сближения тел и с моментом $M = P \cdot a$ — в направлении уравновешения пары P, приложенной к каждому телу. Напряжения в стержне в данном случае будут больше, чем в случае осевого действия сил P, так как прибавляется напряжение от изгиба. Отсюда вытекает один из основных законов конструирования: если надо передать силу от одного тела к другому (земле) при помощи стержня, то стержень надо ставить по направлению силы и так, чтобы сила пошла по его оси; это значит — надо *центрировать* действие силы.



Фиг. 8.

Подвеска может быть сделана лучше всего из *железа*. Дерево также прекрасно работает на растяжение, но трудно при этом надежно зацепить концы *деревянного* бруска, чтобы натянуть его.

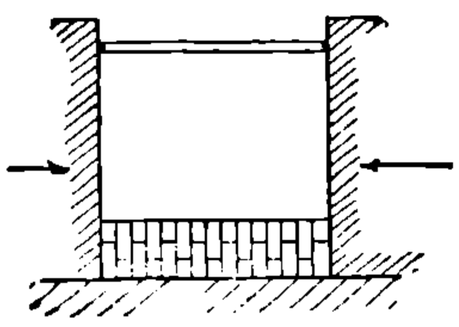
2. Стойка, колонна. — Стержень, по концам которого приложены две силы навстречу друг другу (фиг. 8, *а*), подвергается сжатию. Если силы направлены по оси стержня, напряжения во всех сечениях одинаковы и распределяются по сечению равномерно. Такой стержень действует на тела, им соединяемые, в смысле их раздвигания, распирания (фиг. 8, *b*); его называют иногда *распоркой*. Для передачи сил P на стержень не требуется особых приспособлений, достаточно тела A и B упереть в торцы стержня. Если силы вертикальны, то и стержень имеет ось вертикальную, он называется *стойкой* или *колонной*. Собственный вес стержня в этом случае действует в том же смысле, что и нагрузка. Для устройства стоек пригоден всякий строительный материал: камень, бетон, железобетон, железо дерево.

Если стержень расположен наклонно или горизонтально, то собствен-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

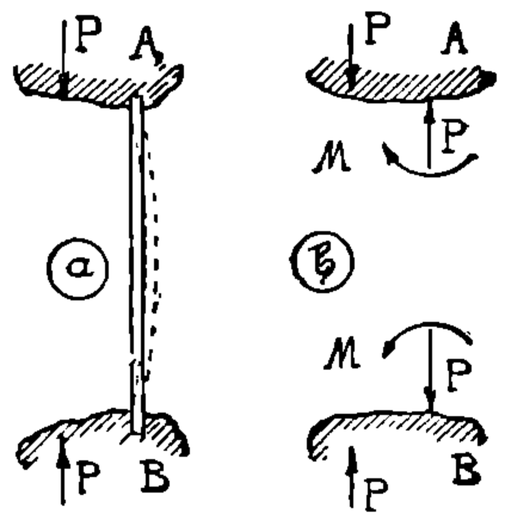
ный вес действует поперек оси стержня и вызывает в нем изгиб. Распоркой, собственно говоря, и называется горизонтальный сжатый стержень. Для устройства распорок камень или бетон не совсем пригодны, как материалы, плохо сопротивляющиеся в призматическом виде изгибу. Если распорка по длине поддерживается третьим телом, напр., землей (фиг. 9), то и эти материалы могут удовлетворить назначению.

Сжатые стержни могут дать место особому явлению, так называемому *продольному изгибу*. Возможность этого явления ограничивает нагрузку на стержень не по сопротивлению материала раздроблению, а по устойчивости прямой формы стержня, в зависимости от его длины и поперечных размеров.



Фиг. 9.

Эксцентричное приложение сжимающих сил P, подобно эксцентричному растяжению, вызывает (фиг. 10, *a*), кроме равномерного сжатия, изгиб стержня; на тела A и B стержень действует не только силой отпора, но и моментом вращения (фиг. 10, *b*).



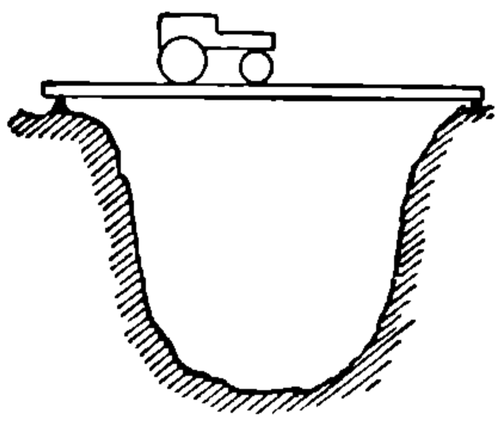
Фиг. 10.

Правило центрации нагрузки относится и к сжатым призмам.

Стойка или колонна передает силу тяжести (вес) сверху вниз.

3. Балка. — Естественней всего представлять себе балку в виде горизонтального призматического стержня под действием вертикальных сил; вертикальные силы — важнейшие из сил, действующих на сооружения. Характерная черта службы балок — действие сил поперек оси стержня; балка передает нагрузку на опоры и при этом сама *изгибается*.

Балки можно делать из дерева, железа и железобетона. Камень в виде целых плит или призм иногда применяется, но сравнительно редко и для очень малых пролетов.



Фиг. 11.

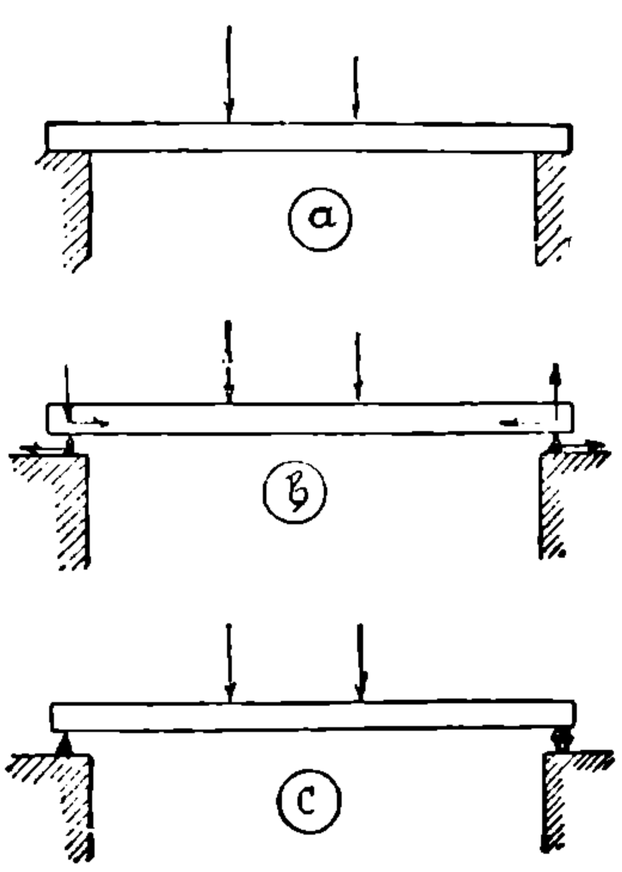
Балка передает нагрузку на стороны вправо и влево. А следовательно, этот элемент пригоден для перекрытия воздушных промежутков (фиг. 11) с целью пропуска тяжестей. Балка является, таким образом, элементом, способным в своем чистом и простейшем виде *составить мост*. Устройство моста и сводится к тому, чтобы нагрузку, находящуюся в воздухе, передать вправо и влево на берега или на особо устраиваемые опоры моста. В области мостов балка играет поэтому самую важную и видную роль.

В статическом отношении относительно балки надо знать, как она работает, передавая нагрузку на стороны. Этот вопрос освещается напряжениями, определяемыми по моментам изгиба и по поперечным силам и по размерам сечений балки. Затем, как она действует на тела, ее поддерживающие, т. е. на свои опоры. Действие балки на опоры зависит от устройства опор и от числа их.

Если опор две и они *плоские* (фиг. 12, *a*), т. е. концы балки опираются

НВ УДУНТ (ДІІТ)

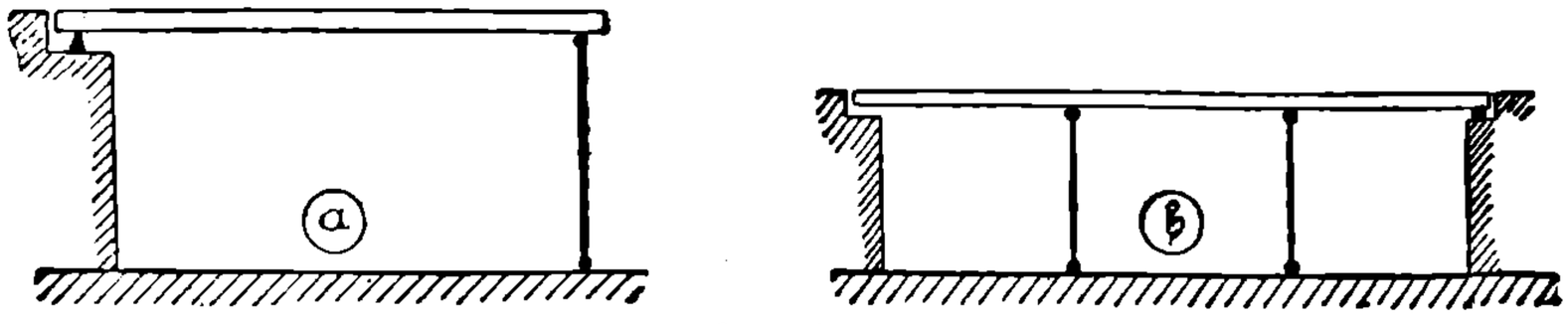
целыми площадками, то передача давления может быть освещена точно лишь при учете деформации и концов балки и опорных тел. Перемещение нагрузки меняет условия передачи. Для серьезных случаев, когда давления передаются большие, этот способ опирания не пригоден, не надежен. Более надежными по своей определенности являются опоры с *центрированным* давлением (фиг. 12, *b*), когда точки приложения давлений на опоре зафиксированы и не зависят от положения нагрузки. В отношении расчета эти опоры тоже со статической неопределимостью. Для вертикальных сил они были бы хороши, если бы при изгибе нижние волокна не удлинялись. Такие опоры мешают удлинениям и вносят осложнения в расчеты, а в конструкциях вызывают продольные силы относительно балок и поперечные относительно опор. Изменения длины от колебаний температуры также вызывают эти явления. Такие опоры можно применять лишь для небольших сооружений. Фиксирование точки приложения достигается устройством в опоре *шарнира*.



Фиг. 12.

Наиболее совершенным и простым, в отношении определенности опорных давлений, способом опирания балок является прием, показанный на фиг. 12, *c*. Опоры центрирующие; одна неподвижна, другая подвижна по горизонтальному направлению. Опорные давления статически определимы, всегда проходят через определенные точки, от вертикальных нагрузок всегда вертикальны. Бóльших удобств и выгод никакой конструкцией опор балки достичь нельзя.

Если непрерывная по длине балка имеет число опор больше двух, то она называется *неразрезной балкой*. Одна опора должна быть всегда неподвижна, иначе балка не будет держаться на своем месте; если все остальные опоры сделать шарнирными и подвижными, то все же давления на



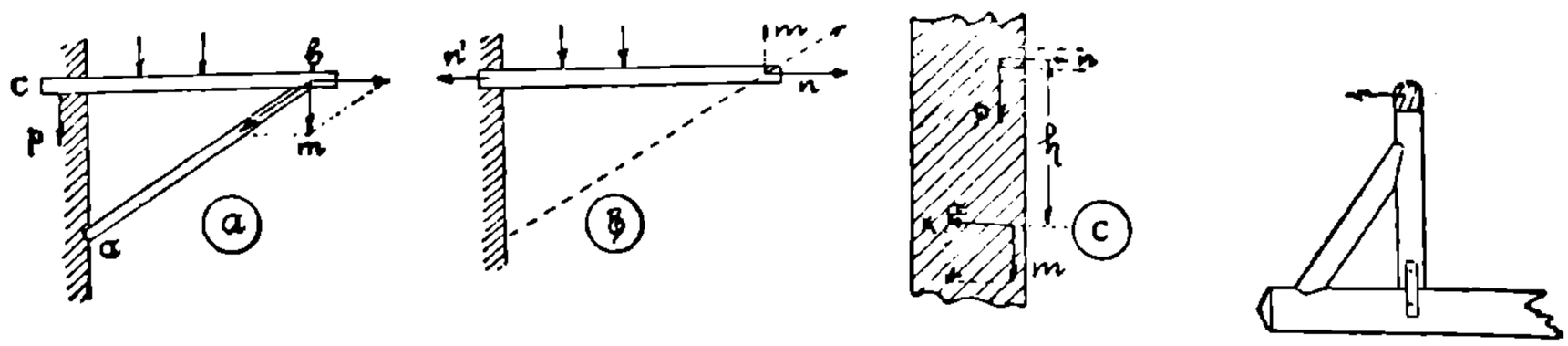
Фиг. 13.

опоры статически неопределимы. Находить их расчетом не представляет затруднений. Этот вид балок имеет также большое применение в мостовом деле. Они выгодней простых (разрезных) балок; в противоположность последним, чувствительны к изменению уровня опор. Но этот недостаток во множестве случаев может быть смягчен, и преувеличивать его значение не следует.

Подвижная опора почти идеально осуществляется при помощи длинного вертикального стержня, опертого на землю шарнирно и шарнирно же соединенного с балкой (фиг. 13, *a* и *b*).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

4. Подкос. — Это есть сжатый стержень, поддерживающий балку в промежуточной точке ее между опорами, или образующий вторую опору, когда балка имеет только одну опору, причем стержень этот с землей непосредственно не связан. Например, устройство балкона (фиг. 14). Стержень *ab* есть подкос. Нагрузка на балку *cb* передается частью на стенку, частью в точку *b*, здесь разлагается по подкосу и вдоль балки. Сила, сжимающая подкос, находит реакцию в стенке. О подкосе нечего сказать больше того, что сказано о сжатом стержне (стойке), нужно лишь обеспечить передачу силы на подкос в точке *b*, т. е. иметь там соответственные врубки. Необходимо отметить действие подкоса на тела, к нему примыкающие: на балку и на стенку. К свободному концу балки (фиг. 14, *b*) от подкоса будет приложена наклонная сила, которую можно разложить на вертикальную *m* и горизонтальную *n*. Сила *m* уравновесится нагрузкой, а сила *n* выдергивает балку из стенки. Если на другом конце нет зацепления, то балка выйдет из гнезда, и конструкция рухнет. Чтобы удержать балку, надо на заделанном конце дать возможность появиться реакции *n'*; тогда балка не выскочит и будет, работая на изгиб, еще растягиваться силой $n = n'$. Что касается



Фиг. 14.

Фиг. 15.

стенки (фиг. 14, *c*), то балка передаст ей силу *n*, полученную ею от подкоса, а, кроме того, подкос непосредственно нижним концом даст нажатие, которое можно разложить на *m* и *n*. Таким образом, в отношении стенки подкос разложил нагрузку балки на две части *p* и *m* и разместил их на разных уровнях, а кроме того, дал пару сил с моментом $n \cdot h$, который будет ломать стенку по часовой стрелке, опрокидывая верхнюю часть. Без подкоса вся нагрузка балкона передалась бы заделанным концом балки в точке *c*, а момент заделки опрокидывал бы стенку с одинаковой интенсивностью по всей высоте стенки до подошвы ее фундамента.

Таким образом, подкос создает дополнительную опору для балки, но опору несколько неприятного свойства: *срывающую другую опору, при которой конец балки надо закрепить на горизонтальную силу n*. Чем положе подкос, тем эта сила больше.

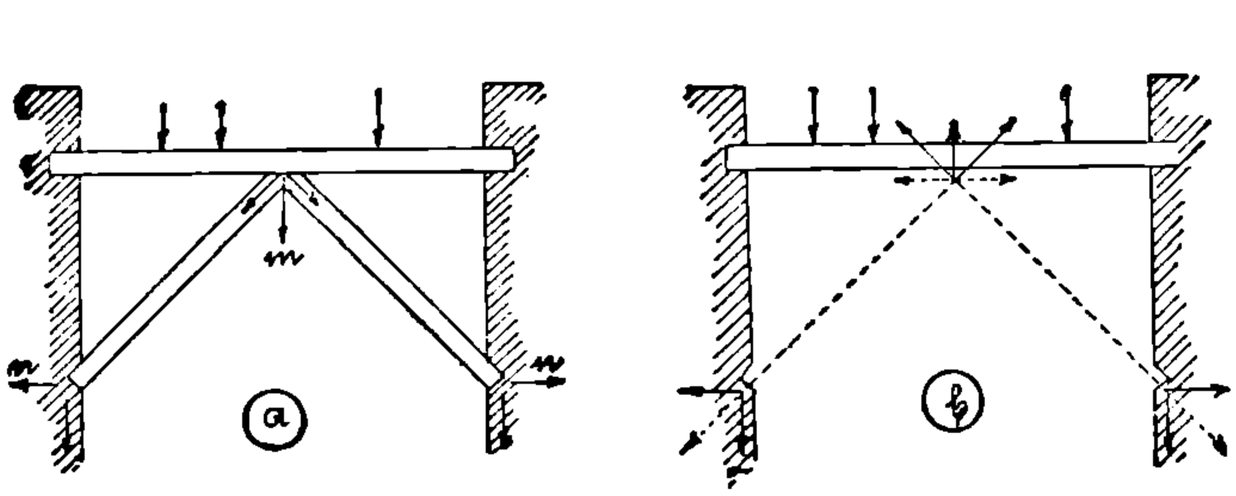
При укреплении подкосом перильной стойки (фиг. 15), подкос подымает стойку вверх, вследствие чего стойку надо притягивать к поперечине.

Применение двух подкосов, упирающихся друг в друга верхними концами (фиг. 16), устраняет указанное выше неудобство, так как сила *m* разлагается по двум подкосам, оставляя балку свободной от горизонтальной составляющей; или иначе — каждый подкос дает по горизонтальной составляющей *n* одинаковой величины, но разного знака (фиг. 16, *b*), которые

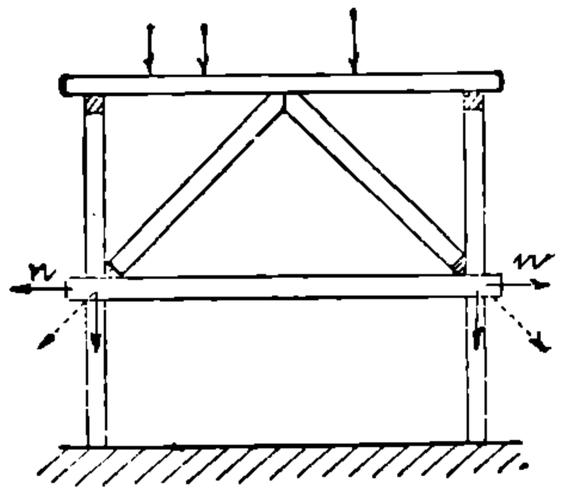
НБ УДУНТ (ДІТ)

друг друга уравновешивают. На каждую из стенок подкосы дают горизонтальное давление n, одинаковое для обеих стенок; стенки подкосами распираются, сила n называется *распором* пары подкосов.

Если вместо массивных стенок, способных выдерживать действие боковых сил n, имеются гибкие опоры, напр., сваи (фиг. 17), то силы n часто



Фиг. 16.



Фиг. 17.

передают на концы особого горизонтального стержня, подвергая его растяжению. Этот стержень, как упоминалось уже, носит название затяжки.

5. Свод. — Основной материал для устройства свода — камень и его разновидности: кирпич и бетон. Свод есть плавно искривленное тело, выпуклое вверх, имеющее значительную ширину по сравнению с толщиной, видной на фасаде (фиг. 18). Свод передает нагрузку, как балка, в стороны вправо и влево и, как балка, может служить для перекрытия воздушных промежутков, а, следовательно, *может самостоятельно образовать мост.* Это — древнейшее по применению перекрытие из долговечного материала. В настоящее время каменные своды рассматриваются как упругие монолитные искривленные призмы. Под действием нагрузки они сжимаются, сокращаются в длине и соответственно проседают, делаясь более пологими, кривизна меняется, появляются моменты изгиба в сечениях, вместе со сжатием это приводится к эксцентричному сжатию.

При расчете напряжений в своде приходится определять три статически неопределимых величины из условий деформации свода.

На тела, служащие опорами, свод развивает наклонное давление R, которое можно разложить на вертикальное давление A, представляющее часть нагрузки (другая часть на другой опоре), идущей в землю, и на горизонтальное H, называемое распором. Точка приложения силы R меняет свое положение в зависимости от положения и величины нагрузки и определяется из условий деформации свода.

Чем подъемистей свод, тем меньше, при прочих равных условиях, распор. В этом отношении свод очень похож на пару подкосов.

Если свод имеет незначительную ширину, приблизительно равную его толщине или меньшую ее, то получает название *арки.*

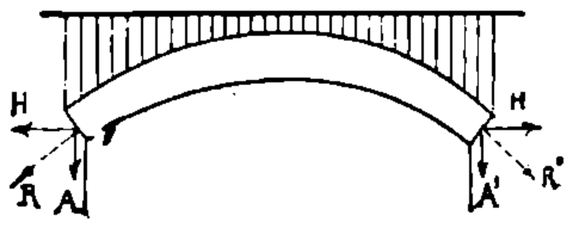
Арки делаются не только из камня, но и из прочих строительных материалов: дерева, металла, железобетона.

Своды и арки этого типа претерпевают изменения напряжений при изменении температуры их. При этом изменяется и величина распора. При

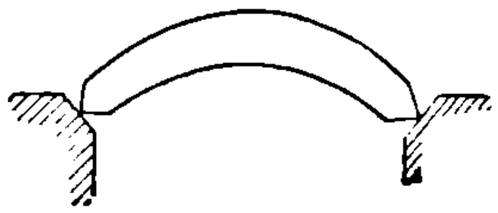
НБ УДУНТ (ДІІТ)

повышении температуры распор увеличивается, при понижении — уменьшается.

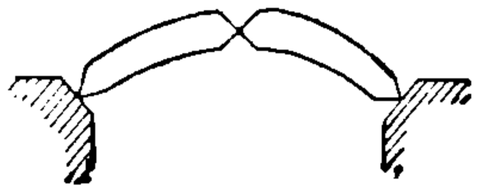
Во второй половине XIX столетия в сводах и арках стали устраивать шарниры. При устройстве шарниров в пятах получаются двухшарнирные своды или арки (фиг. 19). Постановка шарниров здесь фиксирует точки приложения давлений R на опоры. В каждой опоре оно всегда будет проходить через шарнир. В отношении расчета напряжений шарниры понижают



Фиг. 18.



Фиг. 19.



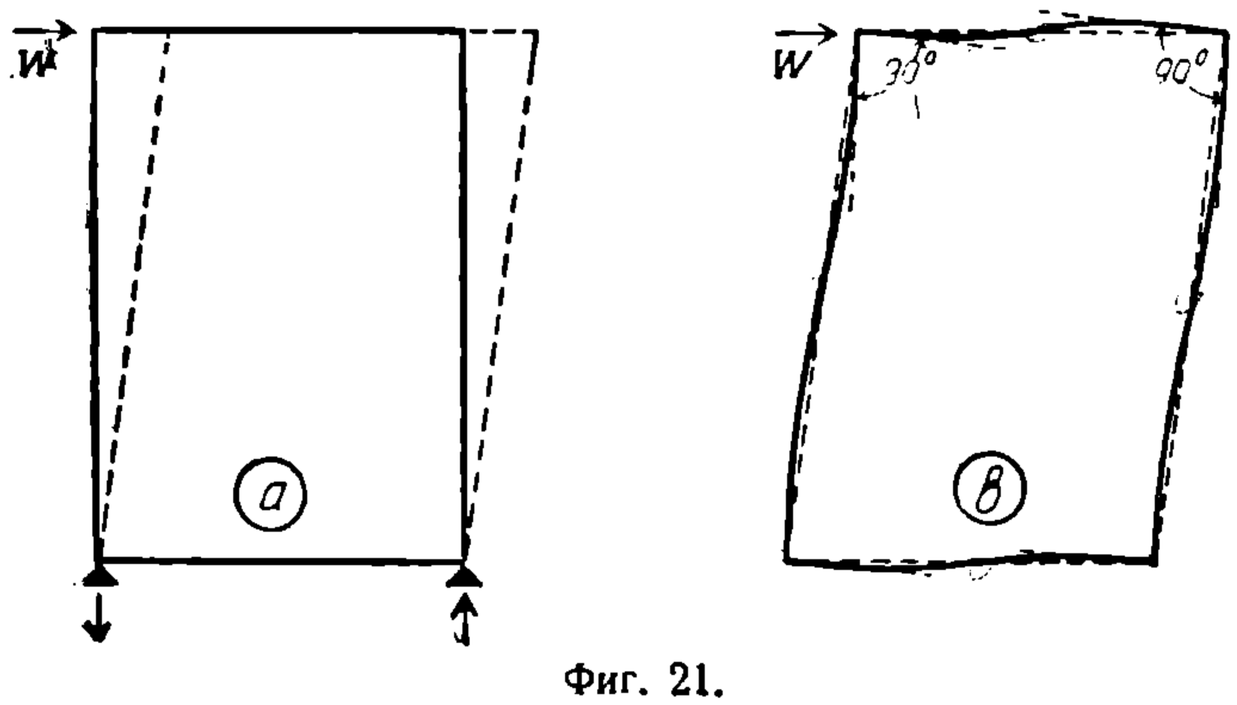
Фиг. 20.

число статически неопределимых до одного. Величина распора от постановки шарниров увеличивается на очень небольшую величину. Колебания температуры и здесь действуют так же, как в предыдущем случае, т. е. изменяют величину распора и величины напряжений в своде или арке.

В мостах нередко применяют своды или арки с 3 шарнирами: по одному в пятах и третий в замке (фиг. 20). От этого распор еще немного увеличивается. Колебания температуры уже не оказывают влияния на распор и на напряжения. Для расчета напряжений и реакций достаточно одних уравнений статики твердого тела.

Основная черта сводов и арок — распор, производимый ими на опоры.

6. Рама. — Рама (фиг. 21, *a*) представляет собою прямоугольник из стержней, соединенных в углах жестко. Стержни подвергаются сжимающим, растягивающим усилиям и изгибу. Рамы изготовляются из железа и железобетона, иногда из дерева, но с трудом.

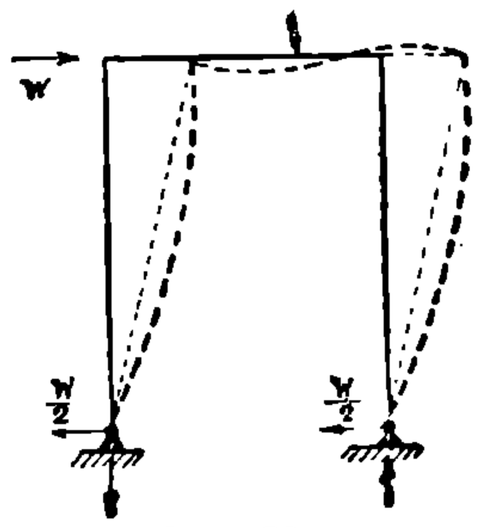


Фиг. 21.

Рама применяется для передачи на опоры поперечных сил W, приложенных вверху. При этом она производит на одну опору давление вниз (на фиг. 21, *a* — на правую), на другую — вверх. Сила W передается на неподвижную опору, как сила горизонтальная. Рама при этом перекашивается в параллелограмм, а так как углы должны оставаться прямыми, то стержни изгибаются эсобразно (фиг. 21, *b*). Когда стойки рамы одинакового сечения, точки перегиба горизонтальных стержней находятся в середине их длины. Если и горизонтальные стержни имеют одинаковое сечение, хотя бы и отличное от сечения стоек, то и в стойках точки перегиба находятся в середине их длины.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

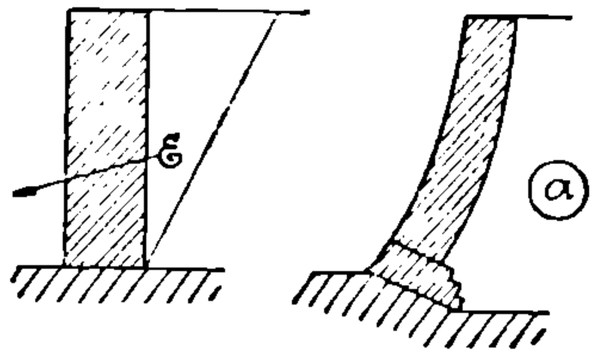
Вообще говоря, рама есть конструкция статически неопределимая с тремя добавочными неизвестными. За неизвестные можно взять положение точек перегиба в трех каких-нибудь стержнях. Если же положение точек перегиба наперед известно, то число статически неопределимых уменьшается: в случае одинаковых стоек до одной, а в случае одинаковых стоек и распорок попарно, система становится статически определимой и даже геометрически изменяемой, если в точках перегиба представить шарниры.



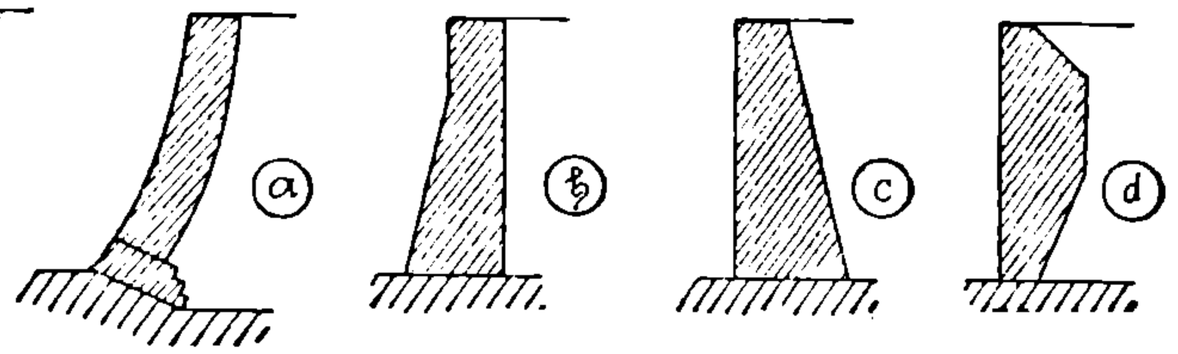
Фиг. 22.

На фиг. 22 изображена *неполная* рама, состоящая всего из трех стержней, жестко соединенных в углах. Если стойки одинаковой длины и сечения и шарнирно опираются на опоры, то сила W пополам передается на опоры, и рама деформируется, как показано пунктиром. При одинаковых стержнях неполная рама прогибается в 4 раза больше, чем полная, от одной и той же силы W.

7. Подпорная стенка. — Каменная стена (фиг. 23), поддерживающая земляную засыпку, подвергается боковому давлению E призмы обрушения. Сила E часто для простоты принимается горизонтальной. Виды поперечных сечений подпорной стенки, встречающиеся в практике, весьма разнообразны. Наиболее целесообразное сечение представлено на фиг. 24, *a*, очерченное по кривой давления. Проще, но не так выгодно, сечение *b*; если внаружу



Фиг. 23.



Фиг. 24.

неудобно делать выступы стены, делают их внутрь (фиг. 24, *c*), но лучше тип фиг. 24, *d*.

8. Наконец, отметим различные **соединительные элементы:** болты, штыри, заклепки и т. п. Напомним здесь, что болт хорошо работает, когда сила приложена к нему *вдоль* оси стержня, поперечные силы он принимает плохо. Заклепка, наоборот, хорошо работает на поперечные силы, на срез, хотя не худо работает и на продольные силы, или, как говорят, „на отрывание головок“, чего, впрочем, в практике стараются избегать не потому, что заклепки плохо работают, а потому, что при этом форма соединяемых частей не отвечает расположению сил.

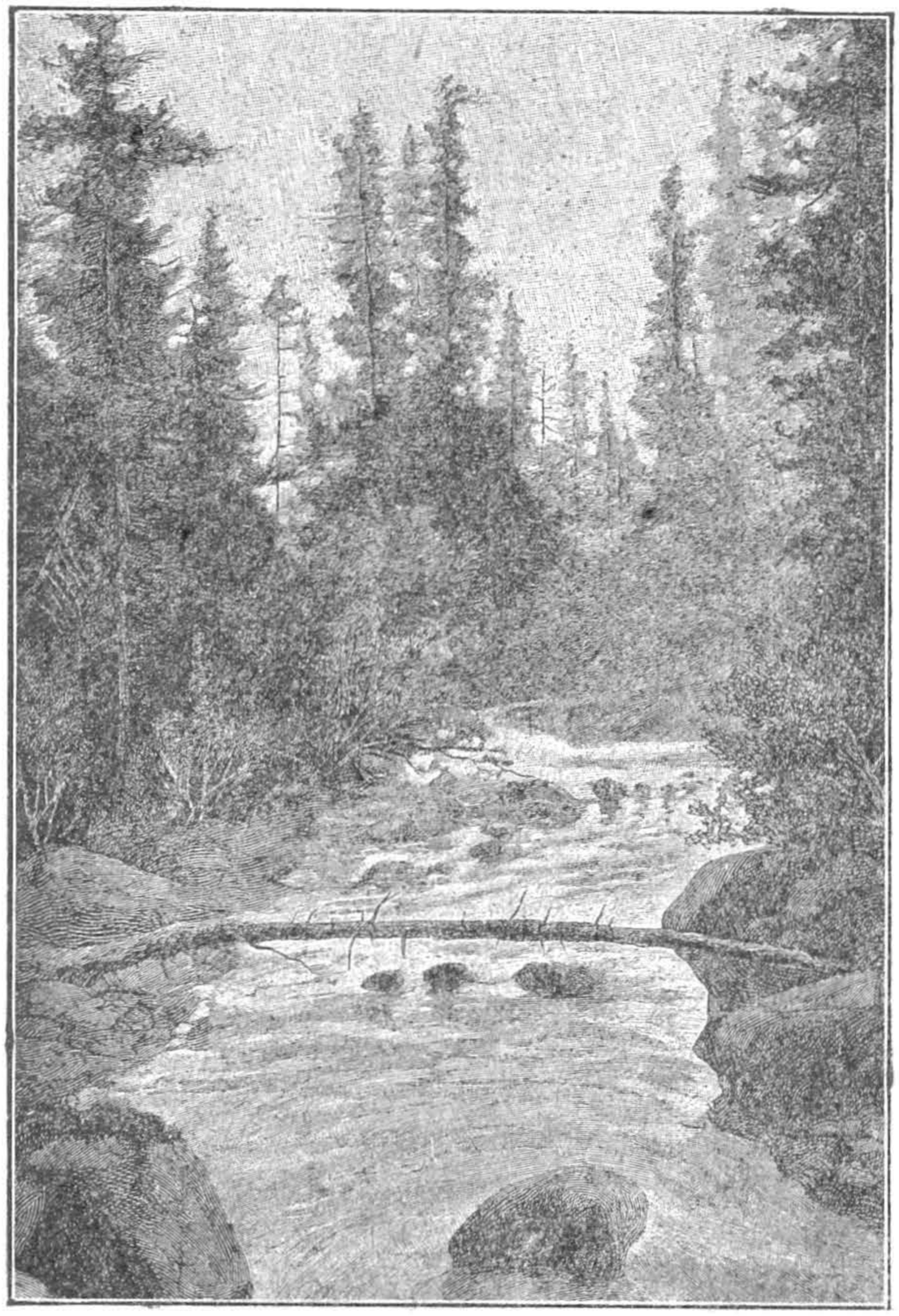
III. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК.

ПЕРВОБЫТНЫЕ МОСТЫ.

В наше время на всем земном шаре мосты строятся ежегодно сотнями. Не то было в древности, при малой населенности стран и изолированном существовании населения. Лишь с появлением сухопутных торговых трак-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

тов и возникновением таких войн, которые требовали передвижения больших масс людей и тянулись десятки лет, народы стали строить постоянные дороги, а на них мосты.

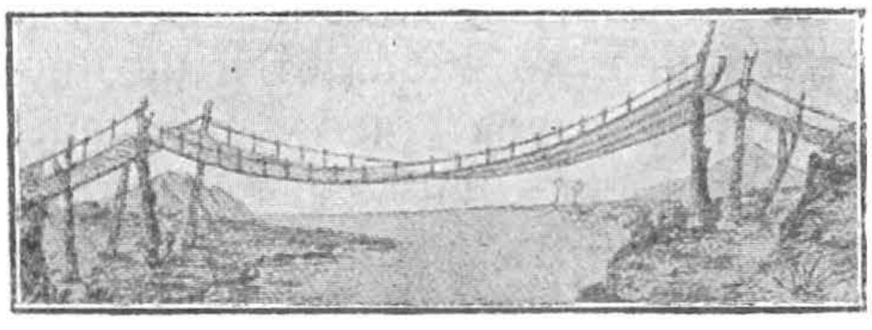


Фиг. 25. Река Селенга.

Таким образом, первоначального появления мостов, в настоящем смысле этого слова, нужно искать в *исторические времена,* когда на суше появились пути сообщения общественного значения.

Если же понятие о мосте расширить для всякого пути, хотя бы для пути одинокого зверолова, нуждающегося в переправе через ручей, то придется сказать, что первые мосты строила сама природа при помощи бурь, валивших деревья в первобытных лесах везде и во всех направлениях и, между прочим, так, что дерево падало поперек реки, перекрывая ее с одного берега на другой. И, по всей вероятности, первый мост, как дело рук человека, был устроен посредством срубания стоящего над ручьем или рекой дерева там, где не было в наличности сваленного бурей (фиг. 25, река Селенга). На Кавказе, в глухих местах, на тропах нередко можно встретить такого рода мосты. Дерево при этом иногда отесывается на четыре канта и снабжается легкими перилами. Это — прототип *балочного моста,* характеризуемого тем, что пролетная часть представляет собою балку.

Изыскания о подобном мостостроении в доисторические времена особого значения не имеют, но все же они дают любопытный материал в смысле прообразов различных типов мостов, которые мы теперь строим. Обиход первобытной жизни в настоящее время может быть наблюдаем у существующих еще диких племен и в глухих местах культурных народов. Некоторый материал по мостостроению можно найти в отчетах путешественников.



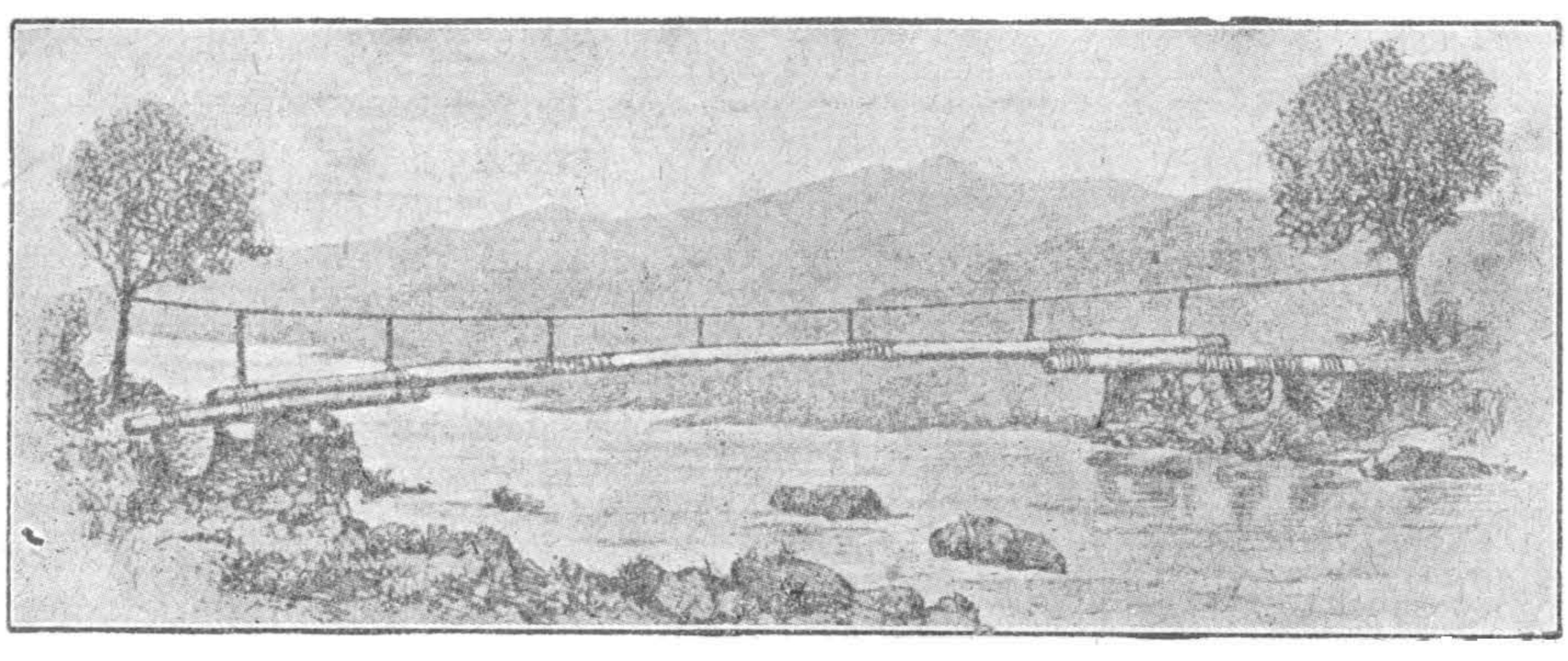
Фиг. 26. Мост Penipé.

Гумбольдт дает рисунок (фиг. 26) висячего моста, по которому он в

НБ УДУНТ (ДІІТ)

1802 г. перешел реку Chambo в Кордильерах; мост состоял из канатов агавы (растение), толщиною около 10 *см.* Длина моста около 40 *м*; ширина 2,5 *м*. Рабочие канаты поддерживают настил из бамбуковых отрезков и укреплены на берегах к стволам деревьев.

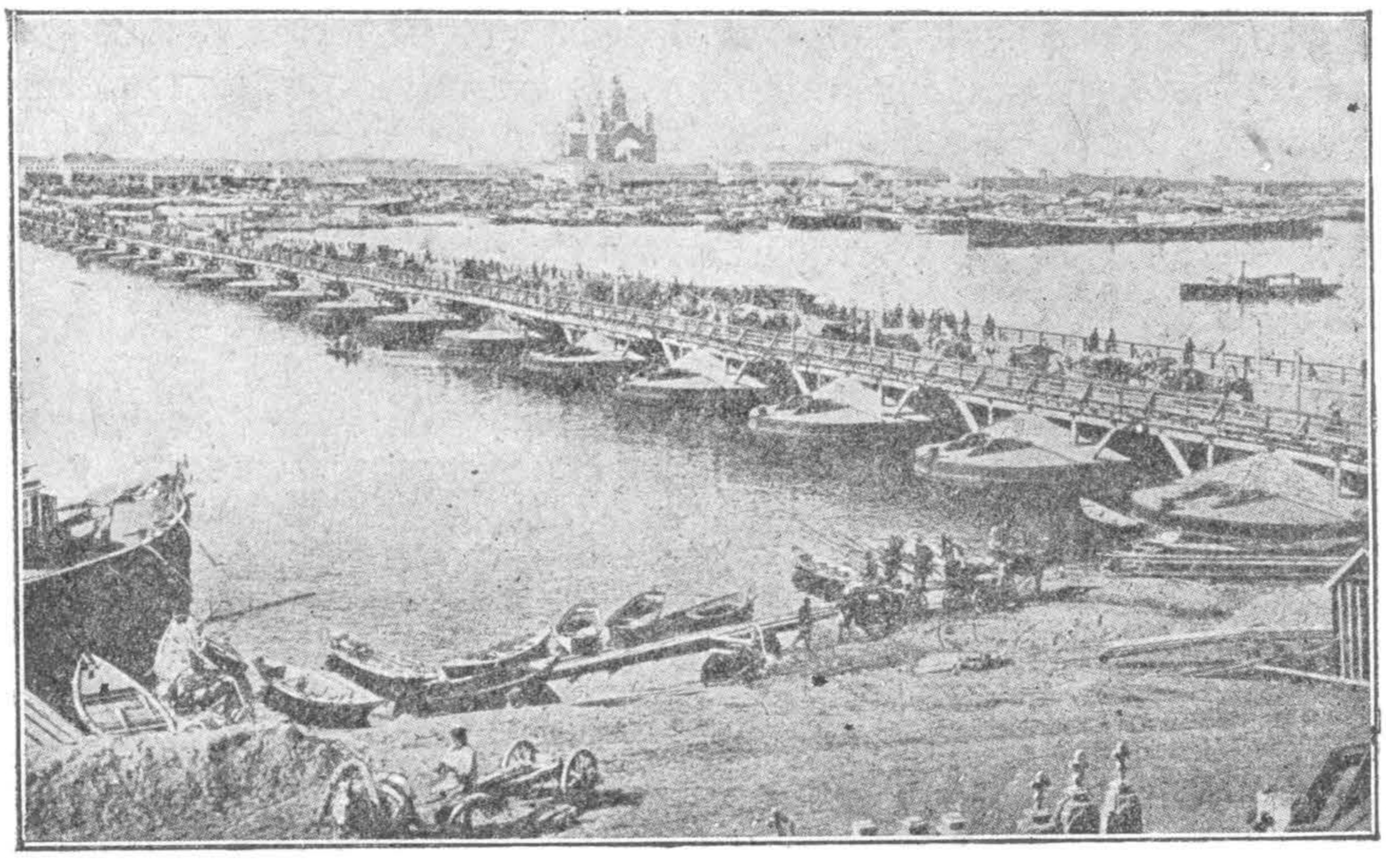
На фиг. 27 изображен кавказский первобытный пешеходный мост, пролетом 24 *м*. Канат свит из тройной виноградной лозы; к нему подвешена помощью лоз составная бревенчатая балка, служащая полотном моста. Канат в виду малой



Фиг. 27. Первобытный мост на Кавказе.

стрелки провеса нужно скорее рассматривать как перила; в таком случае мост будет представлять прототип консольного балочного моста. Такие мосты встречаются во многих местах, кроме Кавказа, напр., в Перу, Японии, Тибете и т. д.

Обращаясь к практике исторических народов, мы находим указания только о мостах, значительных по своей величине и трудностям устройства. Постройка более или менее значительного постоянного моста при слабом

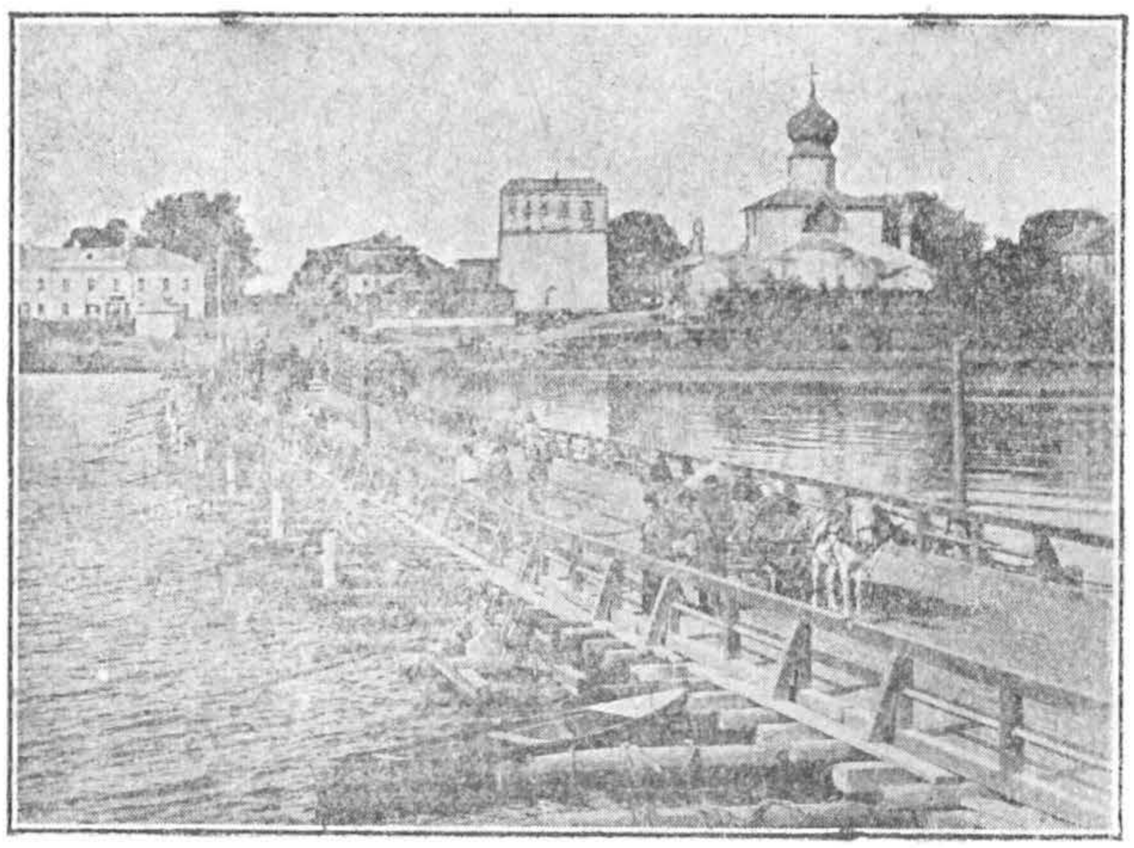


Фиг. 28. Наплавной мост через Оку в Н.-Новгороде.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

вооружении человека машинами и движущими силами природы представляла огромные трудности; она предпринималась редко, длилась иногда целые десятилетия и представляла историческое событие.

Первые мосты, о которых упоминают историки, были построены через Евфрат в Вавилоне за 2000 лет до нашей эры. По Геродоту, один из них был очень длинным, на кирпичных быках, по которым были уложены толстые пальмовые брусья, поддерживавшие настил из кипарисовых бревен. Мост имел разводную часть, при посредстве которой на ночь берега разобщались. Для заложения оснований быков река была отведена.



Фиг. 29. Прежний мост во Пскове через р. Великую.

Затем уже вполне достоверные указания даются о *наплавных* мостах, к типу которых относятся понтонные мосты, построенные для войск Дария (515 г. до нашей эры) через Босфор, под наблюдением грека Мандрокла из Самоса, и через Дунай во время похода Дария на скифов. Такие же мосты были построены для армии Ксеркса через Геллеспонт, для армии Александра Македонского через Евфрат (331 г. до нашей эры). Такие мосты имеют применение до сих пор как в СССР, так и за границей. На фиг. 28 изображен наплавной мост через р. Оку в Н.-Новгороде.

Самый простой мост этого вида представляет собою ленту плотов, перекинутую поперек реки с одного берега на другой.

На фиг. 29 представлен подобный мост, недавно существовавший во Пскове.

В Кобленце на Рейне имеется мост, покоящийся на плавающих железных цилиндрах; такой же мост существует в Риге через р. З. Двину.

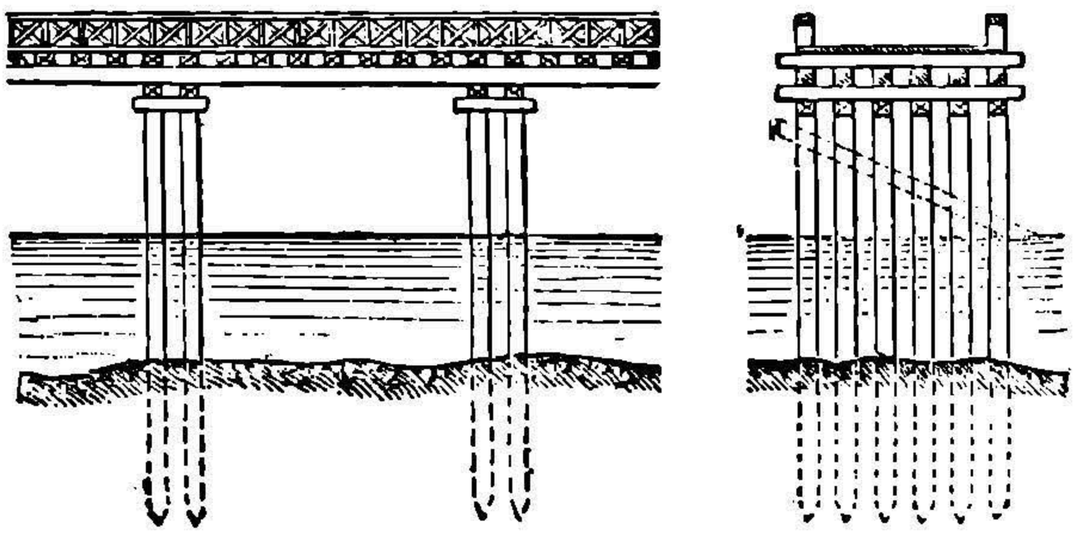
РИМСКИЕ МОСТЫ.

После упомянутых мостов исторические указания ведут к римским мос[illegible] где в VII веке до нашей эры строили уже постоянные мосты из д[illegible] и к[illegible]ня.

[illegible]дшим до нас сведениям, первый мост (мост Sublicius), построен[illegible] [illegible]ез Тибр (около 630 г. до нашей эры), был деревянным ([illegible] Он [illegible]ходился у подножия Авентинского холма. Мост состоял и [illegible]ятор, промежутки между которыми перекрыты деревянными про[illegible] Подводные остатки этого моста существуют в ложе реки до сих пор. [illegible]астоящее время на месте древнего моста стоит железный.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

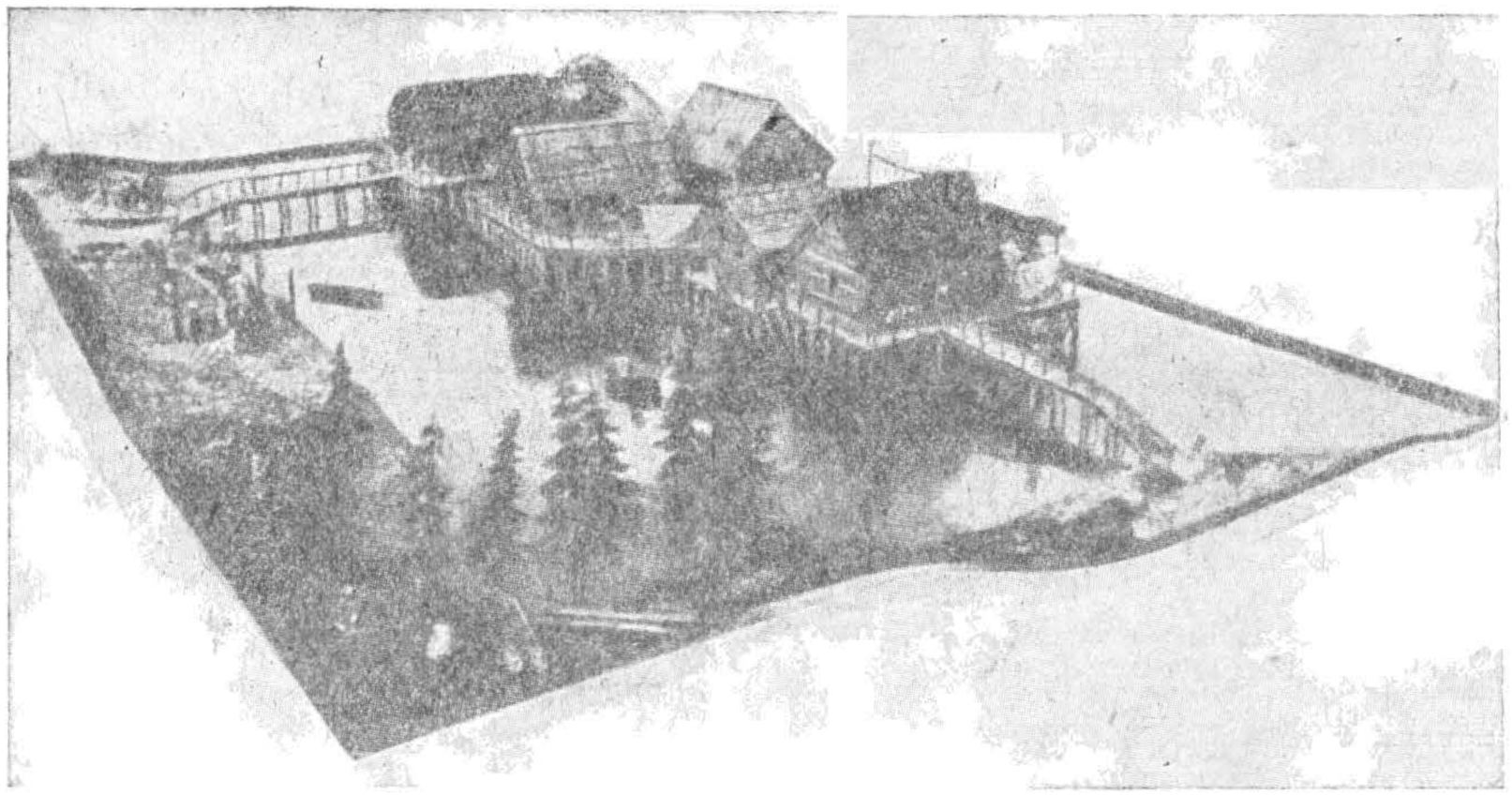
Начало свайных построек вообще и мостов в частности относится к далеким первобытным временам, а именно — к каменному веку, когда человек по выходе из пещер устраивал свои поселения на озерах на сваях; сообщение таких поселков с берегом происходило при помощи свайных мостов. На фиг. 31 изображена модель деревни на сваях, составленная на основании изысканий доисторической археологии.



Фиг. 30. Мост Sublicius в Риме (630 г. до нашей эры).

Постройка постоянных деревянных мостов через реки распространена была римлянами и на провинции. Так, напр., в эпоху Галльских войн были уже деревянные мосты в Орлеане, Пуатье, Париже. Юлий Цезарь оставил подробное описание постройки его войсками в 10 дней (55 г. до нашей эры) моста через Рейн (фиг. 32). Ныне определено, что место этого моста приходится в теперешнем Бонне; на портале нового (1899) боннского моста изображена поэтому фигура Ю. Цезаря.

В настоящее время на Дунае, в расстоянии 21 *км* вниз по течению от Орсовы, близ башни Северина существуют остатки замечательнейшего



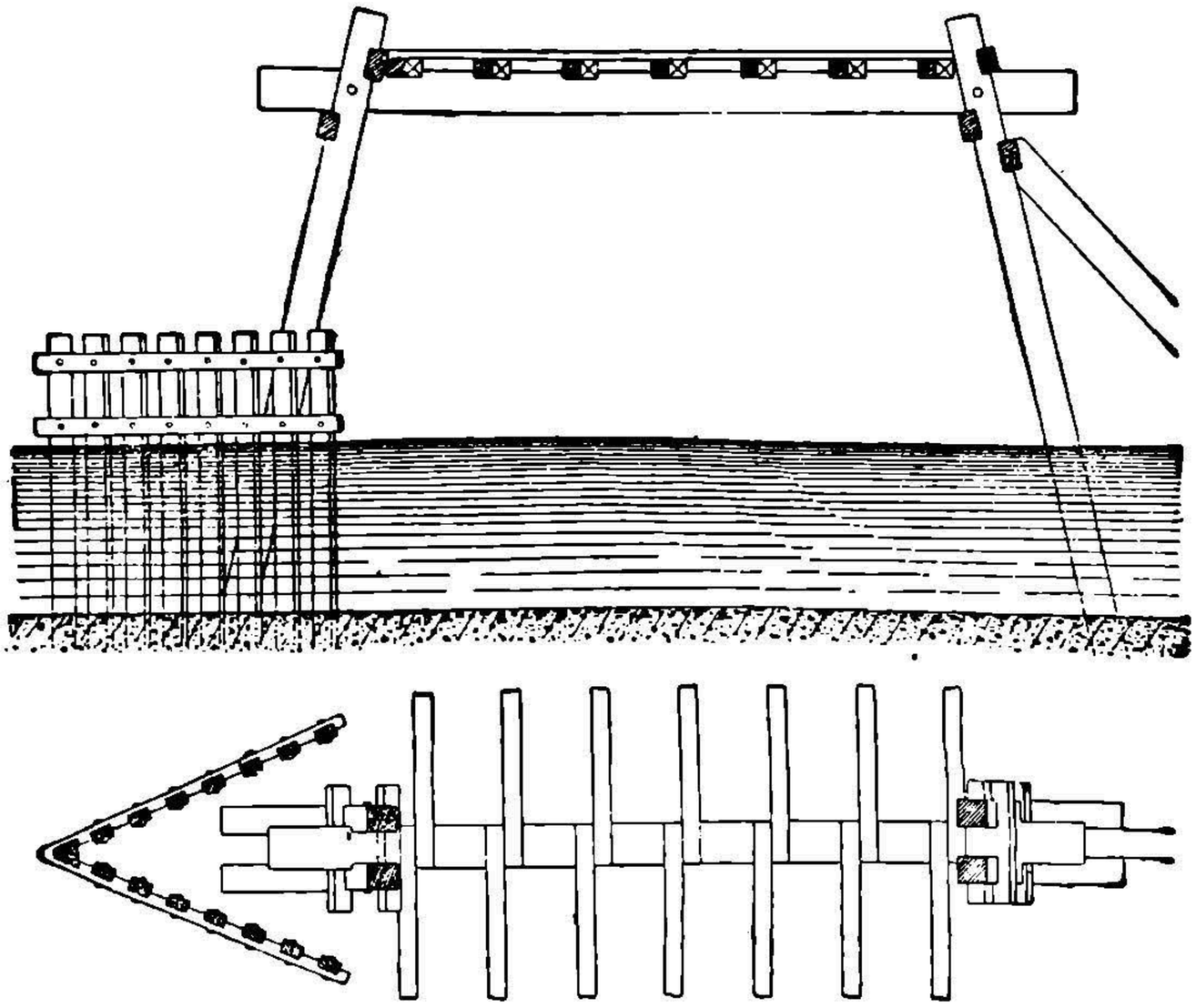
Фиг. 31. Модель свайной деревни каменного века.

моста древности, построенного при Траяне (103 г. нашей эры) знаменитым архитектором Аполлодором Дамасским. Мост был деревянный, на каменных опорах; он имел 21 пролет по 36 метров; толщина быков равна 18 *м*; основания их заложены на скале при глубине воды 6 *м*. Барельеф на Траяновой колонне, построенной тем же архитектором, указывает, что пролеты были перекрыты деревянными арками из трех брусьев с радиальными схватками (фиг. 33). По существующим остаткам устоя высота моста определяется в 20 — 25 *м* над меженним горизонтом Дуная.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

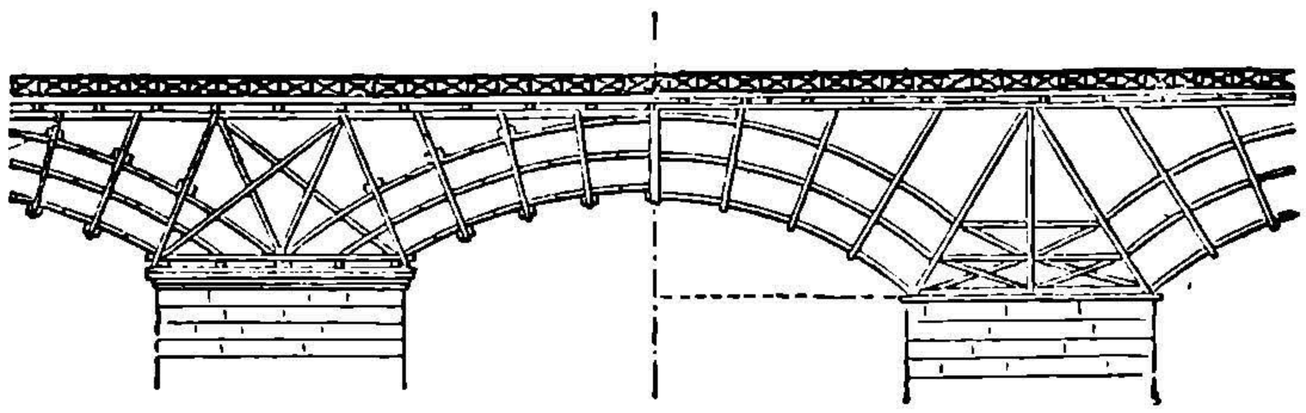
Подобный же мост был построен при Домициане (287 г.) через Рейн между Майнцем и Кастелем; остатки свайных оснований быков были удалены лишь в середине XIX ст. при расчистке русла.

Таким образом, деревянные мосты имели в древнем Риме большое распространение, как сооружения, требующие для постройки весьма немного



Фиг. 32. Мост Ю. Цезаря через Рейн (55 г. до нашей эры).

времени сравнительно с постройкой каменных мостов. Это были в большинстве случаев балочные мосты на свайных или каменных опорах. При больших пролетах прибегали к деревянным аркам, в устройстве которых проглядывает форма каменных сводов.



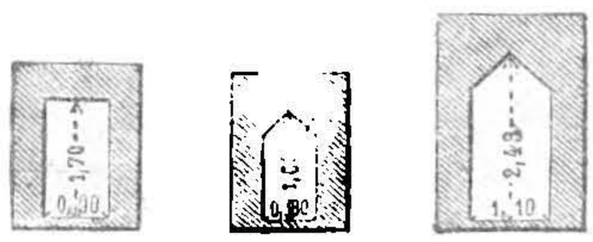
Фиг. 33. Мост Траяна через Дунай (103 г.).

Что касается *каменных* мостов, то именно в этой области римское инженерное искусство достигло такой высоты, которая была превзойдена лишь в последние столетия нового времени.

Как известно, в древней Греции зодчество стояло на большой высоте, но там не знали каменных арок с радиальными швами или не хотели их применять в более поздние века, когда в походах Александра Македонского греки познакомились с ним на Востоке, где подобные своды строились уже в глубокой древности. В Ниневии (ассирийская культура, VIII — VII вв.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

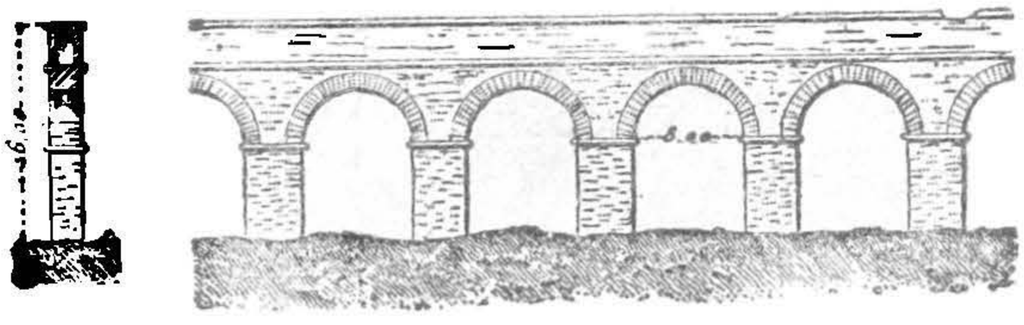
до нашей эры) найдена арка ворот из кирпича, пролетом 3,1 *м*. Своды с радиальными швами обнаружены также в египетских пирамидах. В древней Персии, по примеру Ассирии, часто применялись такие своды овального очертания и готического, сложенные без кружал.



Фиг. 34. Сечения акведуков.

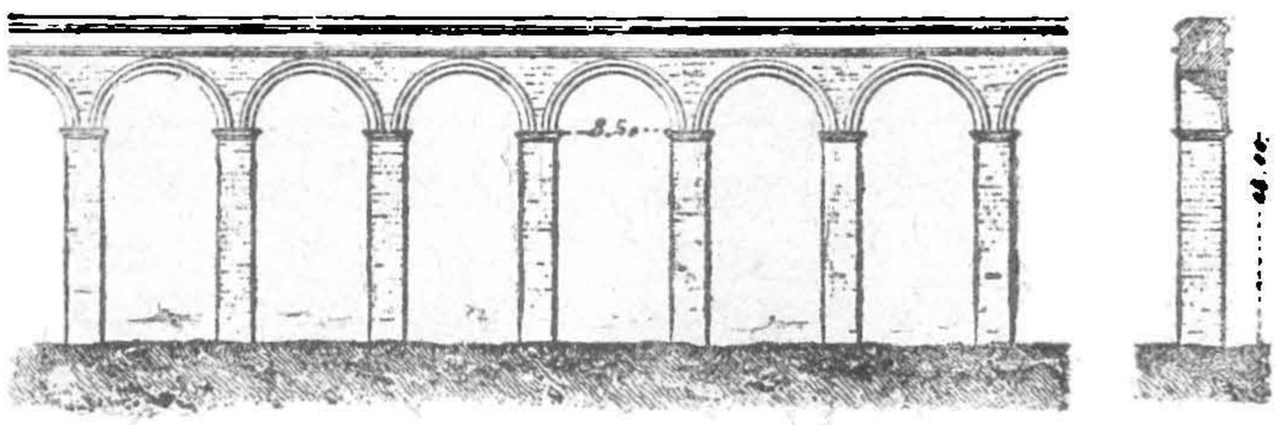
Вообще, считается признанным, что идея радиальных сводов появилась в Азии, откуда была перенесена этрусками в нынешнюю Италию до начала римской эпохи. Предполагают, что этруски первые стали строить полуциркульные своды с радиальными швами на кружалах, т. е. своды нашего типа. Они применяли их для водостоков, акведуков и мостов. Особенно же широкое применение этрусские своды получили у римлян.

В отношении путей сообщения древний Рим походил на современное государство. Он имел около 75 000 *км* шоссейных дорог, а до этого числа не дошла еще длина советской железнодорожной сети. На шоссе и в городах было построено множество каменных мостов, которые почти все были разрушены в период падения Рима. Разрушение шло на протяжении столетий, а затем европейское население, в период первой половины средних веков, почти 600 лет, не нуждалось в постоянных путях сообщения, а следовательно и в мостах. Когда мостостроение возродилось, оно началось с подражания остаткам римских мостов.



Фиг. 35. Акведук Marcia (145 г. до нашей эры).

При устройстве водопроводов римляне строили *акведуки*. Уже в 311 г. до нашей эры был построен акведук для источников *Appia*. Вода проводилась в небольших каналах, перекрытых или одной плитой, или сводиком (фиг. 34); наибольший канал имел ширину 1,70 *м*. При переходе водопровода через глубокие долины для поддержания каналов на высоте и строили акведуки. Арки их имели пролеты от 2 до 8 *м*, а при пересечении реки и больше (фиг. 35, 36, 37). Всего для снабжения Рима водою было построено 436 *км* водоводов, которые на протяжении 55 *км* проходили по аркадам.



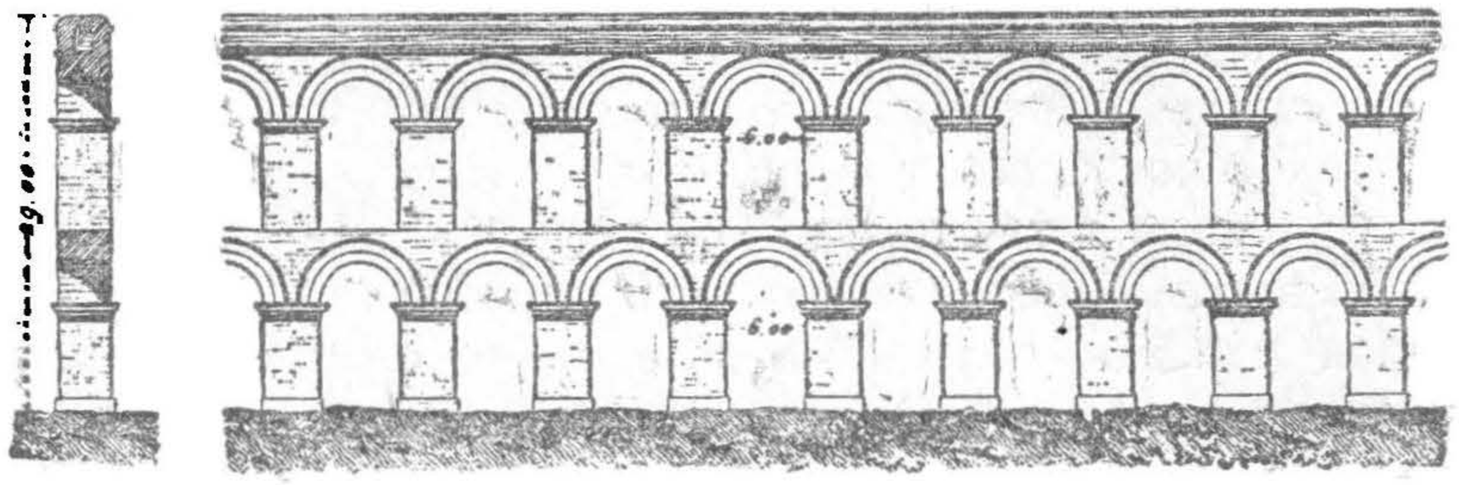
Фиг. 36. Акведук Нерона (70 г.).

В Риме и его окрестностях в эпоху расцвета существовало 8 мостов через р. Тибр; из них до сих пор существуют 5 мостов.

Мост Milvius (ponte Molle) построен в 109 г. до нашей эры (фиг. 38). Пролет арок от 17 до 19 *м*; над быками имеются окна — технический

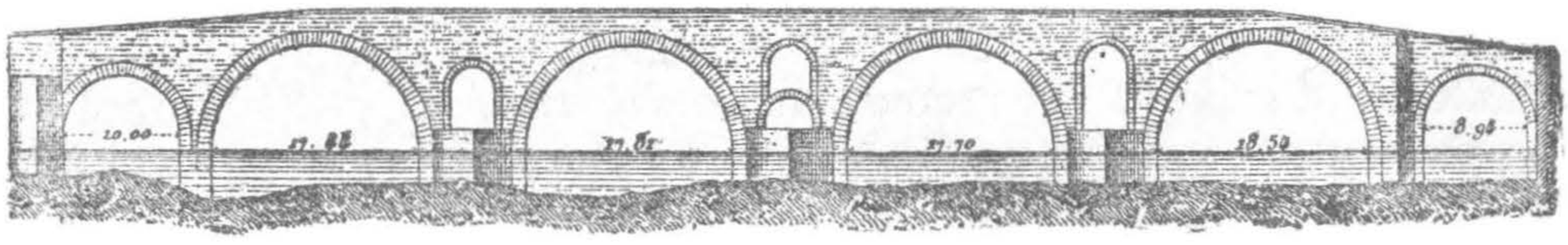
НБ УДУНТ (ДІІТ)

мотив, часто осуществляемый в настоящее время. Во время войн несколько раз был разрушен. На фиг. показан его вид в середине XIX столетия.



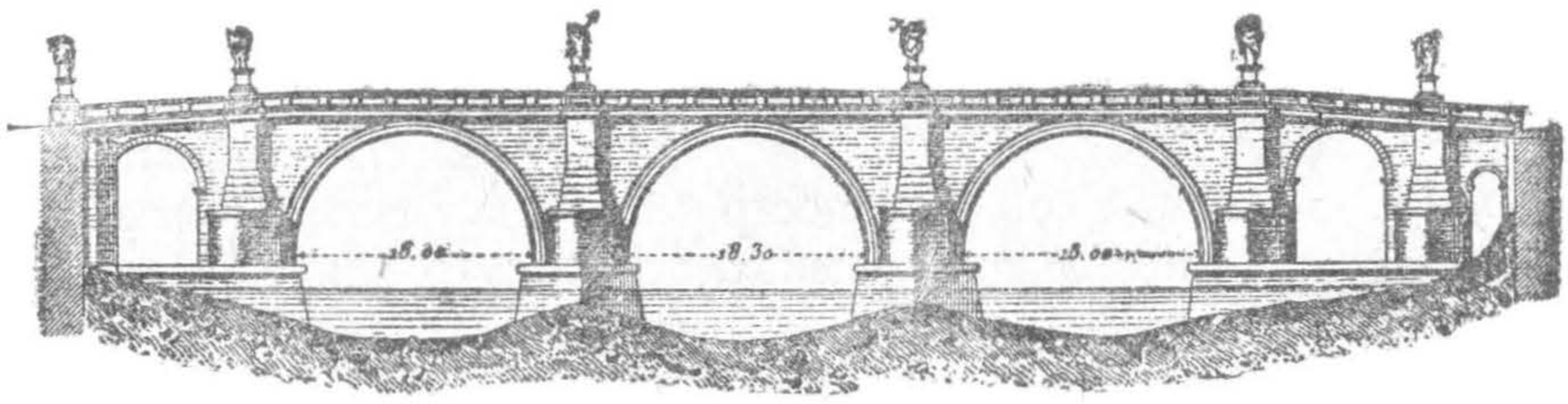
Фиг. 37. Акведук Александра (226 г.).

Мост Aelius (св. Ангела) построен в 138 г. нашей эры (фиг. 39). Нижняя часть до плинтуса сохранилась первоначальная, верхняя же построена в



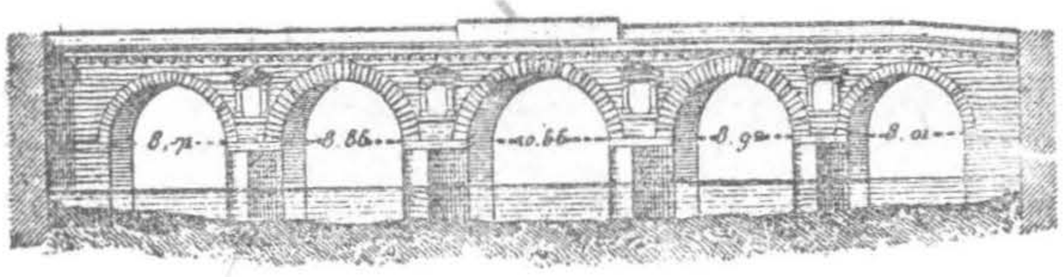
Фиг. 38. Мост Milvius в Риме (109 г. до нашей эры).

XVII столетии. Арки 18 *м*, толщина быков, как и вообще в римских мостах, очень велика, равна почти половине пролета.



Фиг. 39. Мост св. Ангела в Риме (138 г.).

Кроме того, в других местах Италии сохранились еще древние мосты, Отметим мост Августа в Rimini (фиг. 40). Это первый *косой* мост, в котором продольная ось моста (пути) составляет с осью реки угол 77°.



Фиг. 40. Мост Августа в Римини.

Мост Августа близ Narni через Неру остался в виде развалин. Путь на мосту имел уклон; большая арка имела пролет 34 *м* — наибольший, найденный у римских мостов.

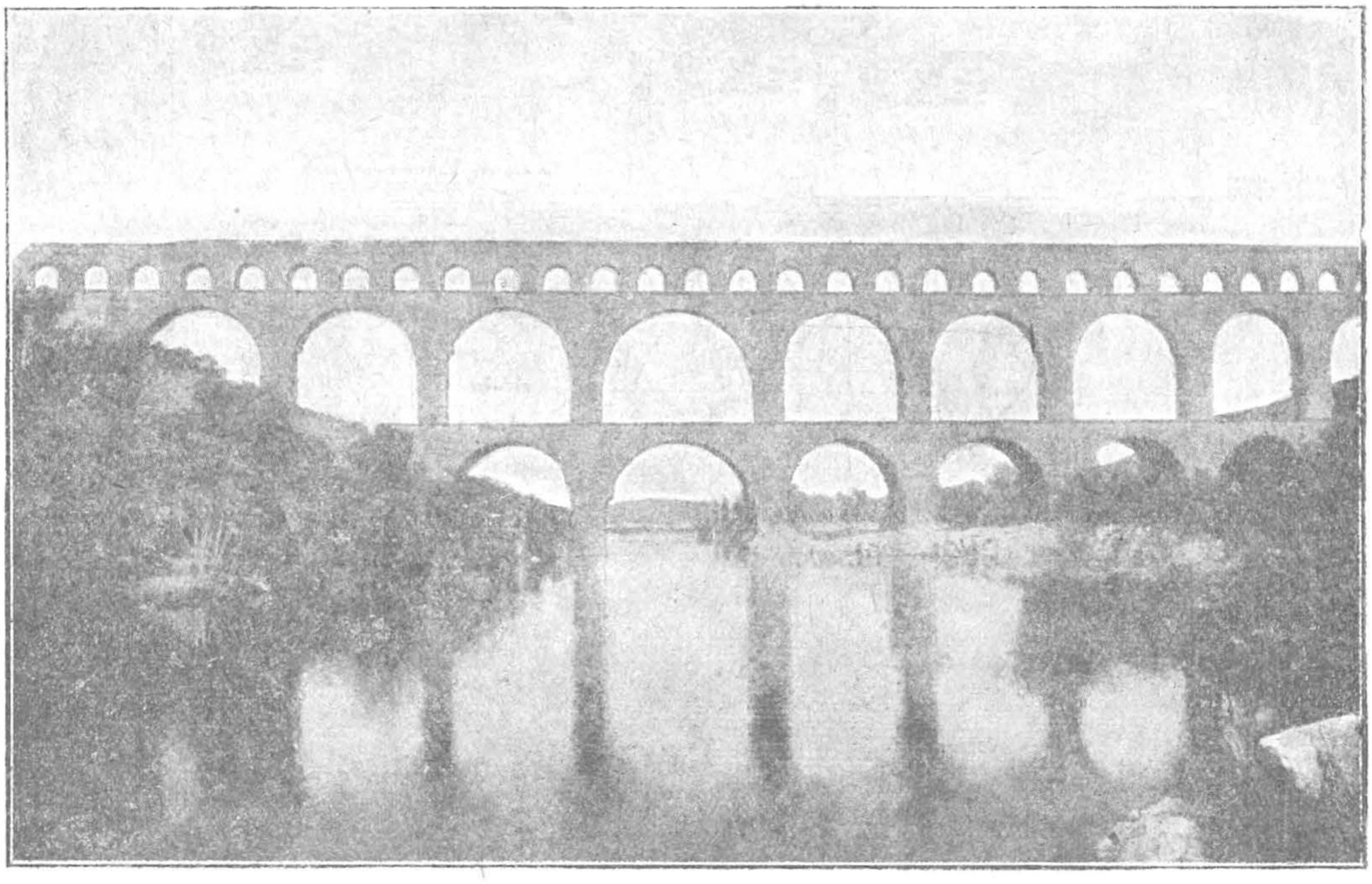
В бывших римских провинциях также существуют остатки римских мостов и акведуков. Из них особенно замечателен прекрасно сохранившийся

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Гардский акведук во Франции близ Нима (фиг. 41); пролет арок доходит до 25 *м*; толщина быков 4,8 *м* — сравнительно очень небольшая; своды сложены из тесаных камней, положенных без раствора, — характерный прием для многих римских построек. Часть сводов, от шва перелома, сложена концентрическими кольцами. Верхние арки имеют пролет 4,5 *м*.

Акведук построен в 63 — 13 гг. до нашей эры; в 1743 г. был устроен над нижним ярусом проезд благодаря наличности большой ширины этого яруса. Высота акведука 48 *м*, длина 260 *м*.

В Испании сохранилось гораздо больше римских мостов, напр., в Саламанке через р. Tormes в 27 арок по 10 — 11 *м*. Особенно замечателен по



Фиг. 41. Гардский акведук (13 г. до нашей эры).

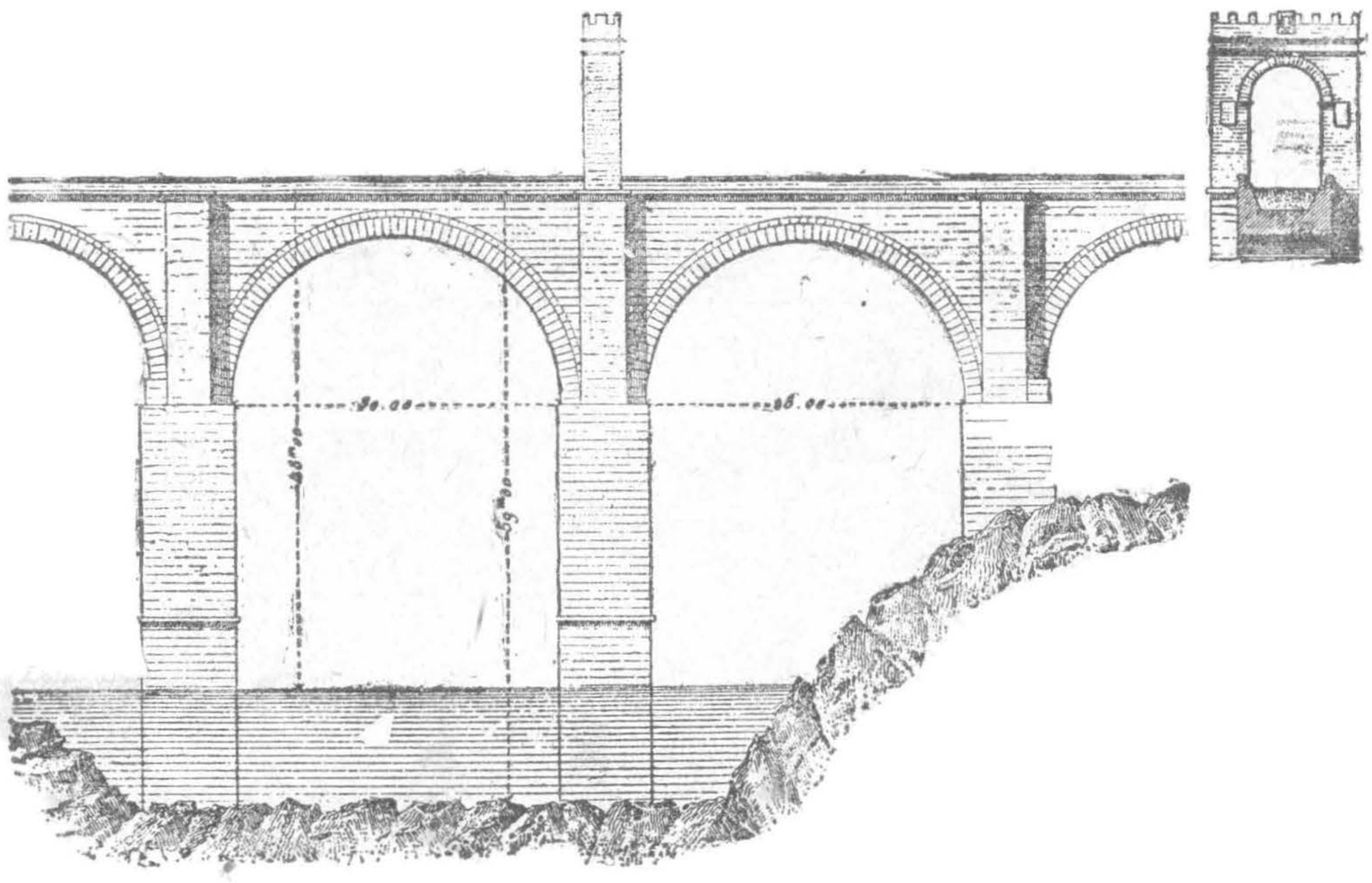
пролетам (30 *м*) и по высоте (60 *м* над дном реки) мост Алькантара на р. Таго (фиг. 42). Своды из тесаных больших камней без раствора. Построен в 98 г.

Из приведенных примеров видно, на какой высоте находилось строительное искусство у римлян, с какими трудностями они справлялись без тех знаний, какими мы теперь обладаем. Основания они делали или свайные с ростверком, или из бетона, уложенного в понтонном ящике, или из каменной наброски. Не имея копров для забивки длинных свай, они принуждены были допускать небольшое давление на сваи и делать широкие основания под быками, которые, в свою очередь, были весьма широки. Более ранние мосты имеют толщину быка равную $^1/_3$ пролета; потом стали делать от $^1/_2$ до $^1/_8$; Нимский акведук является наиболее смелым в этом отношении сооружением: при пролете 24,5 *м* толщина быка 4,8 (1. 5).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Широкие быки, с нашей современной точки зрения, составляют один из крупнейших недостатков римских мостов, так как они очень сильно стесняли русло реки, вызывали большие скорости протекавшей под мостом воды. Во многих случаях древние мосты и мосты средних веков, построенные по образцам римских, приходилось и приходится еще до сих пор разрушать и заново перестраивать в интересах судоходства.

Кладка мостов была двоякого рода: в значительных мостах ее делали из тщательно отесанных больших камней, сложенных насухо; в незначительных сооружениях кладка была бутовой. на хорошем гидравлическом



Фиг. 42. Мост Алькантара (98 г.).

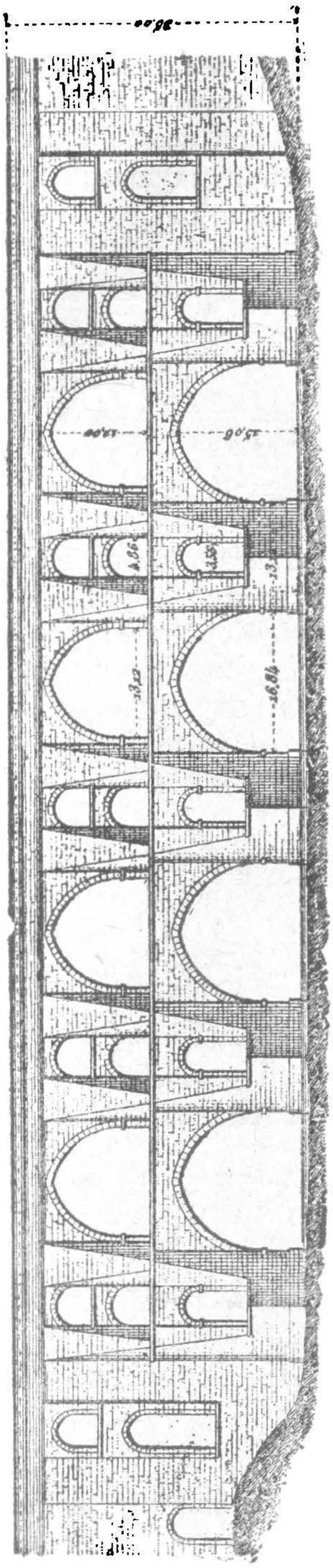
растворе; при этом применялись прокладные ряды из кирпичной кладки или из каменных плит.

Затем, видно, что римляне не знали пологих арок и строили лишь *полуциркульные,* вследствие чего при больших пролетах им приходилось делать очень крутые въезды на мост. Над толстыми быками устраивались поперечные проемы для уменьшения давления на грунт и для пропуска высокой воды.

ВИЗАНТИЙСКИЕ МОСТЫ.

В ранние средние века, когда в Западной Римской империи постройка мостов надолго прекратилась, были построены в Византии некоторые сооружения, равносильные римским. В VI столетии для водоснабжения Константинополя были построены Бургасские (Pyrgos) акведуки в 14 *км* от столицы

НВ УДУНТ (ДІІТ)

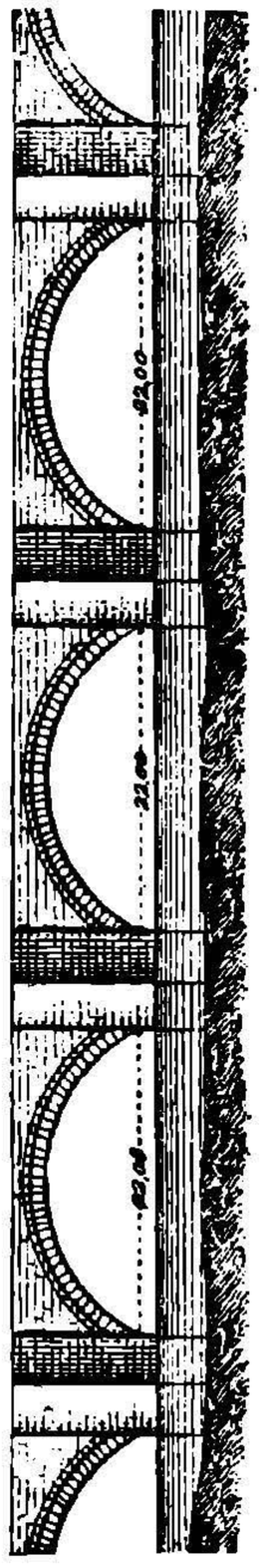


Фиг. 43. Бургасский акведук близ Константинополя (VI в.)

(фиг. 43). Длина наибольшего из них 240 *м*, высота 35 *м*; главные своды готические, а сводики в толстых быках полуциркульные. Это указывает на слияние римской техники с азиатской; готические своды сложены уже не по персидскому способу, а по этрусскому, т. е. на кружалах с радиальными швами.

По виду сооружение тяжелое и сложное.

В том же столетии близ Бруссы в Азии был построен мост Sangarius (фиг. 44) из 7 арок, пролетом 23 *м*; своды *пологие*; отношение стрелки арки к пролету равно 1 : 3,5. Своды сложены на растворе, облицовка насухо из тесаных камней. Быки с верховой стороны имеют треугольный выступ, с низовой — очерчены по полукругу. Для защиты моста с одного конца были построены ворота, а с другого — форт в виде башни. Внешний вид моста значительно уступает классическим образцам более ранней эпохи и отражает эпоху упадка культуры. Примененное здесь очертание быков послужило, однако, образцом для многих мостов средних веков.



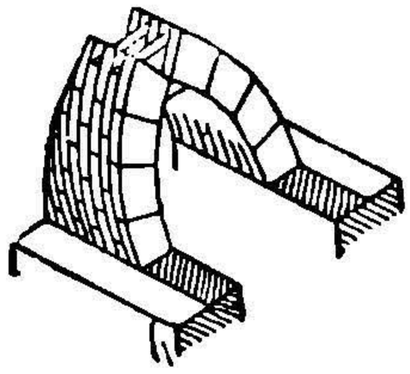
Фиг. 44. Мост Юстиниана через Sangarius (VI в.).

ПЕРСИДСКИЕ МОСТЫ.

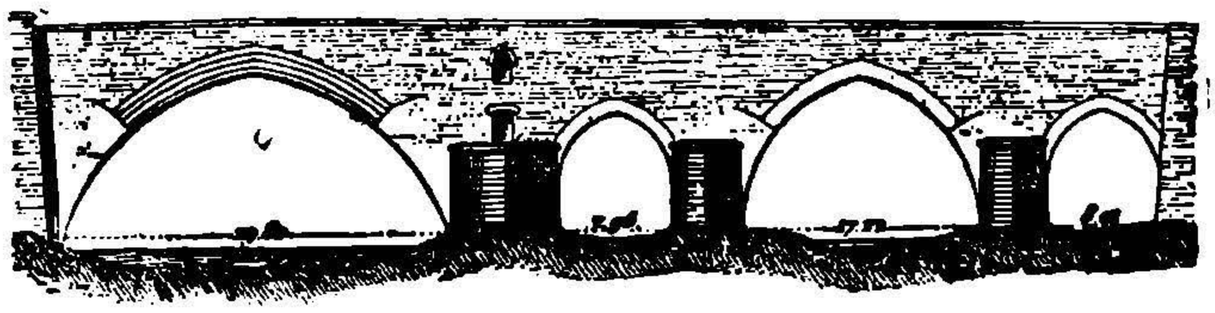
Своеобразные мосты, как по своей форме, так и по способу их сооружения, существуют в Персии. Постройка наиболее древнего из них относится к IV веку нашей эры. Кладка сводов и куполов, как упоминалось уже, была известна в Персии в глубокой древности; существуют остатки сооружений, относящихся к VI — III векам до нашей эры, в состав которых входили купола при диаметре барабана до 15 *м*. Характерная черта персидских сооружений — применение кирпича, как обожженного, так и просушенного лишь на солнце. Применение кирпича для сводов объясняется отсутствием леса для кружал и трудностями доставки на место работ камня. Древнейшие своды

НБ УДУНТ (ДІІТ)

клались без кружал, кирпичи располагались не по образующей на ребро, как делается теперь, а по направляющей (фиг. 45); кладка велась слоями, следовавшими вдоль оси свода; каждый слой составляет тонкую арку. Способ кладки без кружал состоял как бы в прилепливании при помощи раствора плоских тонких кирпичей очередной арочки к предыдущим; для большего успеха арочки располагались в наклонных плоскостях.

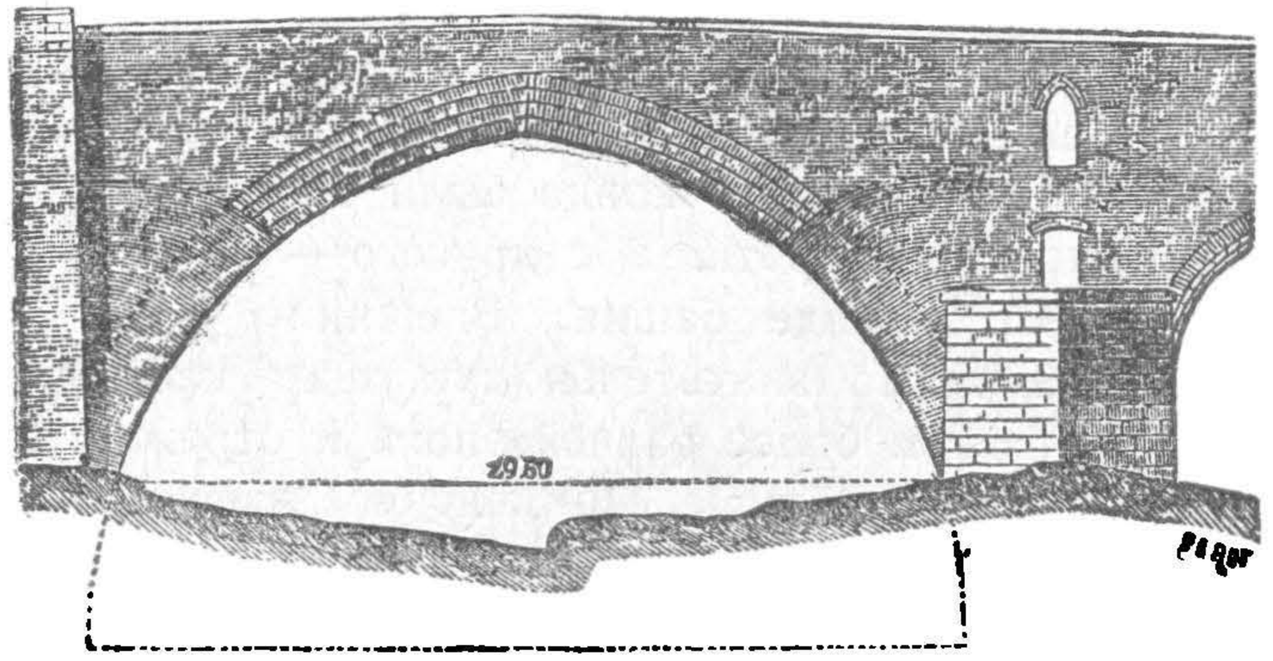


Фиг. 45.

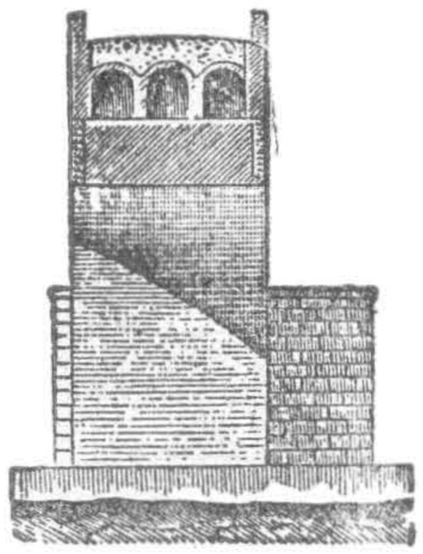


Фиг. 46. Красный мост в Персии (XI в.): фасад.

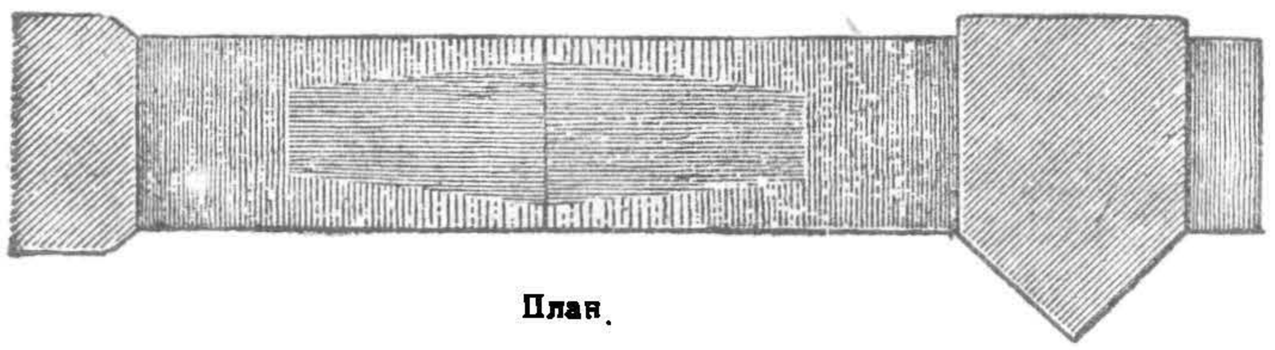
Что касается сводов в мостах, то кладка их представляет смесь двух видов: кладки с горизонтальными слоями с напуском и кладки с радиальными швами с применением кружал самого легкого типа. Последнее условие приводило к кладке свода кольцами, причем первое кольцо, которое именно клалось на кружалах, выкладывалось детьми. В виду применения



Главный свод.



Поперечный разрез.



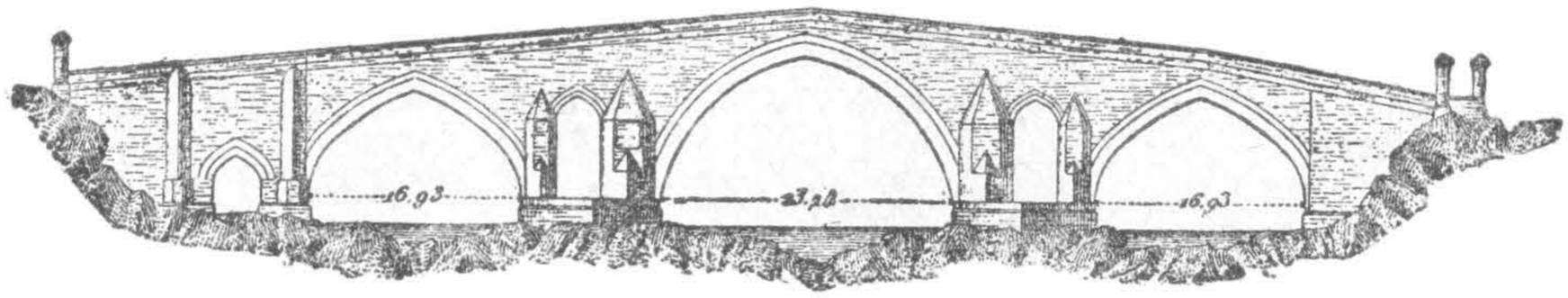
План.

Фиг. 47—49. Красный мост в Персии (XI в.).

довольно слабого материала и не совсем благоприятного для прочности свода приема кладки его мелкими кольцами без перевязки, нагрузка сводов должна быть возможно меньшей, и мы можем в персидских мостах найти уже те приемы, которые применяются ныне инженерами при сводах больших пролетов для уменьшения на них нагрузки. На фиг. 46—49 изображен Красный мост, находящийся на дороге из Тифлиса в Тавриз, построенный

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

в XI веке. Наибольший пролет его 29,8 *м*. Мост сложен из кирпича весь, за исключением носовых частей быков. Очертание готическое из двух центров, как принято было в Европе. Для кладки такого свода нужны клинья одного шаблона. От пят до середины полупролета свод образован выпуском горизонтальных слоев быка с некоторым наклоном внутрь пролета, приближающим шов к направлению радиуса (фиг. 47); подобная кладка велась без кружал и доводилась до высоты, при которой кирпичи лежали еще без поддержки на наклонной плоскости. Средняя, замковая часть

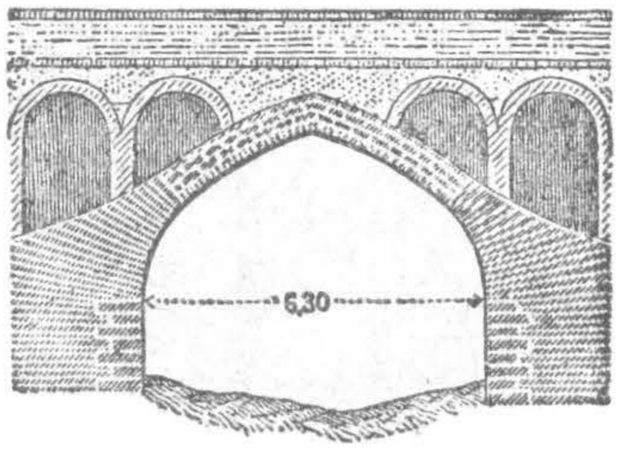


Фиг. 50. Мост Девушки в Персии (XII в.).

свода сложена при двух направлениях положения кирпичей (фиг. 49); щековые части имеют только поперечные ряды, средняя часть — снизу продольные, сверху поперечные. Легкие кружала устраивались лишь для кладки щековых частей. Опираясь на них, нижний слой средней части, составленный из тонких, но широких кирпичей, можно было класть способом прилепливания кирпича на растворе к боковой поверхности имеющейся уже щековой арки; кружал для этого не нужно.

На фиг. 48 представлен поперечный разрез моста, из которого видно применение *продольных галерей*, перекрытых сводиками, для устранения тяжелой сплошной засыпки над сводом.

На фиг. 50 изображен мост Девушки, построенный в XII веке недалеко от Тегерана. Своеобразно красивый мост имеет три пролета с широкими быками римского типа и с готическими сводами; средний свод — европейского очертания, крайние — персидского, который в это время появился и вытеснил из употребления первый. Персидский готический свод вычерчивается из 4 центров и характеризуется весьма малой кривизной у замка.



Фиг. 51. Один пролет моста Мианеха в Персии (1580).

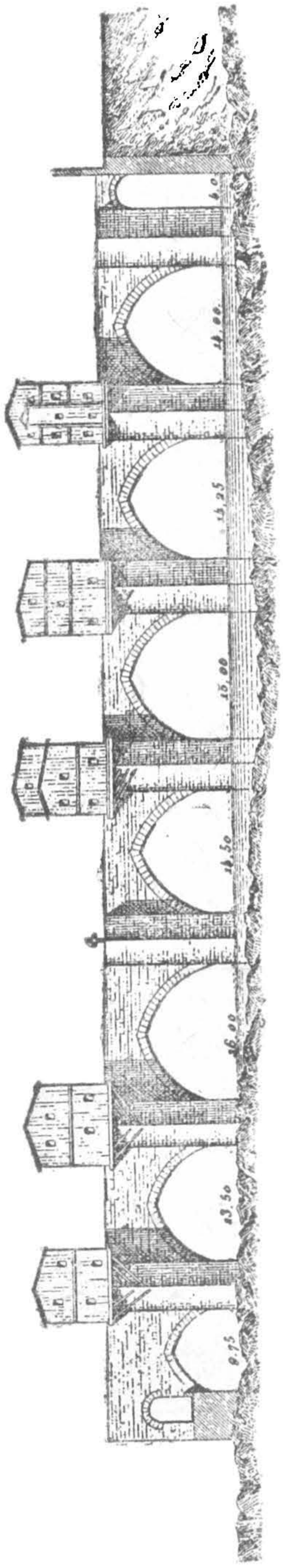
Фигура 51 изображает продольный разрез одного из пролетов моста Мианеха, имеющего 23 таких пролета; мост построен в XVI веке; особенность его — применение внутренних поперечных галерей для заполнения пазух.

СРЕДНЕВЕКОВЫЕ МОСТЫ.

С X столетия возобновляется мостостроение в З. Европе, главным образом во Франции, Англии, Испании и Италии.

Из французских мостов укажем на следующие. Мост Albi на Тарне (фиг. 52) построен в 1035 г. Арки готические; это очертание заимствовано

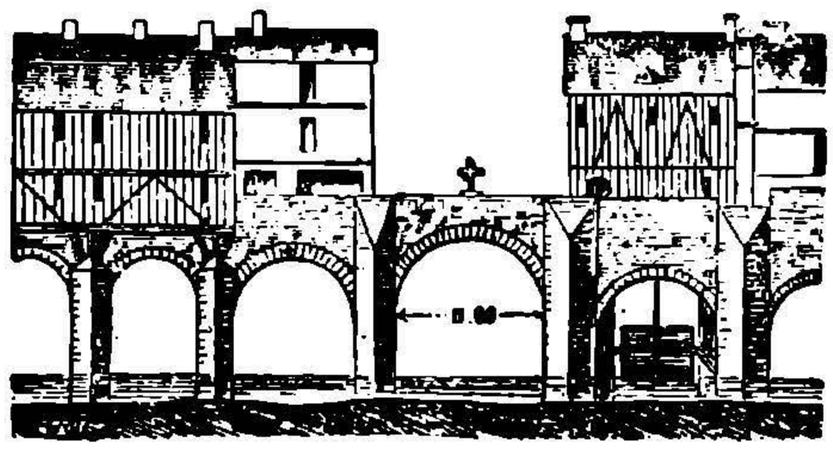
НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 52. Мост Albi (1035).

у восточных цивилизаций и получило на Западе чрезвычайное развитие с эпохи Крестовых походов. Пролеты от 10 до 15 *м*; быки толщиною 5,5 — 6,7 *м*; ширина моста была 4,4 *м*, но в 1820 г. увеличена уширением сводов, насколько позволяли выступы быков с низовой стороны. Над быками внутри моста имеются пустоты, в которых находились магазины и склады обитателей деревянных башен, имевшихся на мосту.

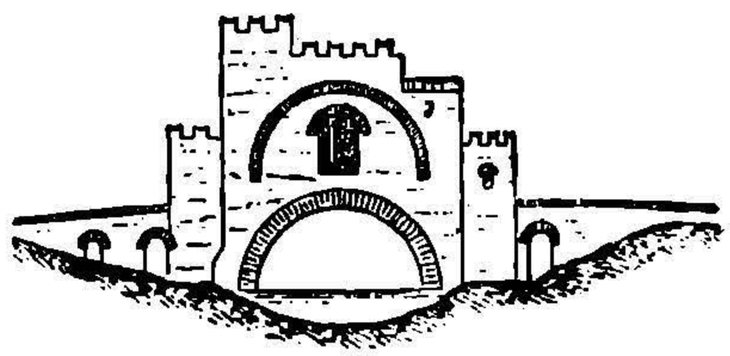
Вообще, средневековые мосты заселялись либо стражей, как стратегические пункты, либо торговым



Фиг. 53. Мост de Pontoise.

классом, как узловые пункты торговых путей, а в городах — как места с наиболее бойким движением. В Париже имеется мост de Changes, название которого свидетельствует о том, что когда-то на нем находились меняльные лавки.

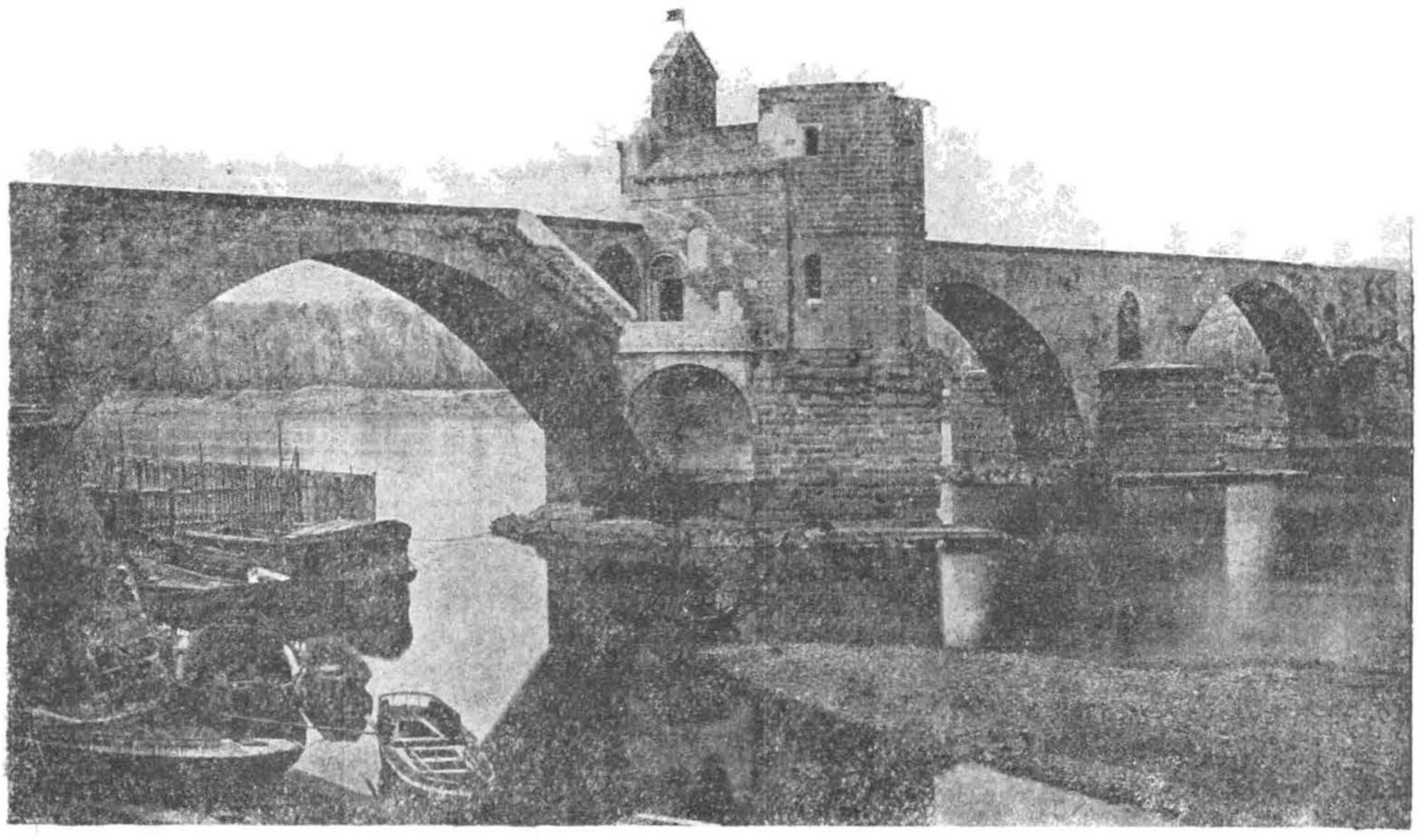
На фиг. 53 приведена часть моста, застроенного множеством домов и несколькими мельницами. На фиг. 54 изображен мост-крепость.



Фиг. 54. Мост Nomentano близ Рима.

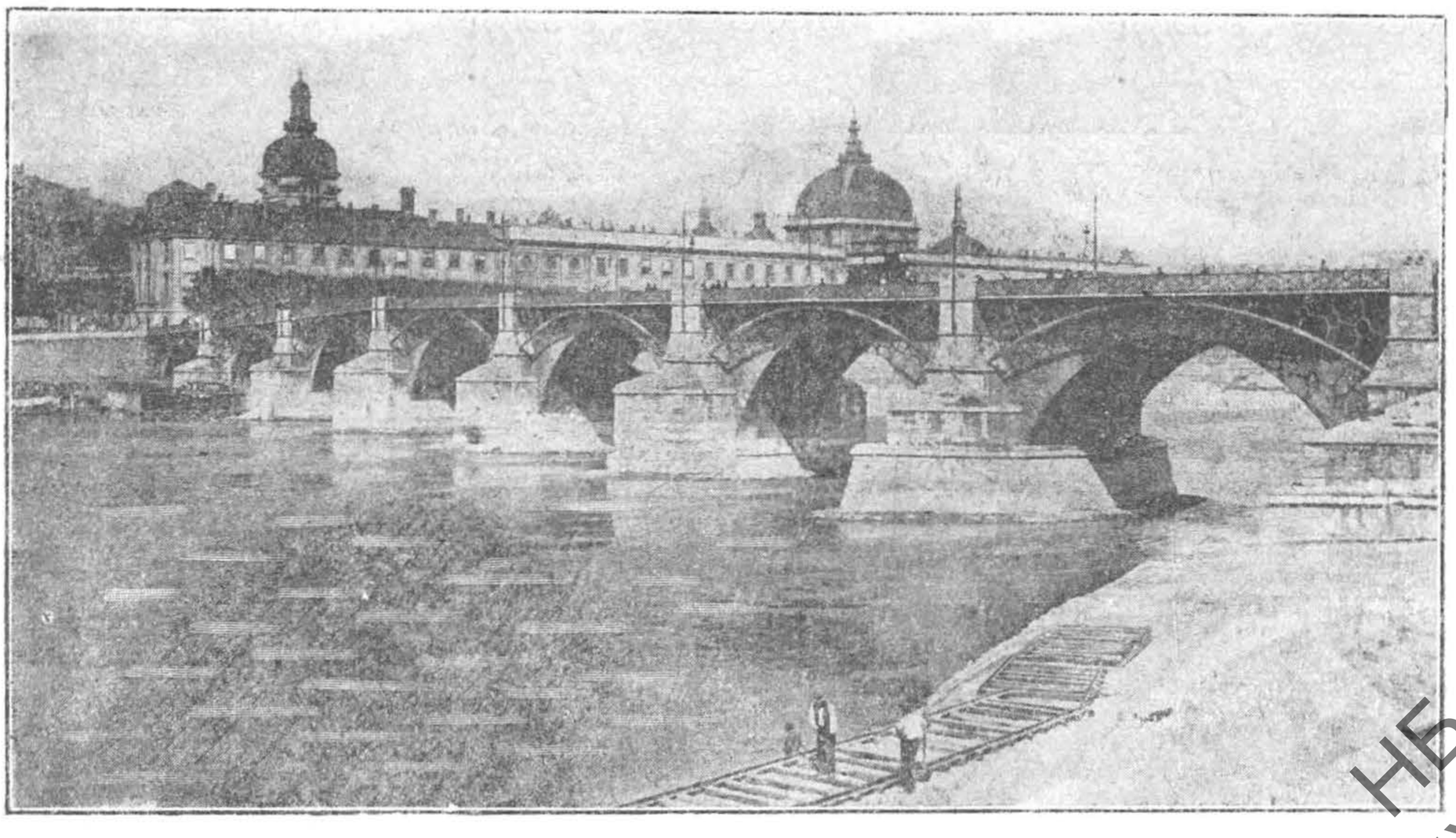
Мост в Авиньоне (фиг. 55) построен „мостовыми братьями“ в 1187 г. В средние века науки нашли себе приют в монастырях; там же хранились традиции и знания, необходимые для постройки таких сооружений, как мосты и храмы. К XII столетию общественная жизнь и культурные потребности настолько уже поднялись, торговля настолько развилась, что явилась нужда, между прочим, и в постоянных путях сообщения. В строительном деле стали образовываться цехи и корпорации, которые поддерживались и поощрялись церковью, наиболее мощной общественной организацией того времени. К числу подобных корпораций относятся и „мостовые братья“. Мост в Авиньоне имел длину 600 *м*; наибольшая арка

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 55. Мост в Авиньоне (1187).

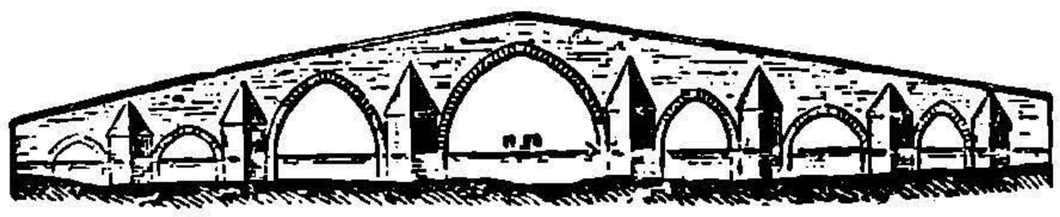
имела пролет 33 *м*. Арки пологого очертания с подъемом 1 : 3 сложены параллельными зонами, как в Гардском акведуке; толщина арок в замке 0,87 *м*; над быками оставлены пустоты. В плане мост был изломан эта особенность относится и ко многим другим мостам; она объясняется



Фиг. 56. Мост de la Guillotière в Лионе (1245).

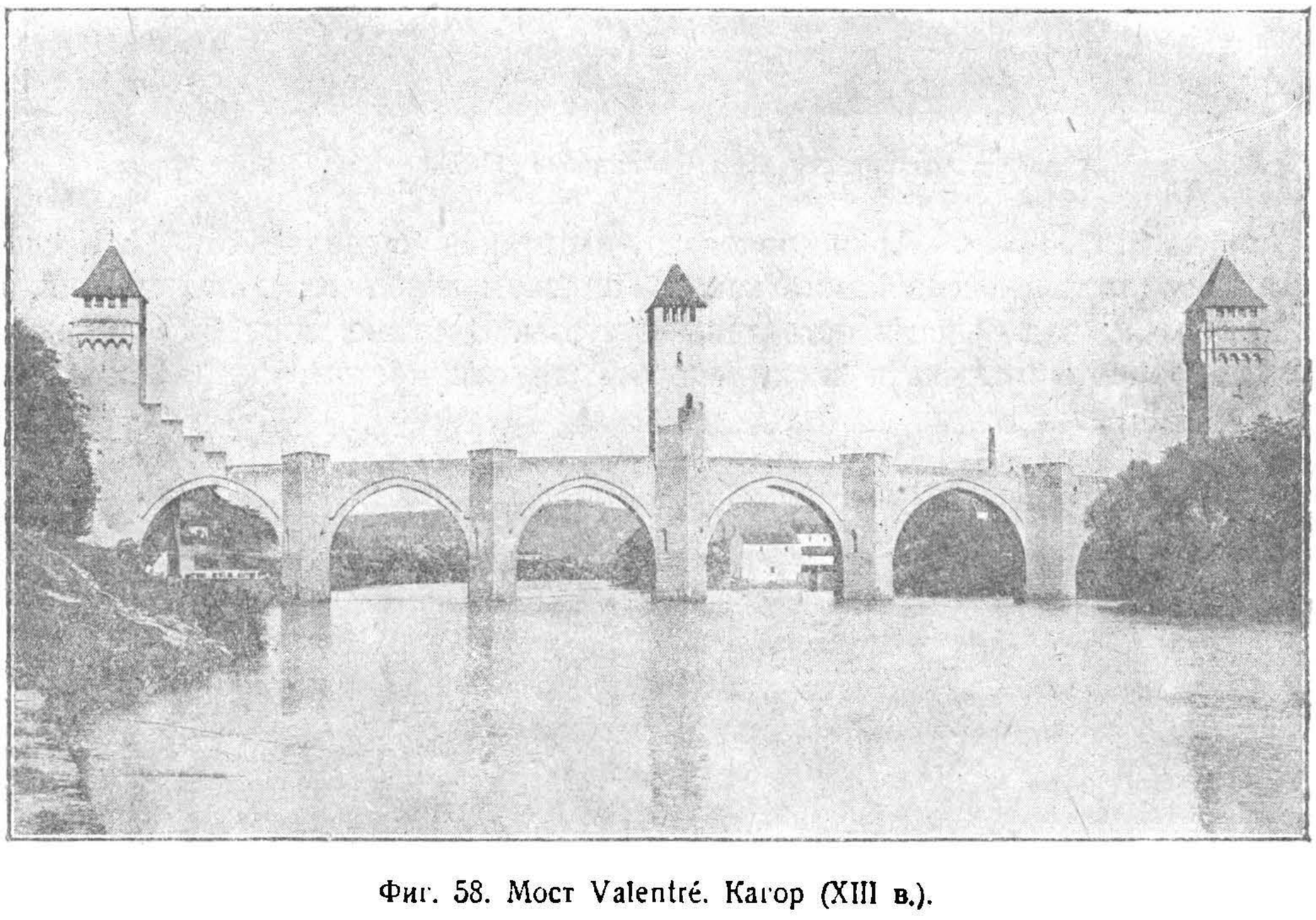
НБ УДУНТ (ДІІТ)

либо стремлением найти более удобное место для заложения опор, либо малоосновательными соображениями о большей устойчивости моста, если он имеет выпуклость против течения. Мост в Авиньоне в большей своей части разрушен во время войн и особенно наводнением 1670 г.; до сих пор существуют лишь 4 пролета, сохраняемые как исторический памятник. На одном из быков имеется часовня с останками св. Бонифация, строителя моста.



Фиг. 57. Мост d'Ouilly (XIII в.).

Мост de la Guillotière в Лионе построен в 1245 г.; имеет 18 пролетов, наибольший пролет 33 *м*. Своды полуциркульные; толщина в замке 0,65 *м*. Быки основаны на очень широких фундаментах с целью противодействовать быстрому течению массивностью кладки. Существует до сих пор. В 1908 г. имел вид, изображенный на фиг. 56. Но дни его уже сочтены; возник уже вопрос о переустройстве моста как для уширения проезда по нему, так и для уменьшения стеснения русла, вызывающего затруднения для судоходства.

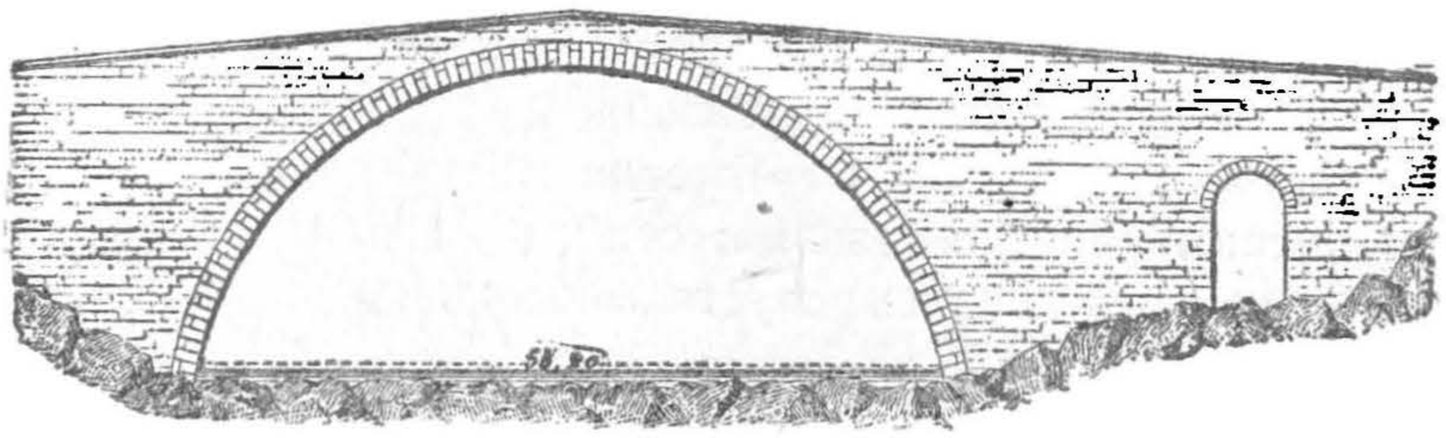


Фиг. 58. Мост Valentré. Кагор (XIII в.).

В XIII столетии на р. Vienne было построено много мостов с большим продольным уклоном от середины моста к берегам; с постепенным уменьшением высоты моста уменьшались и пролеты сводов (фиг. 57). Концы моста в половодье заливались водой, но это обстоятельство при слабом, вообще, движении не имело особого значения, между тем форма моста давала значительную экономию в его стоимости.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

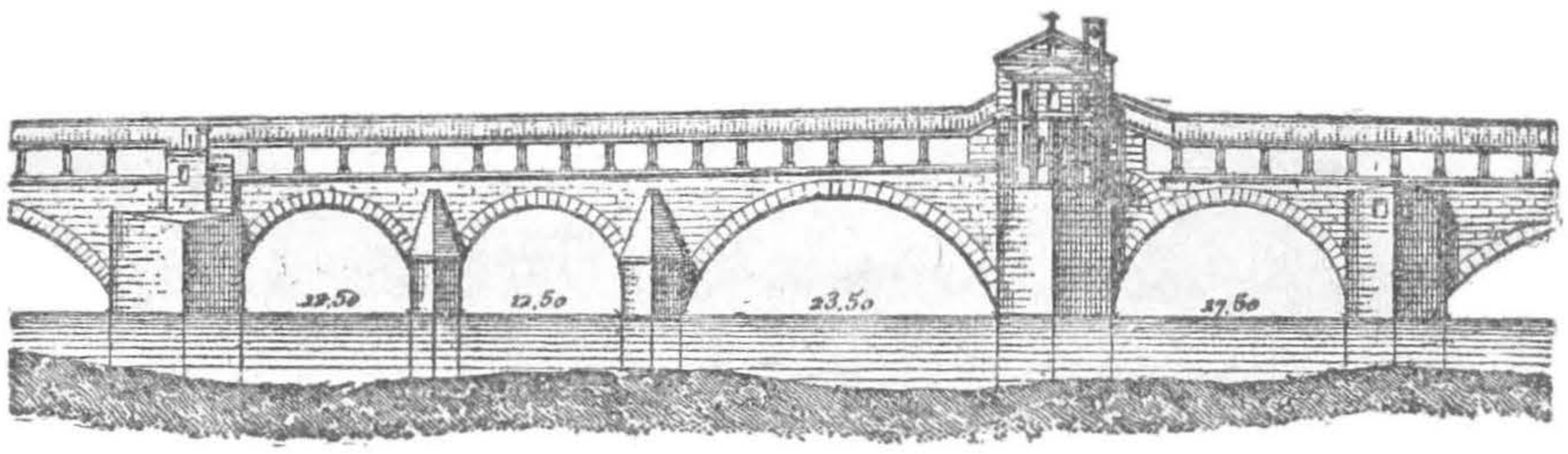
В XIII же столетии в Меце и Пуату были построены мосты с небольшими пролетами, но со сводами, составленными из отдельных арок, сложенных из тесаных камней. Промежутки между арками закладывались грубо околотыми камнями или перекрывались плитами. Этот прием в настоящее



Фиг. 59. Мост Vieille Brioude (1454).

время применен в широком масштабе и представляет последнее слово техники в области каменных мостов.

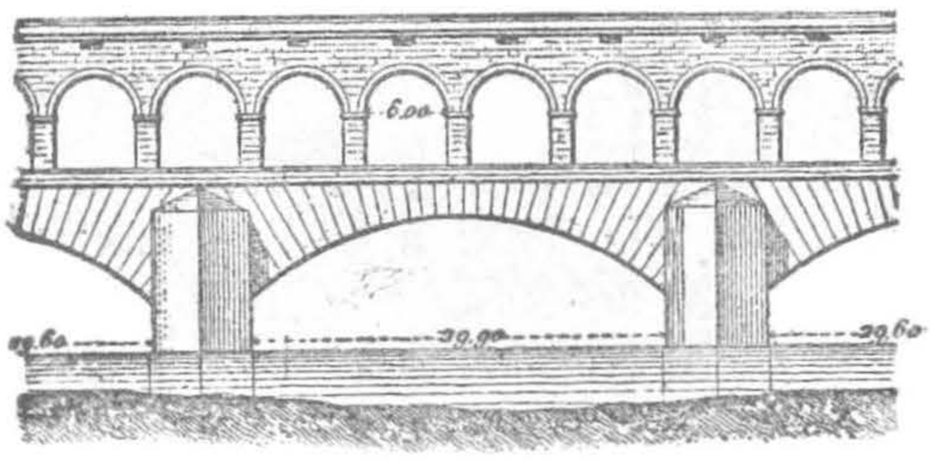
Очень хорошо сохранился один из красивейших средневековых мостов — мост Valentré в Кагоре (фиг. 58), построенный в XIII столетии. Башни поста-



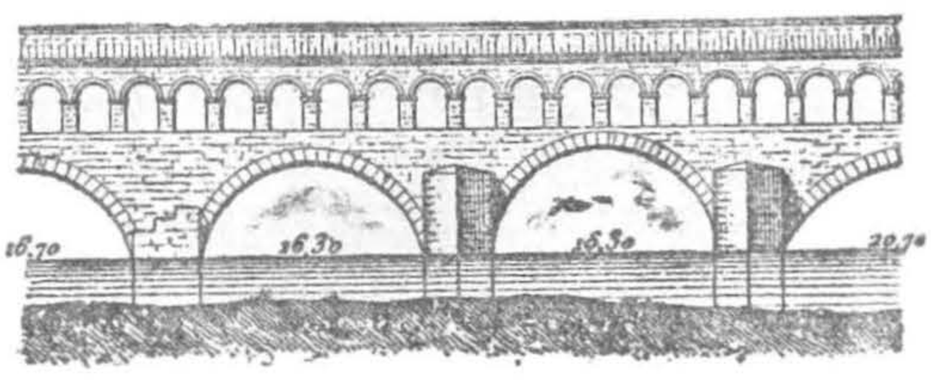
Фиг. 60. Мост в Павии (XIII в.).

влены для защиты. В быках оставлены ниши для облегчения ремонта моста.

Мост Vieille Brioude на р. Allier (фиг. 59) имеет всего один пролет, величиною 54,2 *м*. До 1884 г. это был во Франции каменный мост наибольшего пролета. Кладка грубая, имеются трещины.



Фиг. 61. Мост Александры во Флоренции (XIV в.).



Фиг. 62. Мост Vecchio во Флоренции (XIV в.).

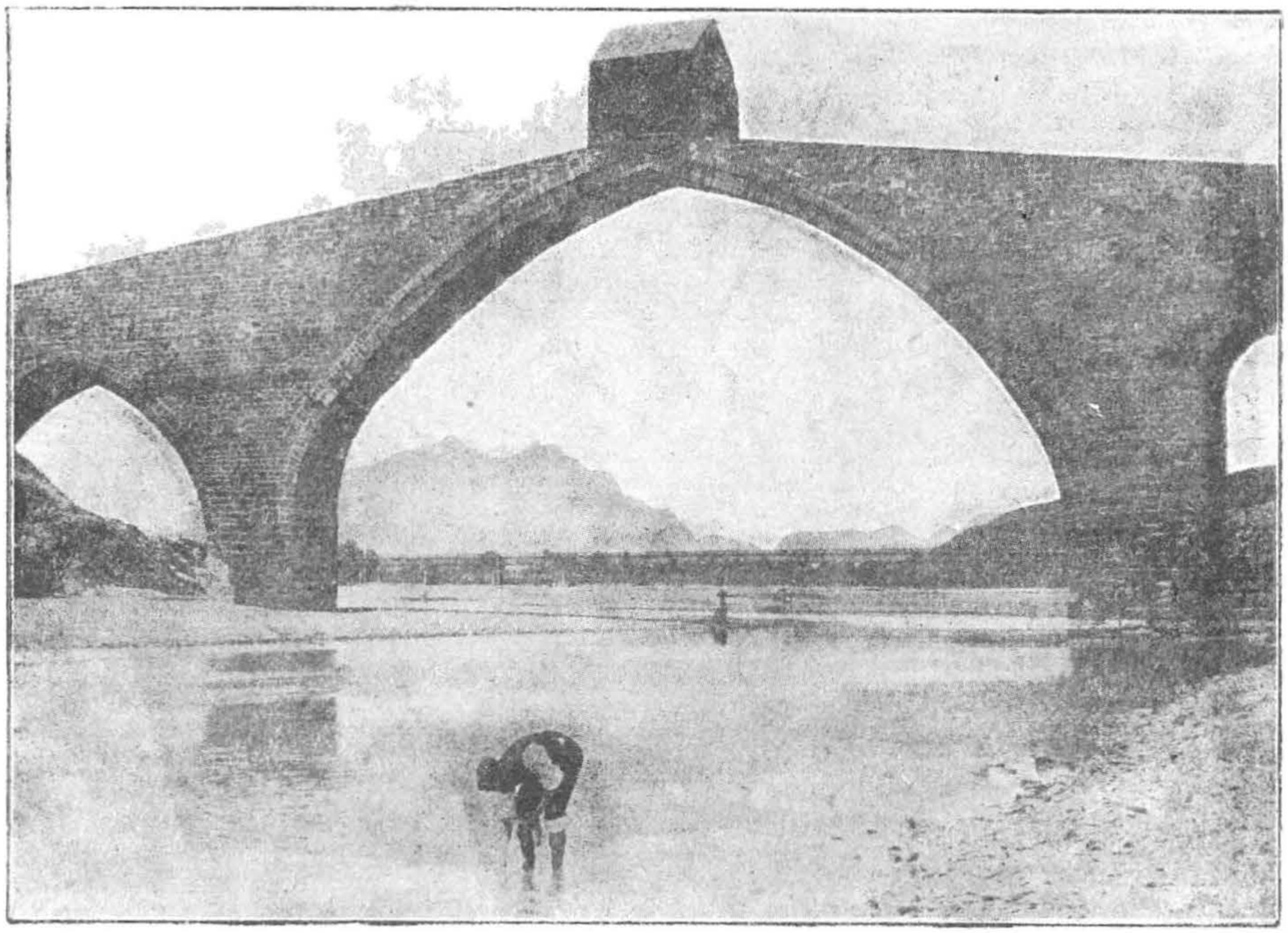
Из мостов, построенных в Италии, отметим *крытые* мосты, которые часто делались в средние века: мост в Павии (фиг. 60), наибольший пролет 30 *м*, построен в XIII ст. Мост Александры во Флоренции (XIV ст.) изображен на фиг. 61. Мост Vecchio (фиг. 62) тоже во Флоренции; арк-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

с пролетом около 30 *м* при подъеме 1 : 6. Это — первый пример моста со столь пологой аркой. На нижнем ярусе находятся лавки, наверху расположен особый путь.

Мост de Trezzo через Адду построен в 1377 г. В 1415 г. во время войны был разрушен. Судя по остаткам полет его был равен 72,25 *м* при стреле 20,7 *м* (1 : 3,5). Эта величина пролета каменного свода больше пяти веков (до 1903 г.) оставалась не превзойденной.

Из испанских древних мостов отметим мост Martorell (фиг. 63) в Барселоне, построенный еще римлянами; судя по разнице в кладке, свод моста был разрушен и восстановлен спустя много времени. Над замком поста-



Фиг. 63. Мост близ Марторель (Барселона).

влена часовня, назначение которой — удерживать готический свод от выпучивания вверх под давлением распора. Пролет 38 *м*.

В общем выводе, средневековые каменные мосты представляют, по сравнению с римскими, значительное разнообразие как в форме, так и в приемах кладки и архитектурной обработки. По качеству кладки и по красоте они, вообще говоря, уступают римским мостам. Прочность их также невелика. Ширина проезда весьма мала, большею частью 3 — 4 *м*, редко 7 *м*. Быки столь же толстые, как и в римских мостах; очень крутые въезды. Арки неодинакового пролета, полуциркульные или готические; нередко применение пологих очертаний. В плане мосты часто располагались по ломаной линии. Но все же в средневековых мостах есть такие черты, которые свидетельствуют о дальнейшем развитии строительного искусства, напр., пологость в 1 : 6, увеличение пролета до 72 *м*, уменьшение толщины

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

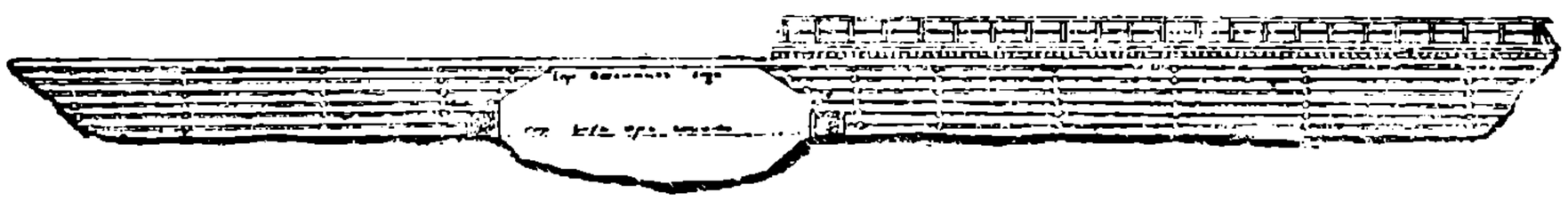
свода в замке до 65 *см* при пролете 32 *м*, т. е. до 1 50 пролета, что и в настоящее время считается довольно смелым. Очень серьезна также мысль о замене свода отдельными арками; этот прием применяется в настоящее время с огромной экономией в стоимости моста.

Для уменьшения давления на грунт продолжалось применение поперечных проемов. Появились новые формы крытых мостов.

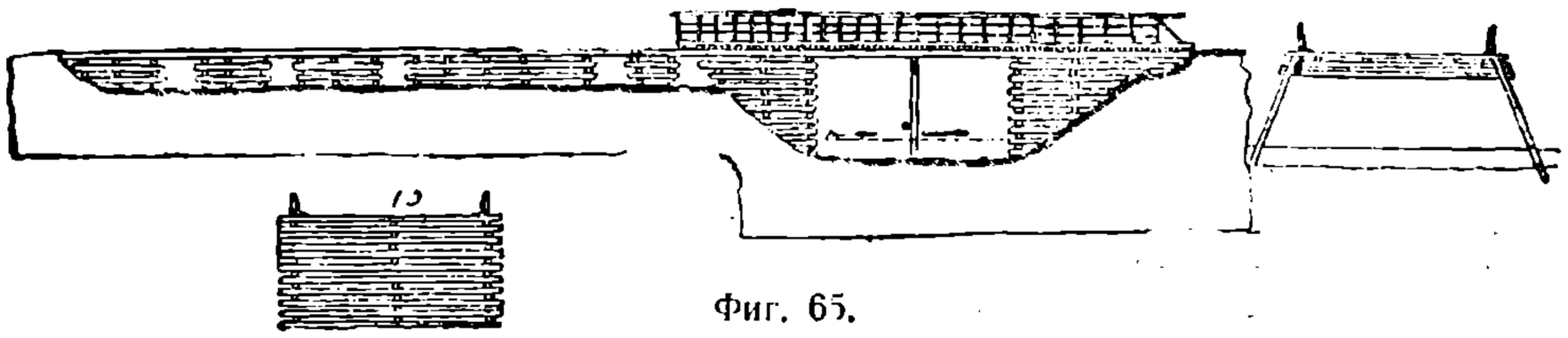
В области деревянных мостов средние века не дали ничего нового. Устраивались балочные мосты либо на свайных опорах, либо на каменных.

В следующие века постройка каменных мостов постепенно развивалась как в отношении архитектурной обработки, так и в отношении конструкции, о чем приведены некоторые данные во II части курса, посвященной мостам больших пролетов.

В России долгое время мосты строились деревянные, главным образом наплавные или „живые". При Владимире Мономахе был устроен (1115 г.) наплавной мост через Днепр. Это наиболее простой и дешевый тип моста для перехода больших рек значительной глубины, с ледоходом. Но строили и постоянные мосты балочные, главным образом на срубах. Срубы похожи



Фиг. 64.



Фиг. 65.

на современные ряжи; бревна пригоняют не плотно друг к другу, а с прозорами. Такой мост упоминается в новгородской летописи под 1335 годом по случаю сноса таких опор новгородского моста ледоходом.

Древнего типа деревянные мосты сохранились в XVIII веке на Архангелогородском тракте и были в 1795 году сняты на бумагу. На фиг. 64 и 65 представлены виды этого рода мостов. Поймы рек пересыпались греблями, или на них располагались срубы, по которым клались балки.

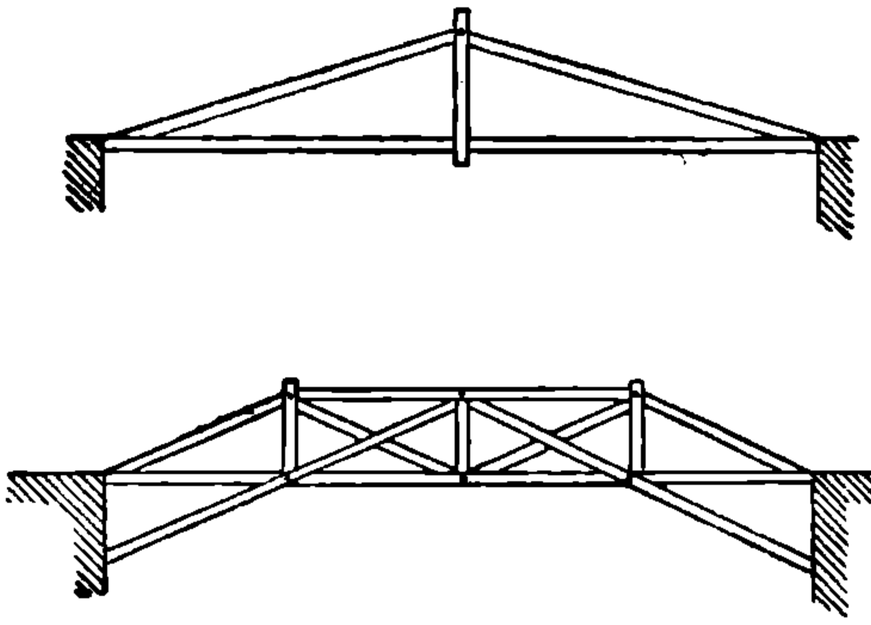
НОВОЕ ВРЕМЯ.

а) Деревянные мосты. — Шестнадцатый век отмечен в интересующем нас отношении деятельностью знаменитого итальянского инженера Палладио (1518 — 1580), который изобрел сквозные фермы из дерева, не получившие, однако, должного развития ни в его время, ни в близкое следующее за ним, вследствие трудностей сопряжения деревянных частей, рабо-

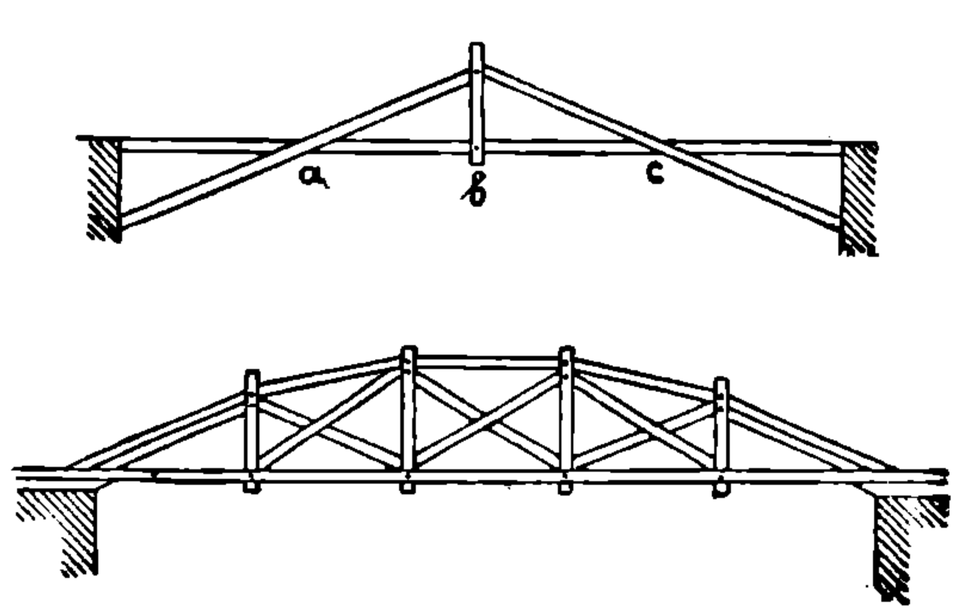
НВ УДУНТ (ДІІТ)

тающих попеременно то на растяжение, то на сжатие, и вследствие отсутствия способов расчета усилий в частях таких конструкций.

Фермы Палладио были забыты. В XIX столетии их нужно было вновь изобретать; на этот раз они вскоре же были перенесены в область железных конструкций и поддержаны быстрым развитием статики сооружений, давшей способы определения усилий. Лишь благодаря этому сквозные



Фиг. 66—67.

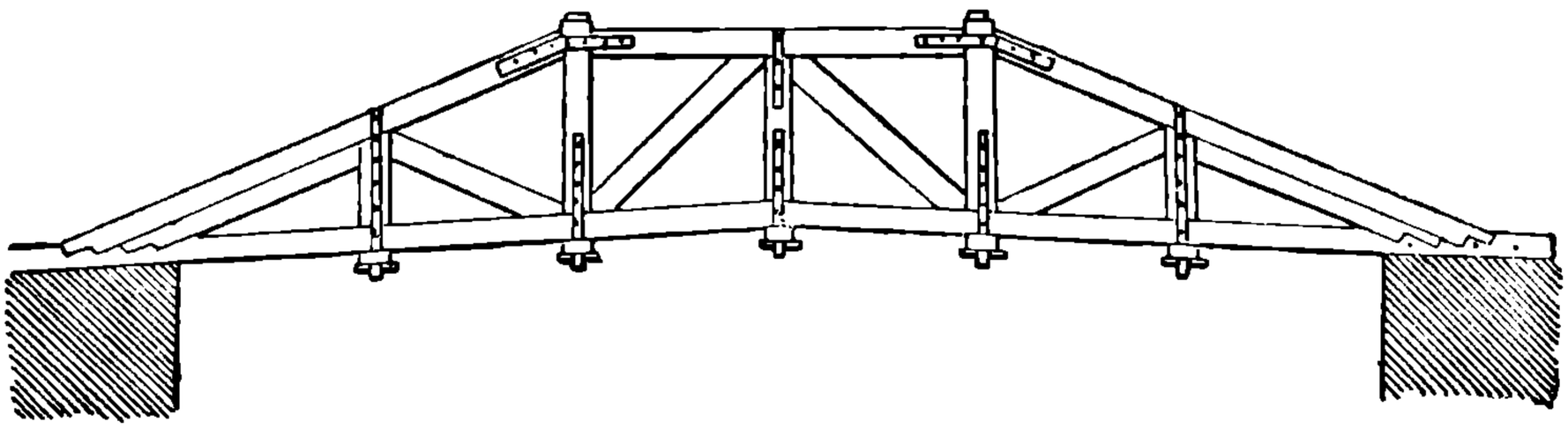


Фиг. 68—69.

фермы получили то огромное развитие, которое характеризует состояние инженерного дела нашего времени.

Еще римляне применяли в стропилах шпренгельную систему, изображенную на фиг. 66; балка поддерживается в середине подвеской, верхний конец которой удерживается двумя подкосами.

Следующим шагом в развитии приведенной системы является ферма, изображенная на фиг. 68; балка поддерживается в трех точках: *a*, *b* и *c*. Палладио усилил перилами эту систему и применил для устройства пеше-



Фиг. 70.

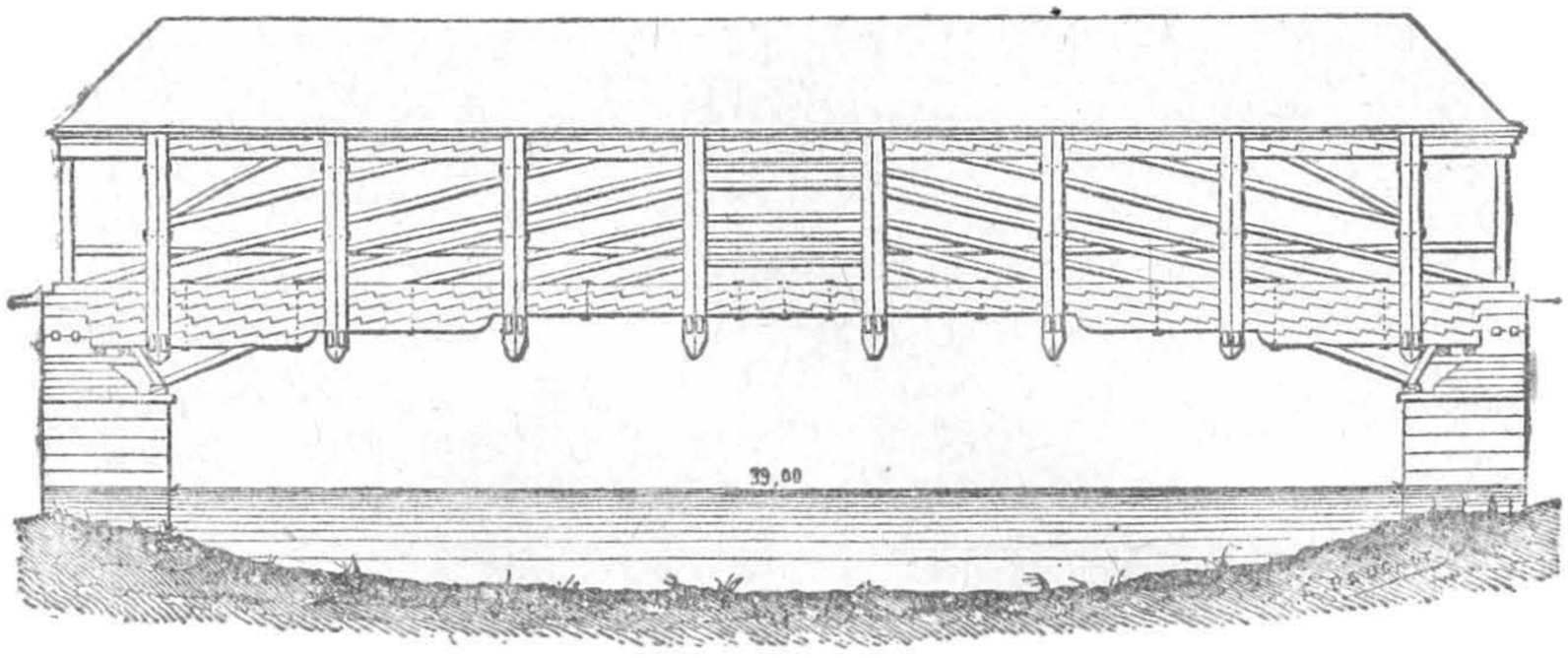
ходных и обыкновенных мостов (фиг. 67). От этой системы уже недалеко до системы, изображенной на фиг. 69 и представляющей современную, весьма часто применяемую, так называемую параболическую, или полигональную ферму.

Через ручей Cismone Палладио построил мост с деревянными фермами треугольной системы весьма рационального вида, имеющей ныне огромное распространение в устройстве железных ферм (фиг. 70).

В XVIII в. в деревянных мостах применяли балочные, арочные, шпренгельные системы, в конструкции которых не было затруднений, встреча-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

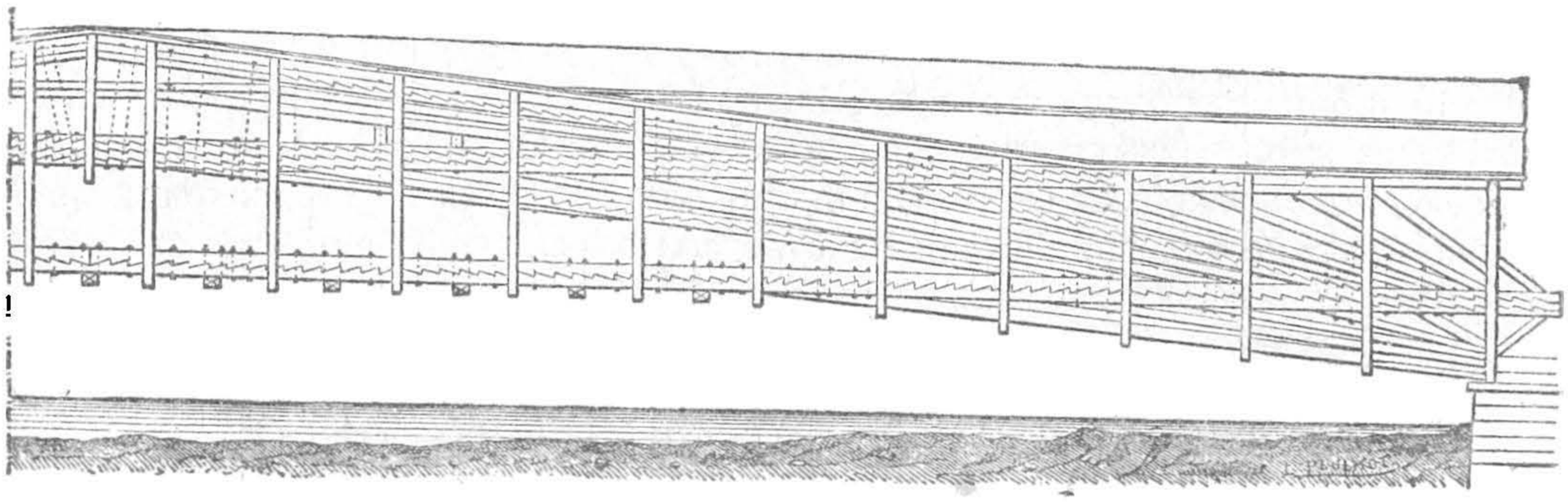
вшихся в фермах Палладио. Замечательные сооружения этого рода были построены в Швейцарии братьями Грубенман. В 1757 возведен мост через Лиммат в Цюрихе (фиг. 71); пролет 39 *м*, систему можно отнести к шпренгельной; видна наличность двух поясов — верхнего и нижнего, раскосы же рассыпаны в виде разбросанной арки. Это — типичный образец творений недюжинного конструктора, не вооруженного, однако, ясным пониманием



Фиг. 71. Мост через Лиммат в Цюрихе (1757).

распределения сил в частях сооружения, а руководствующегося лишь инстинктивным чувством. Мост был покрыт крышей и с боков обшит досками для предохранения брусьев от действия перемен погоды.

Подобный же мост был построен в том же году через Рейн в Шафгаузене; он простоял 42 года без ремонта и в 1799 г. был сожжен французами. В 1778 г. Грубенманы построили мост через Лиммат близ Вет-



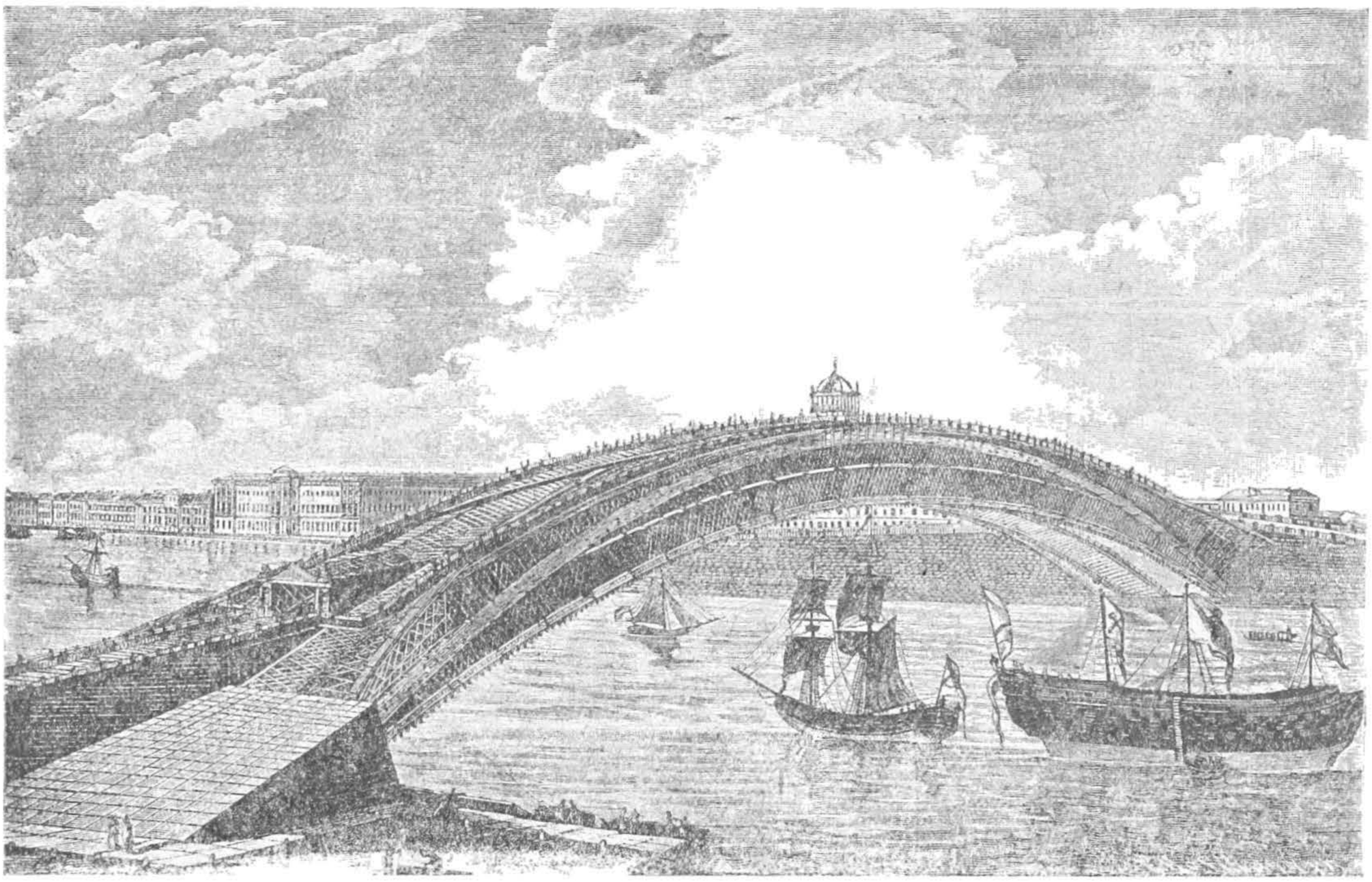
Фиг. 72. Мост близ Веттингена через Лиммат (1778).

тингена (фиг. 72) пролетом 119 *м*. Это наибольший пролет, когда-либо перекрывавшийся деревянным строением. В 1799 г. также сожжен французами.

В России в это время работал над мостами механик Академии наук Иван Кулибин. Он составил проект арочного деревянного моста через р. Неву в *один* пролет 140 саж., или около 300 *м* (фиг. 73). Это грандиозное сооружение давало над Невой просвет в 12 саж. для свободного прохода мачтовых судов. Для доказательства исполнимости сооружения Кулибин построил в Таврическом саду модель в $^1/_{10}$ нат. величины. Она была испытана в 1776 г.

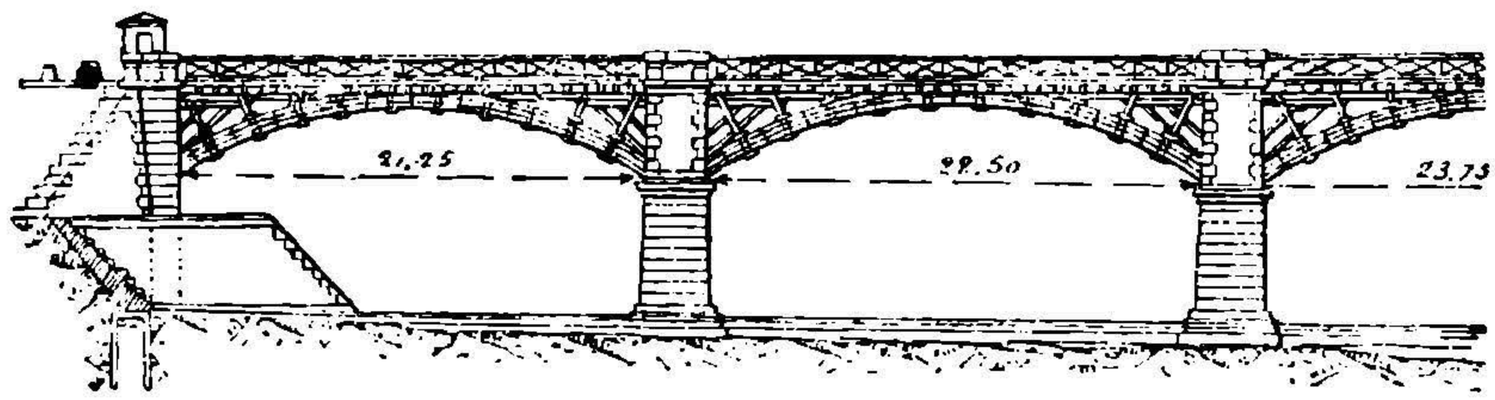
НВ УДУНТ (ДІІТ)

в присутствии академиков, среди которых находился Леонард Эйлер. Эйлер подтвердил на основании геометрических соображений расчеты Кулибина о полезной нагрузке для моста, сделанные на основании подъемной силы модели.



Фиг. 73. Проект Кулибина арочного деревянного моста через Неву (1776).

Кулибин сознавал, что невозможно согласиться на постройку такого моста из дерева, на срок службы в 20—30 лет. Он предложил в виду этого проект моста такой же системы в *три* пролета *из железа*. Производственно-экономические условия России не отвечали замыслам Кулибина, и они остались без серьезных попыток осуществления.



Фиг. 74. Мост Ivry через Сену (1828).

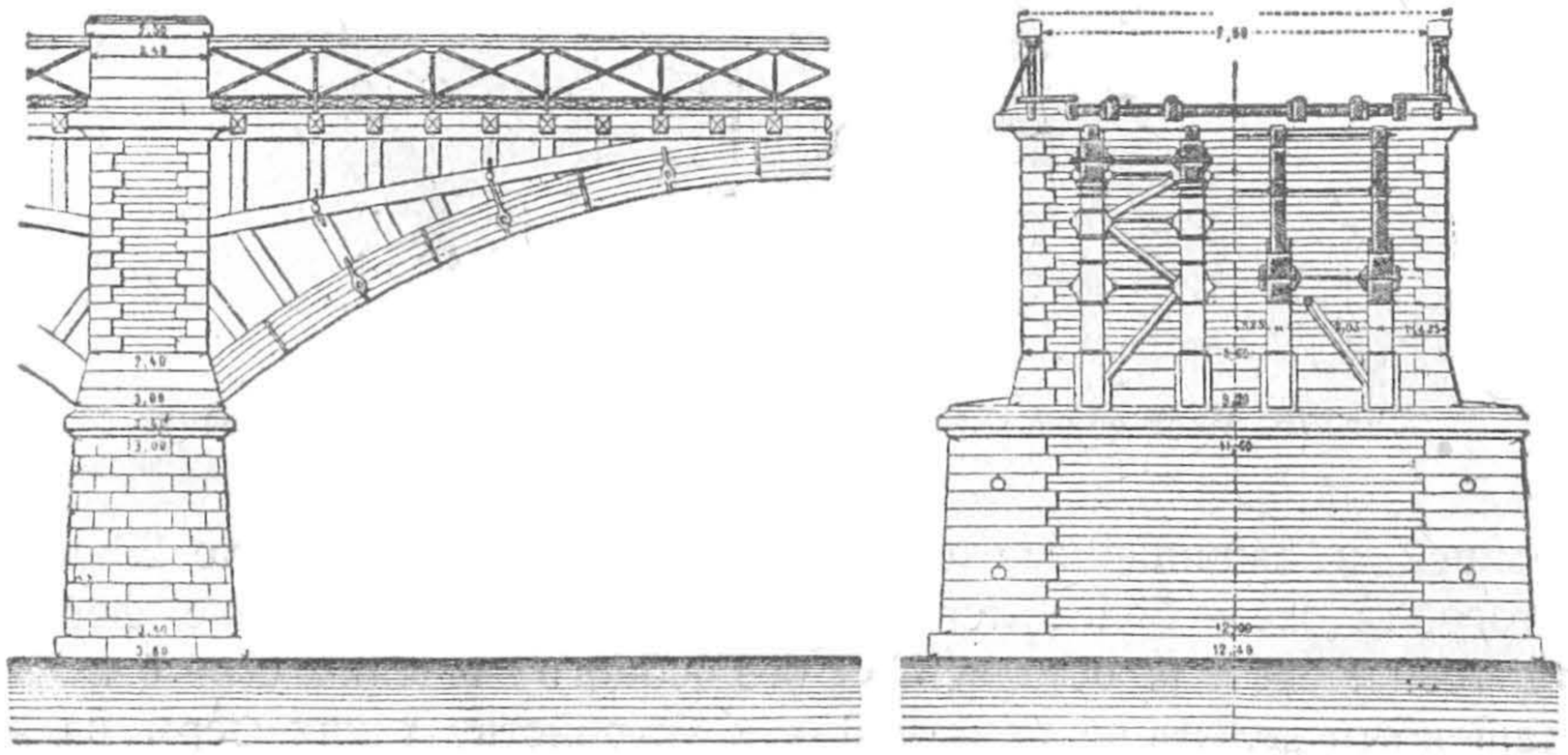
В первой трети XIX в. наступила эпоха расцвета в постройке деревянных мостов. Арочные деревянные мосты получили законченную, великолепно обдуманную во всех деталях конструкцию. Образцом в этом отношении может служить мост Ivry через Сену (фиг. 74), построенный в 1828 г.; постройка произведена весьма тщательно, благодаря чему мост просуществова-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

вал 53 года; по истечении этого срока пролетные деревянные строения заменены металлическими.

Для характеристики долговечности деревянных пролетных строений заслуживают внимания еще следующие факты. В 1827 г. в Grenelle (Париж) на двух рукавах Сены были построены мосты типа Ivry, но работа была произведена несколько хуже; через 25 лет оказалось уже необходимым сменить пролетные части. Новые пролетные строения просуществовали еще меньше.

В 1842 г. был построен во Франции под железную дорогу хорошо спроектированный арочный мост (фиг. 75), но арки были составлены из досок, что сильно удешевляло работу. Этот мост просуществовал всего 10 лет вследствие большой уязвимости в отношении загнивания арок из досок.



Фиг. 75. Железнодорожный мост (1842).

С другой стороны, служба американских и русских деревянных мостов показывает, что если арки обшиты досками, то они могут существовать до 70 лет и даже более.

В новейшей литературе[1]) отмечен мост с пролетом 73 *м*, езда понизу под обыкновенную дорогу, существующий в С. Америке с 1838 года, т. е. 90 лет. Мост еще годен для дальнейшей службы. Он представляет собою сочетание арки со сквозной балочной фермой. Покрыт крышей и обшит с боков.

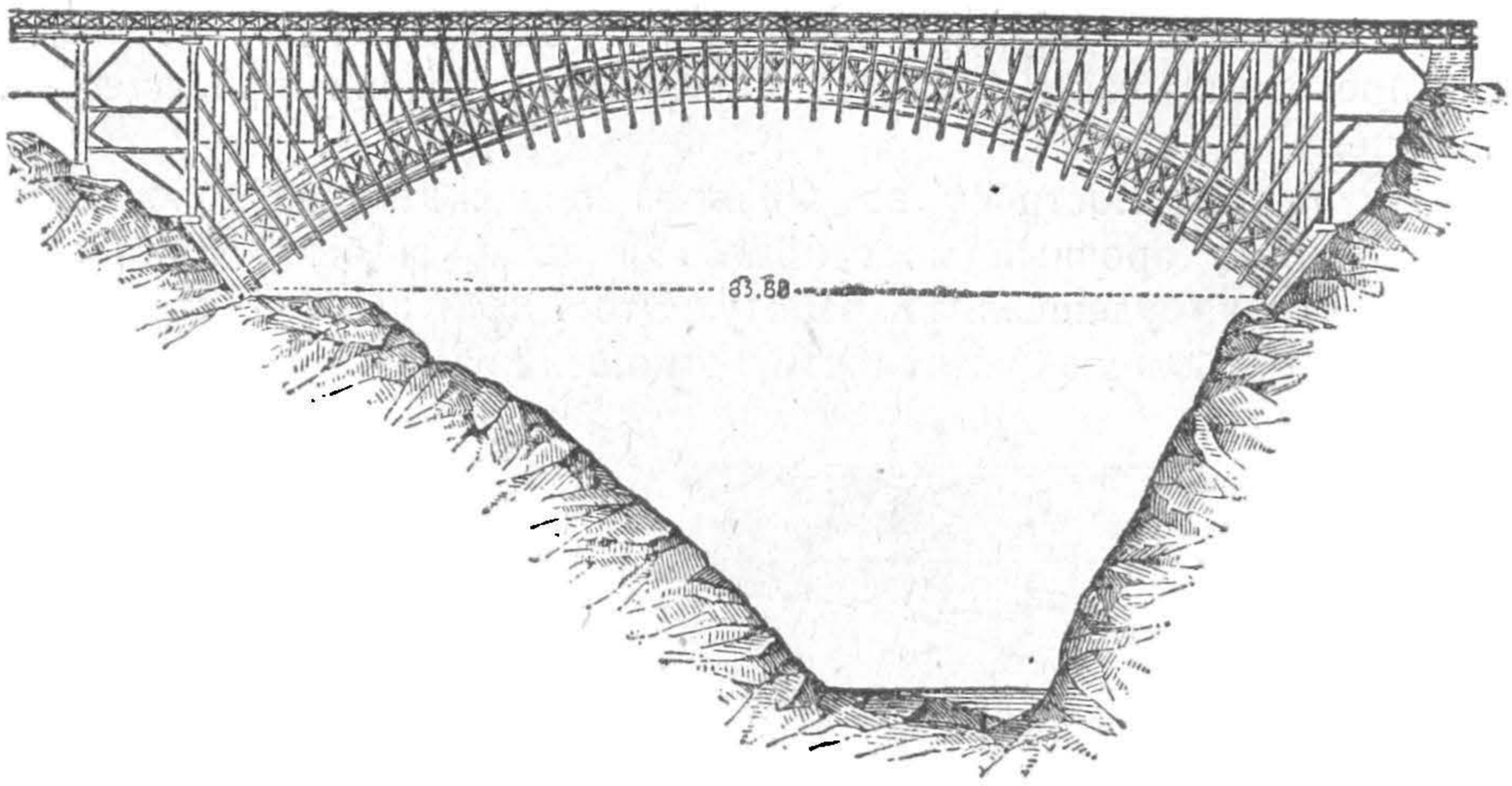
В Америке постройка деревянных мостов, благодаря обилию леса на месте постройки, быстроте сборки и легкости работ, получила в XIX в. значительное распространение. Из арочных мостов отметим мост через Cascade Gleen (фиг. 76), построенный в 1849 г. Пролет 84 *м*.

Американское мостостроение из дерева еще в начале XIX в. получило направление в сторону изобретения решетчатых деревянных балок. Первые шаги в этом смысле сделаны инженером Burr, который укреплял арки при помощи раскосов. В 1820 г. появляются фермы Тауна (фиг. 77) из досок,

[1]) „Eng. News-Record", 1928, 9-II. — „Bautechnik", 1928, H. 24.

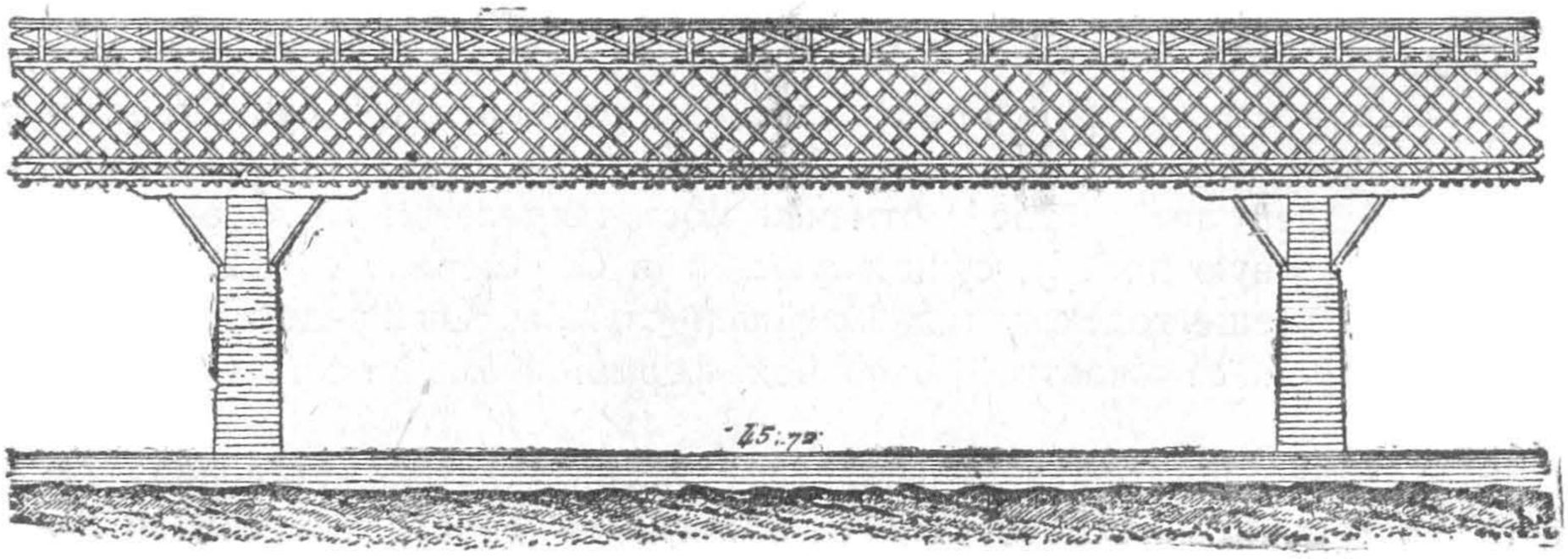
НБ УДУНТ (ДІІТ)

сколоченных деревянными нагелями. Легкость сборки способствовала тому, что фермы Тауна быстро получили значительное распространение. В 1838 г. был построен огромный мост в Ричмонде (Виргиния), длиною около 600 *м*, при пролетах 47 *м* (фиг. 77). Но опыт показал, что такие фермы, накры-



Фиг. 76. Мост через Cascade Gleen (Соединенные штаты) (1849).

тые крышей и защищенные обшивкой, служат всего около 20 лет. Причина этого та же — более легкая порча досок. Применение ферм Тауна сократилось, и система осталась бы без особого значения, если бы с появлением дешевого железа не приступили к устройству таких ферм из железа. Это и положило начало искусству постройки железных сквозных ферм, ко-



Фиг. 77. Мост в Ричмонде (1838).

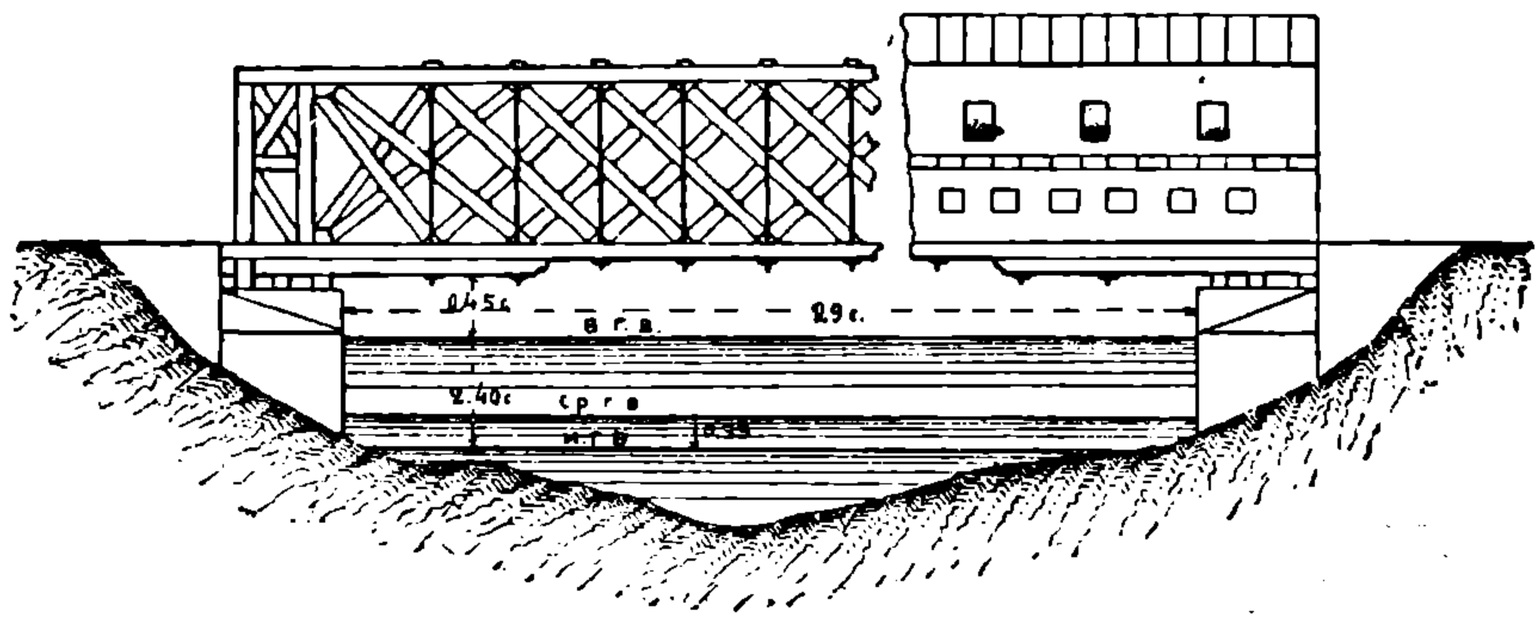
торое в 3—4 десятилетия достигло чрезвычайного развития и оказало огромное влияние на всю инженерную деятельность нашего времени.

В то же самое время сперва оставшийся неизвестным инженер, а затем Лонг в 1836 г. и, наконец, Гау в 1840 году предложили систему, носящую теперь название системы Гау (фиг. 78), состоящую из параллельных поясов,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

раскосов и стяжек. Эти деревянные фермы находят себе применение и до сих пор. На фиг. 78 изображен мост через р. Пахру на Московско-Варшавском шоссе, построенный в 1901 г. Много применяли и теперь применяют эту систему в Америке; была сильно распространена в Европе.

Настоятельная нужда в улучшении путей сообщения обнаруживается в России лишь в начале XIX в. С этого времени приступлено к постройке шоссейных дорог, а до того запросы практики были столь скромны, что не давали почвы для создания своей самобытной мостовой техники, и самородки в роде Кулибина не находили применения своих сил. В 1809 г. был основан институт инженеров путей сообщения по образцу французской высшей школы мостов и дорог, давшей Франции множество замечательных строителей. В русский институт были приглашены профессорами французские инженеры, среди которых были такие выдающиеся силы, как



Фиг. 78. Мост через р. Пахру на Московско-Варшавском шоссе (1901).

Ламэ, Бетанкур, Базен. Построенные в этот период на шоссейных дорогах и в С.-Петербурге большие деревянные мосты отвечали вполне уровню мостовой техники во Франции, но разработка проектов принадлежала иностранцам.

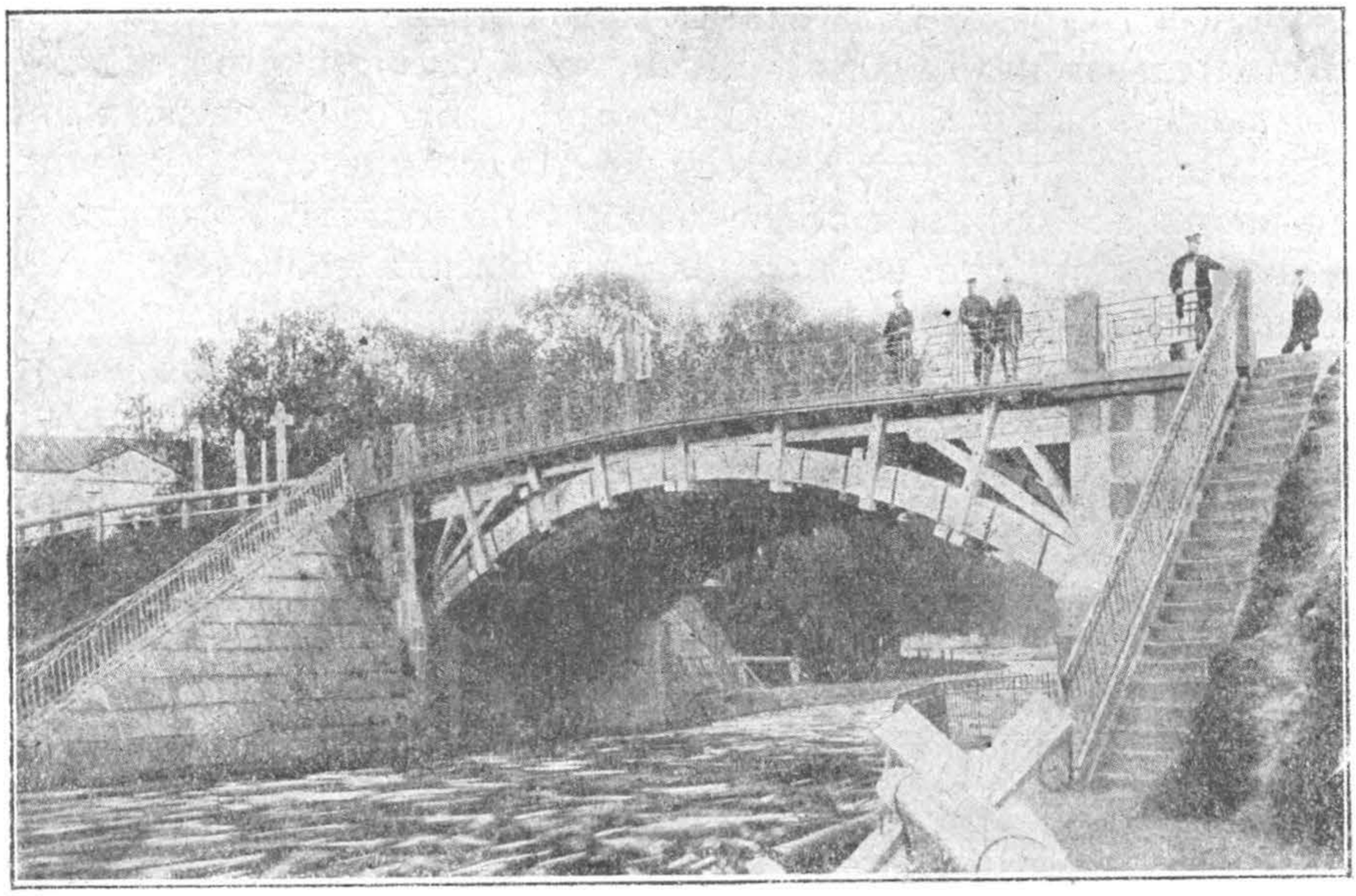
Во второй половине XIX века в Европе поставлена была на очередь разработка типов железных мостов, отодвинувших на задний план деревянные мосты, которые, однако, по местным условиям находили большое применение на железных дорогах в России и Америке. В этих странах, а в особенности в России, и происходила выработка типов деревянных мостов небольших пролетов под железную дорогу. В настоящее время русские деревянные мосты этой категории получили вполне законченные, совершенные и довольно своеобразные формы.

Из мостов, построенных в России в первую половину XIX века, можем привести следующие.

Мост через Цнинский канал на Петербурго-Московском шоссе (фиг. 79), построен в 1834 г. Мост в один пролет, устои каменные, пролетное строение арочное, деревянное. Подобного же типа многопролетные мосты имеются во многих местах. В Ленинграде представителем может служить Ждановский мост у Тучкова моста. В Нарве имеется солидный мост в 5 пролетов с каменными опорами (фиг. 80), построен в 1829 г

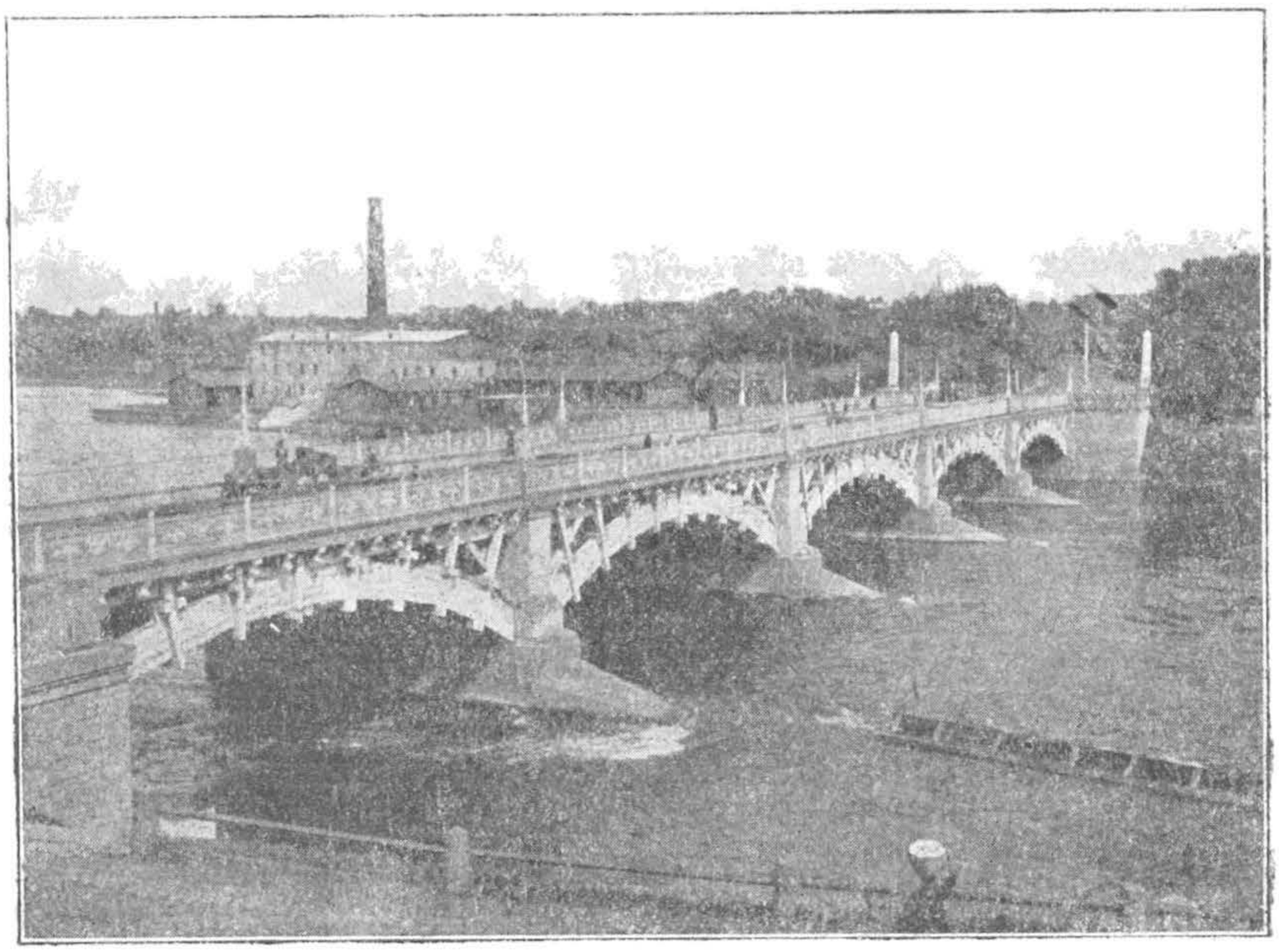
НВ УДУНТ (ДІІТ)

Было построено множество мостов *подкосной* системы; к этому типу принадлежит большинство ленинградских деревянных мостов.



Фиг. 79. Мост через Цнинский канал на Петербурго-Московском шоссе (1834).

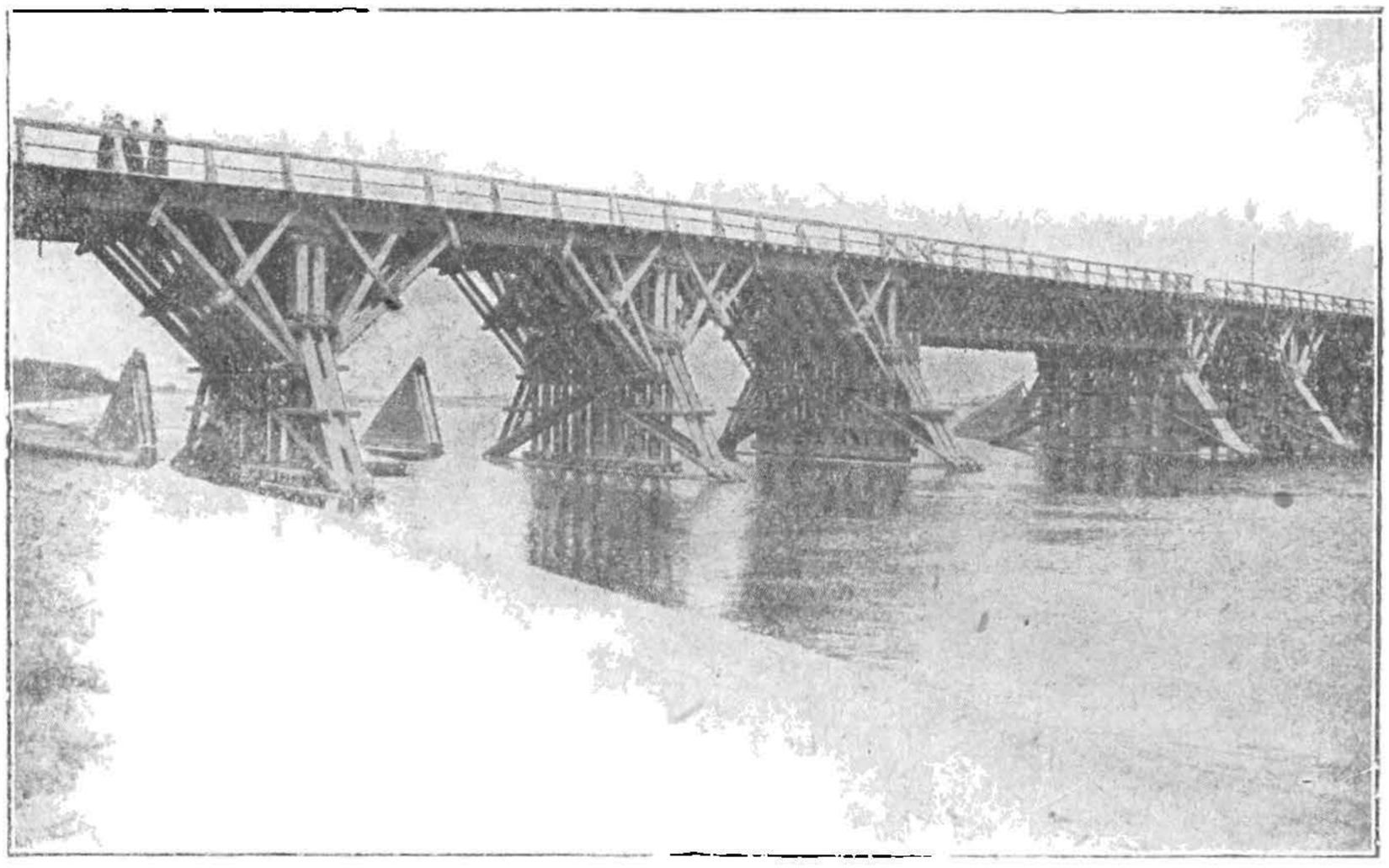
Столь же распространенной системой является шпренгельная, представителями которой могут служить мосты, изображенные на фиг. 81 и 82.



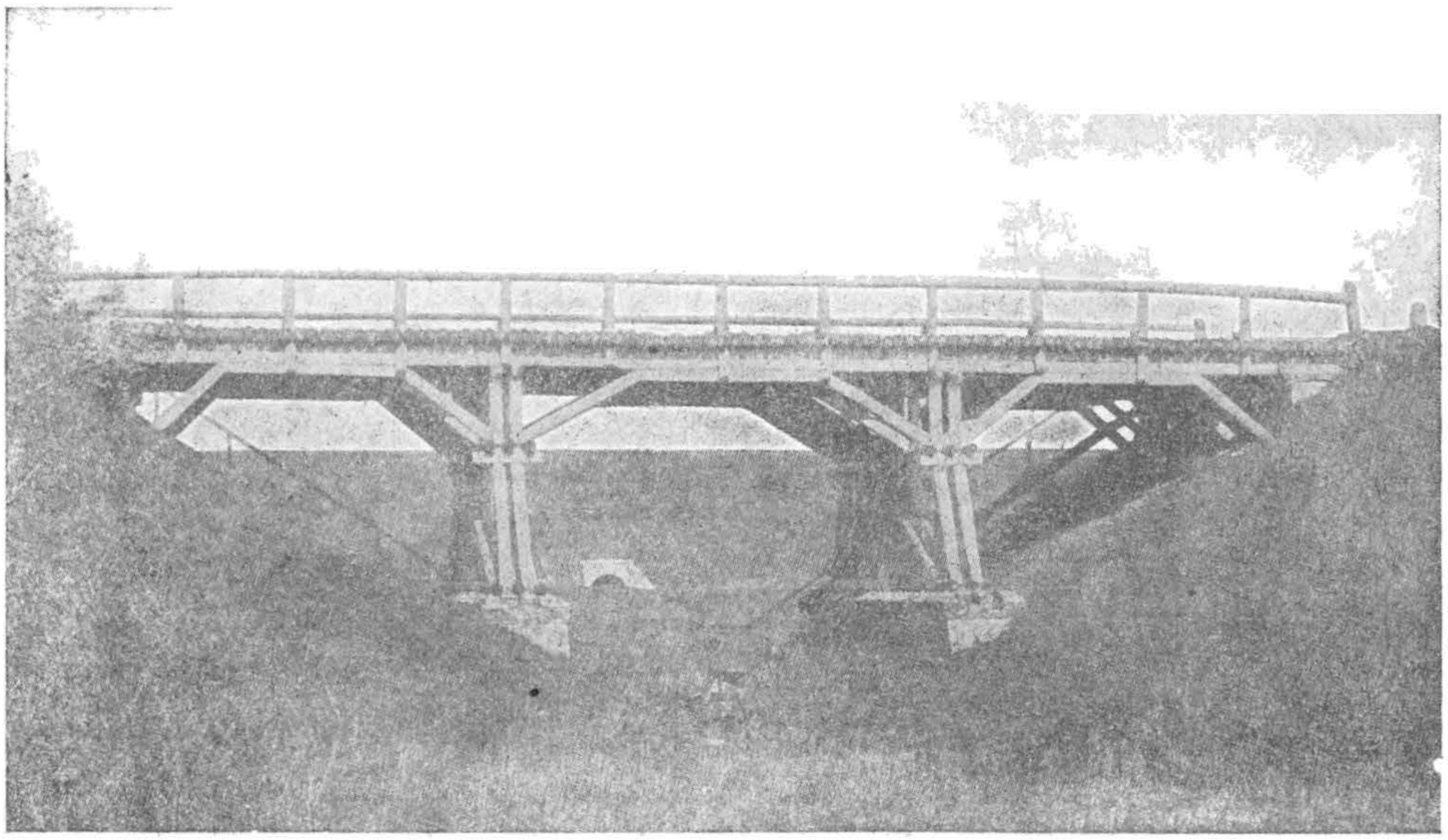
Фиг. 80. Мост в Нарве (1829).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Значительнейшим сооружением с применением ферм Гау в России был знаменитый мост через р. Мсту (фиг. 83) на Николаевской ж. д.; построен в 1844 г. инженером Крутиковым. Мост имел 9 пролетов по 61 *м*. Высота



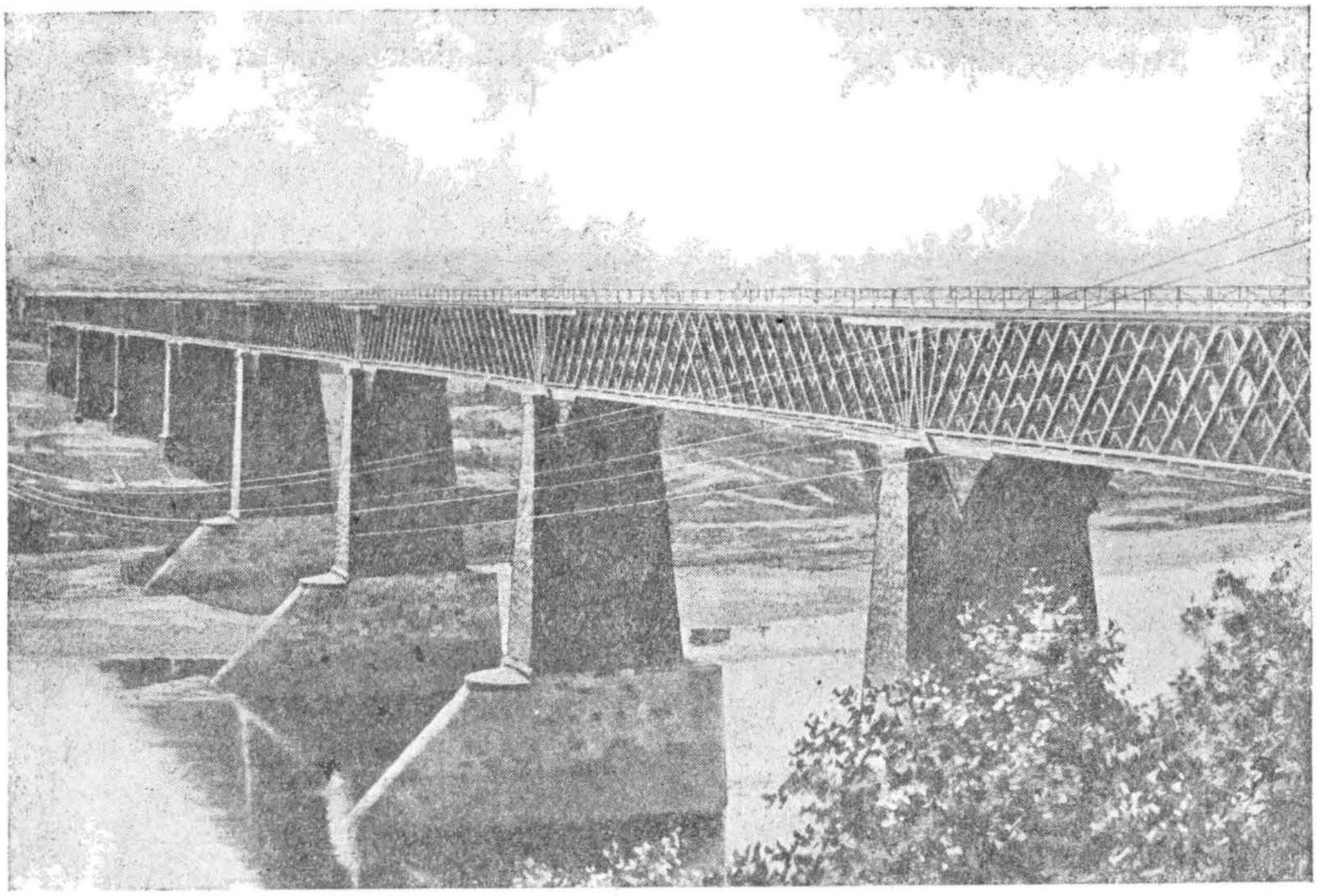
Фиг. 81. Мост через р. Нарев на шоссе Рудники — Визна.



Фиг. 82. Мост через Добринский овраг на Московско-Варшавском шоссе.

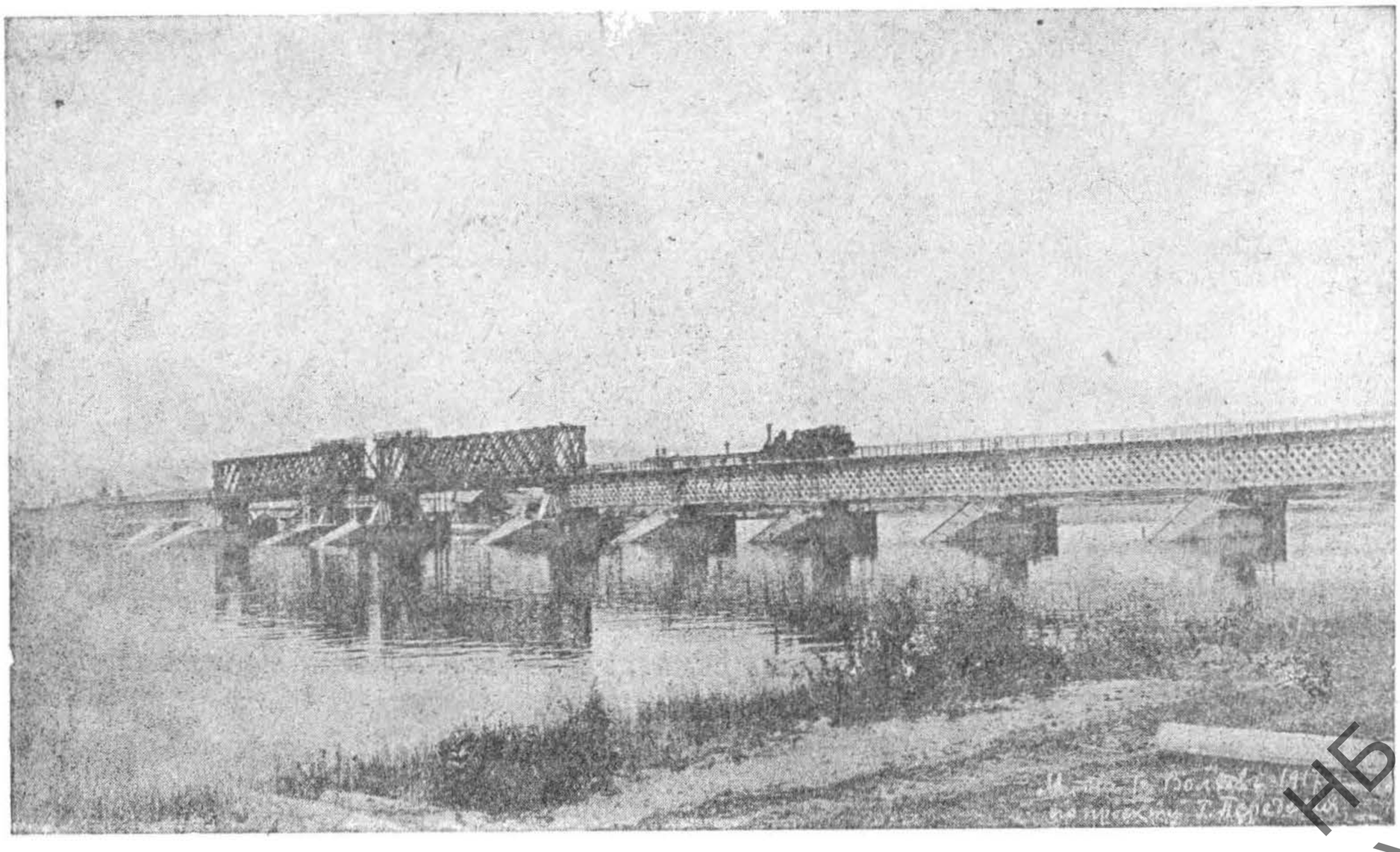
полотна над поверхностью воды 33 *м*; опоры были деревянные. В 1869 г. мост сгорел. Способ расчета ферм этой системы дал Журавский в 1850 году; способ этот в свое время представлял серьезный вклад в науку.

РБ УДУНТ (ДІІТ)



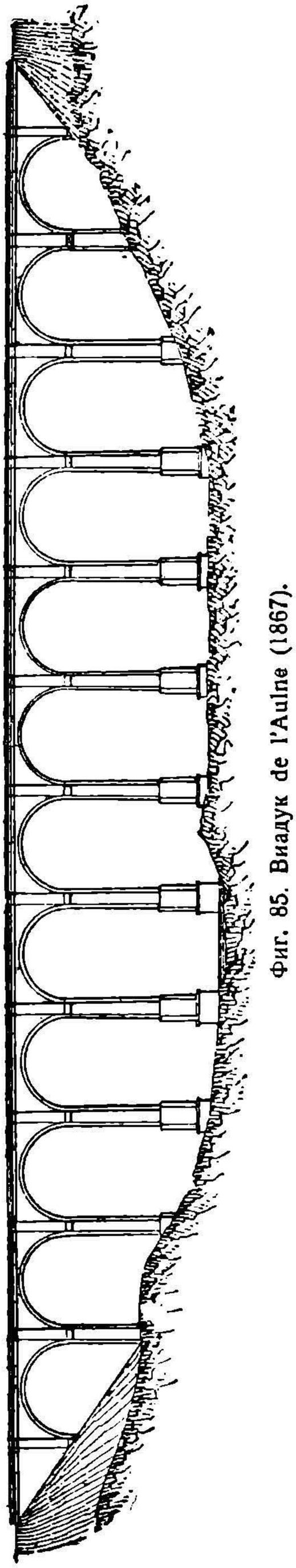
Фиг. 83. Мост через р. Мсту на Николаевской ж. д. (1844).

Фермы Гау и Тауна получили у нас значительное применение при спешных постройках для надобностей мировой войны и при восстановлении мостов, разрушенных во время гражданской войны. На фиг. 84 представлен



Фиг. 84. Деревянный мост через Волхов на Ленинград-Рыбинской ж. д. (1917).

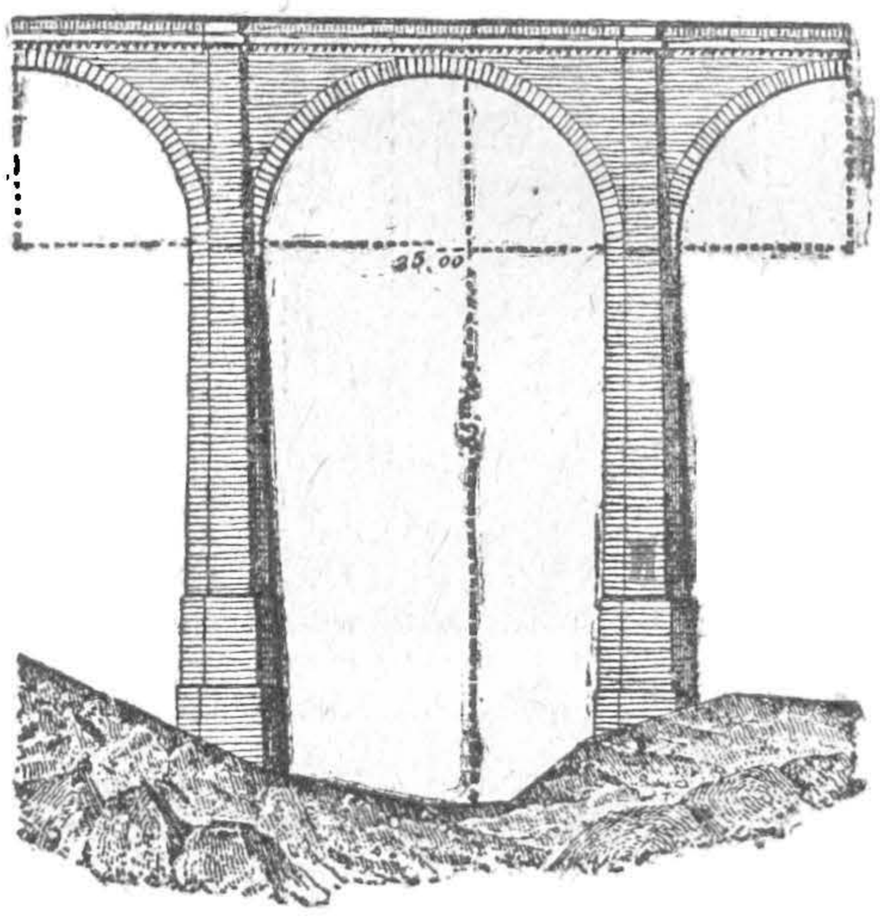
НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 85. Виадук de l'Aulne (1867).

один из самых больших деревянных мостов в России, построенный через р. Волхов в качестве временного моста в 1917 г. на спешно строившейся линии Ленинград — Рыбинск с целью ускорить открытие движения поездов, не ожидая постройки постоянного моста, к возведению которого было приступлено одновременно с постройкой временного моста. Два пролета по 20 саж. перекрыты фермами Гау, остальные 8 пролетов — фермами Тауна по 10 саж. Подробности см. n° 19.

b) Каменные мосты и виадуки. — В течение XIX века во всех странах было построено огромное количество железных дорог, что вызвало чрезвычай-



Фиг. 86. Виадук de Pompadour (1875)

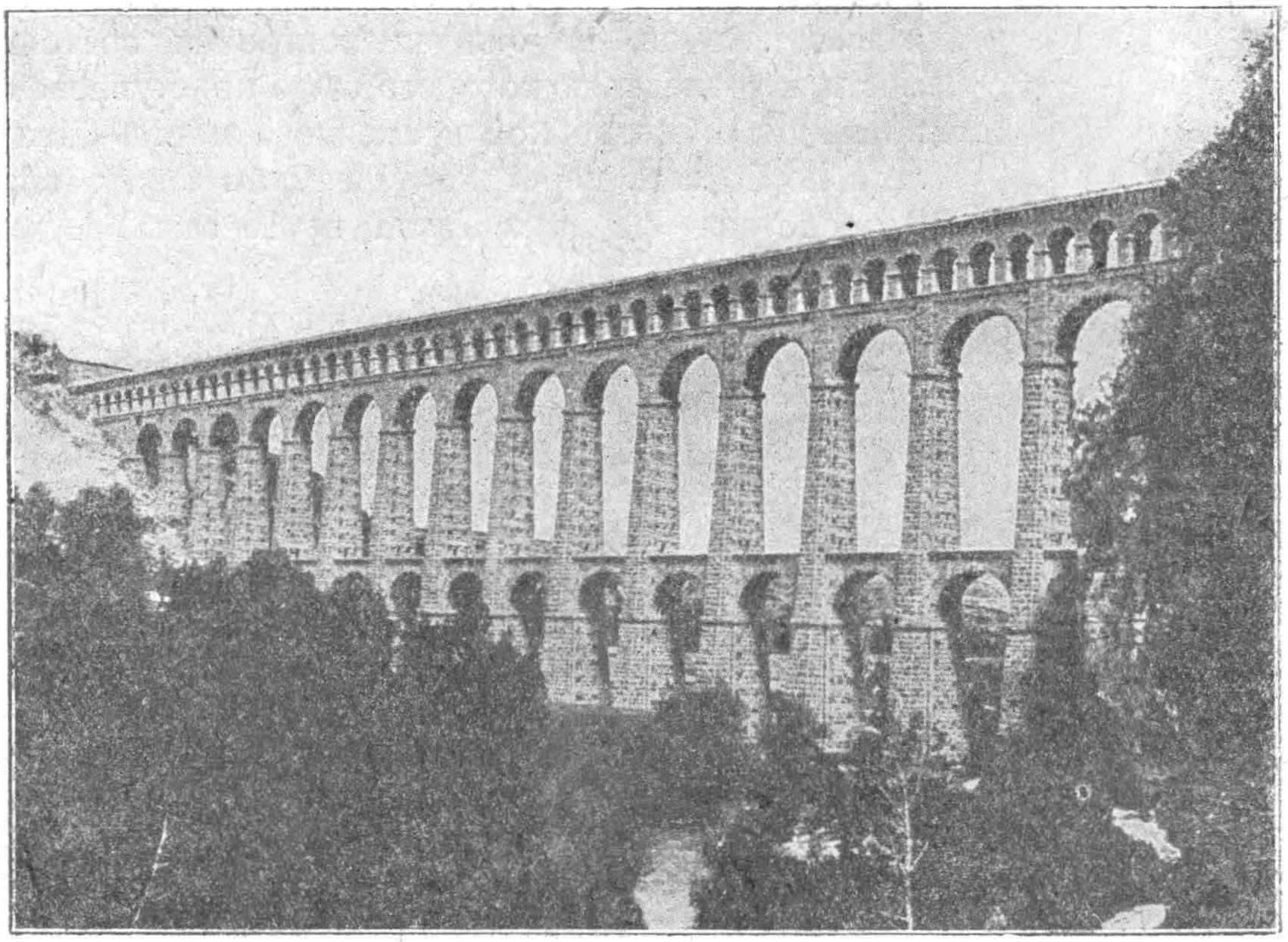
ное развитие мостостроения и возродило, между прочим, постройку каменных виадуков такого же типа, как римские акведуки. В средние десятилетия упомянутого века виадуки строили особенно часто во Франции и Англии, где мосты под железную дорогу строили предпочтительно из камня. Но вскоре на сцену выступило железо, которое на несколько десятилетий затормозило применение каменных мостов; лишь в последние годы, когда увлечение железом исчезает, каменные мосты, а между ними и виадуки, снова занимают должным образом инженерный мир вообще и русский — в частности.

Из французских виадуков, построенных за первый период, укажем следующие:

Виадук de l'Aulne (фиг. 85), построенный в 1867 году; виадук de Pompadour (1875 г.) (фиг. 86). Затем

НБ УДУНТ (ДІІТ)

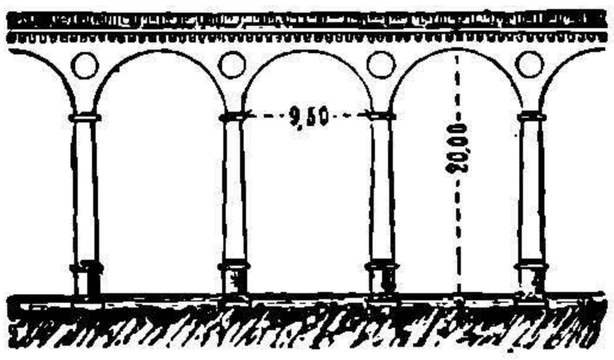
заслуживает внимания акведук de Roquefavour (1847 г.) (фиг. 87). Особенно экономную форму имеет виадук под обыкновенную дорогу близ Chatellux (1882 г.); высота 20 *м* (фиг. 88), пролеты по 9,5 *м*; толщина быков



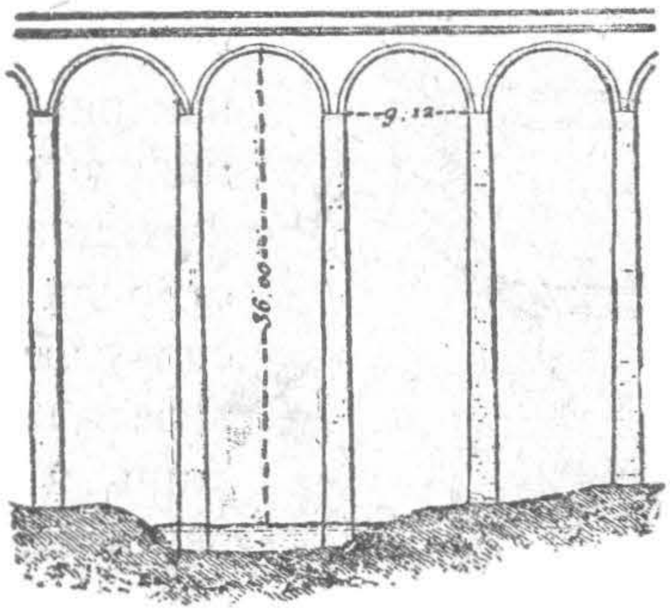
Фиг. 87. Акведук de Roquefavour (1847).

у пят 1,25 *м*; толщина сводов в замке 0,42 *м*. Виадук возведен из небольших грубо околотых камней, сложенных на цементном растворе. Длина 132 *м*, стоимость 100 000 франков.

Из английских виадуков для железной дороги отметим Локвудский (фиг. 89), построенный в 1848 г.; отличается значительной высотой и небольшой толщиной опор; всего 1,36 *м* в вершине. У многих инженеров при



Фиг. 88. Виадук de Chatellux (1882).

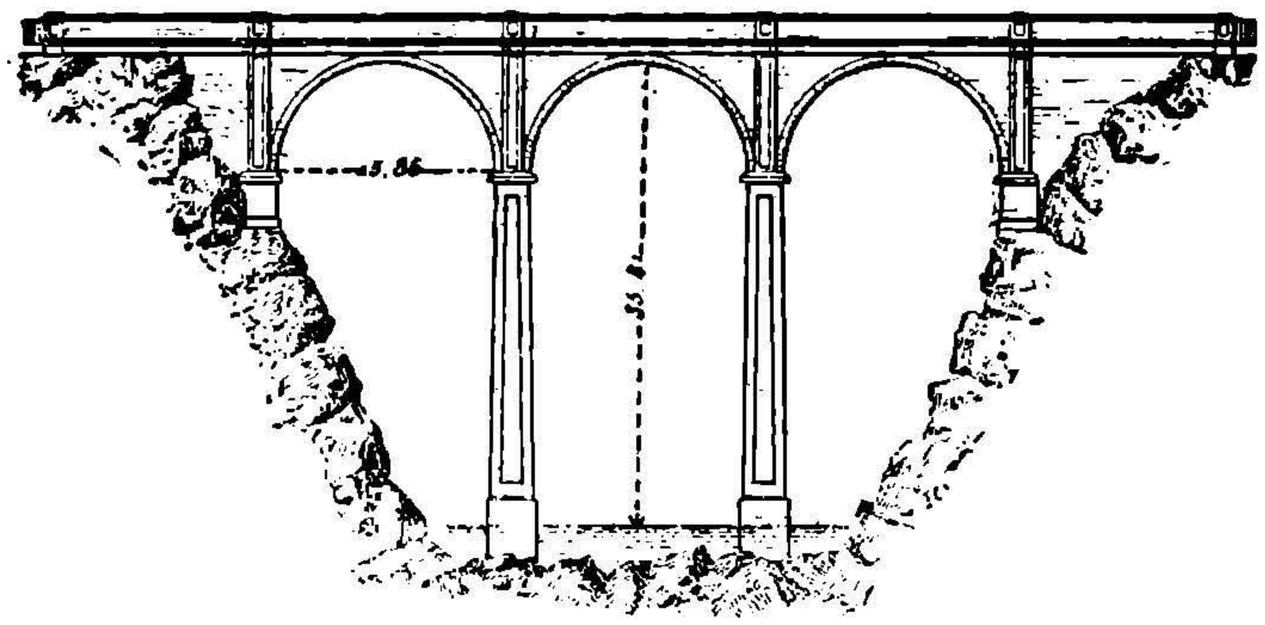


Фиг. 89. Виадук Локвуд (1848).

взгляде на этот виадук невольно возникают опасения за его устойчивость. Затем отличается по своей красоте виадук Mouse Water (фиг. 90), построенный знаменитым английским инженером Тельфордом в 1822 г. под обыкно-

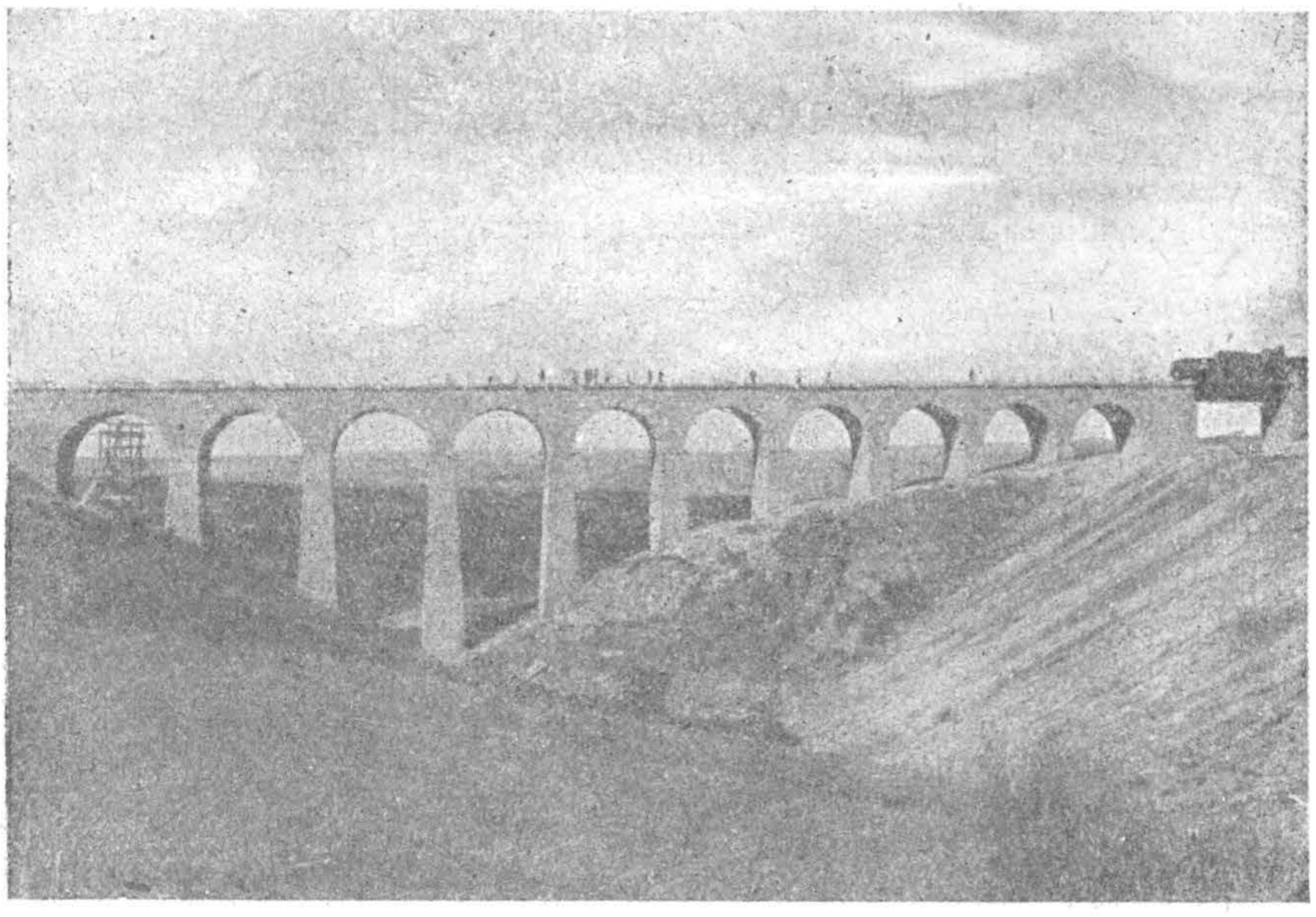
РБ УДУНТ (ДІІТ)

венную дорогу. Английские виадуки часто имеют арки не полуциркульного очертания, а более пологой дуги круга.



Фиг. 90. Виадук Mouse Water (1822).

Из русских виадуков отметим Ципский у Сурамского перевала Закавказских ж. д. и недавно построенный виадук (фиг. 91) на Северо-Донецкой железной дороге.

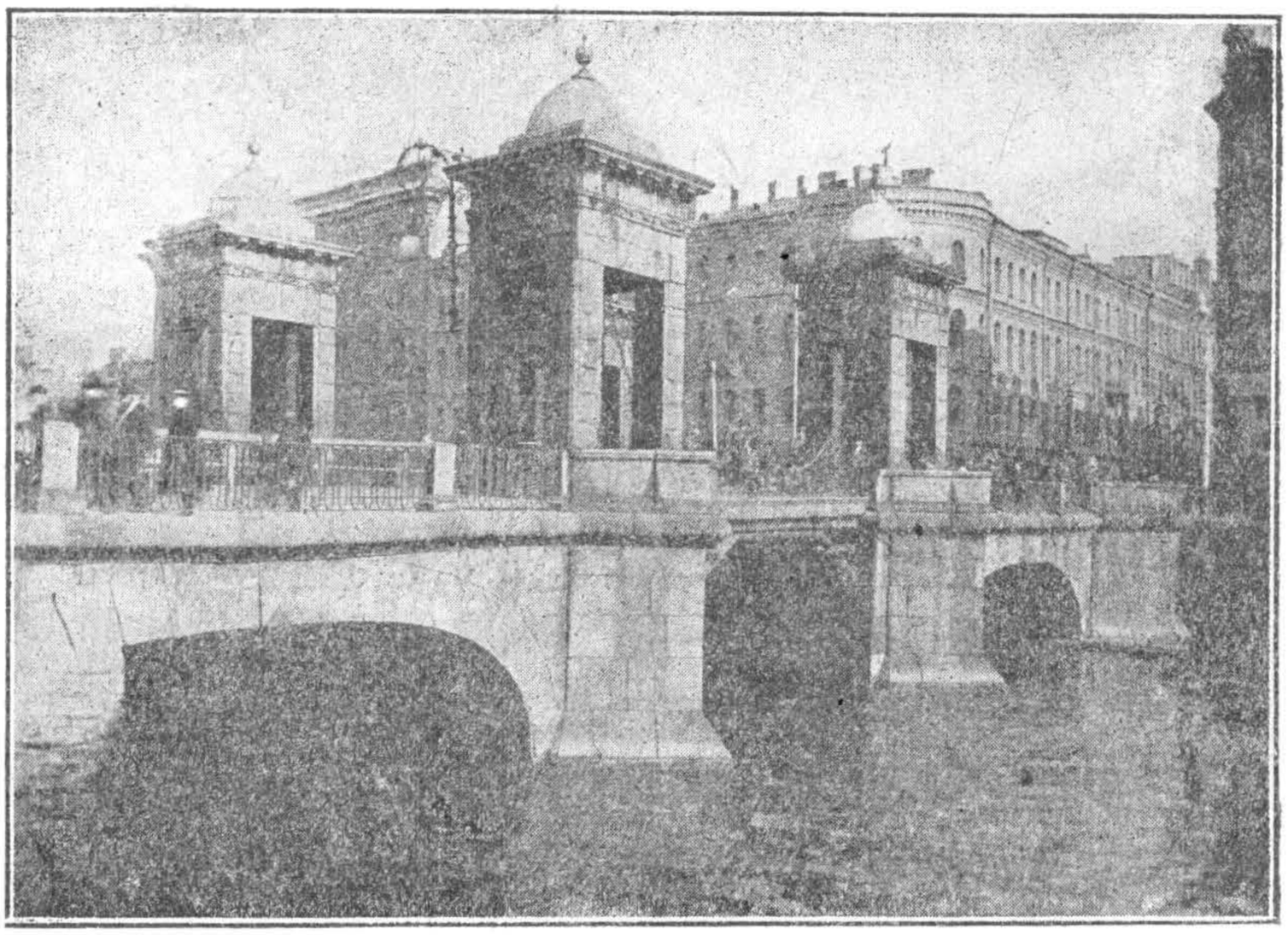


Фиг. 91. Виадук Каменоватая.

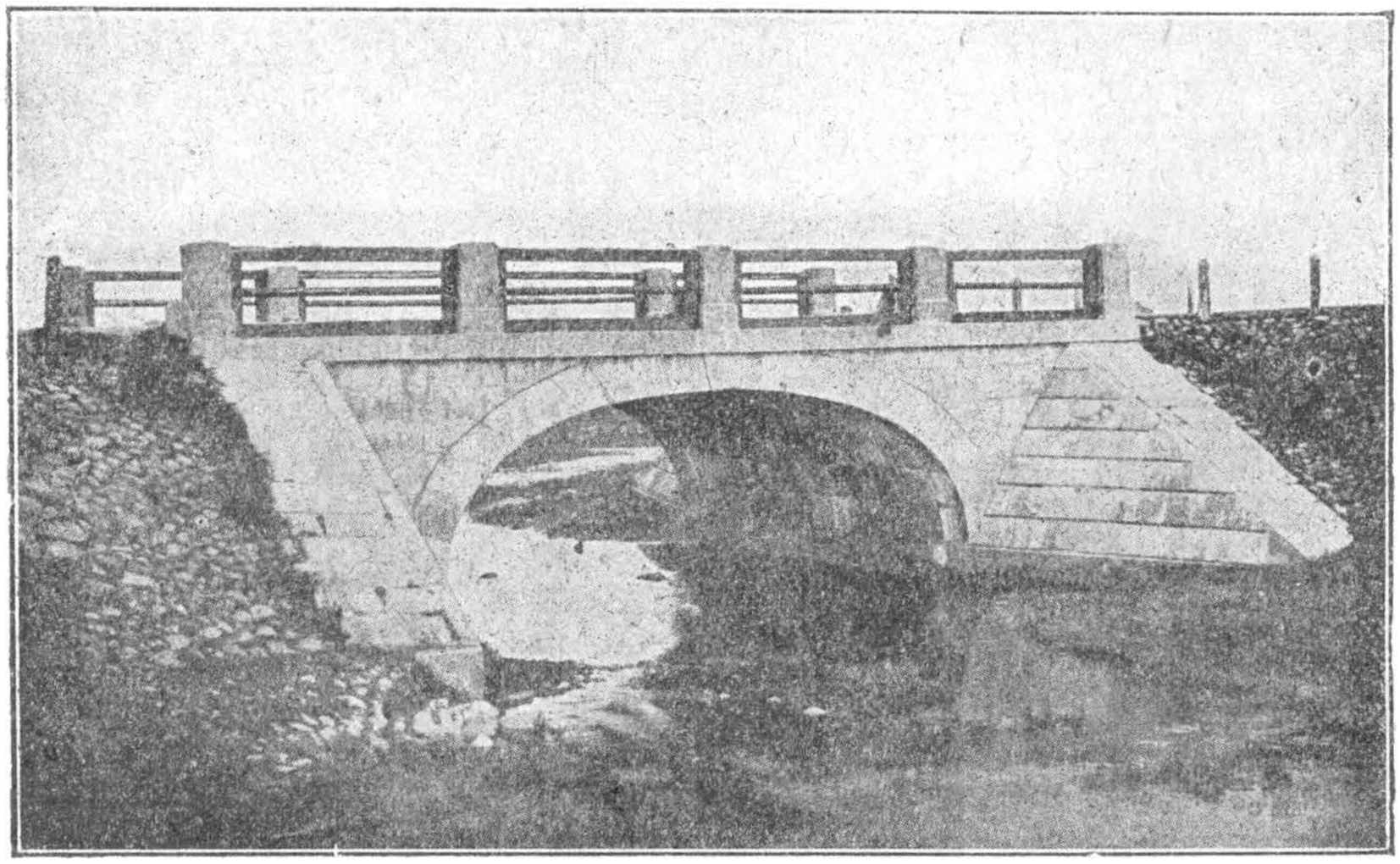
Что касается каменных мостов, то Россия, вообще говоря, ими не богата. При господстве дерева в качестве строительного материала, камень применялся редко даже в монументальных сооружениях и большею частью лишь иностранными мастерами при постройке храмов и крепостей. Первый каменный мост в России был построен, повидимому, при Дмитрии Донском в 1367 году, когда были сооружены впервые кремлевские каменные стены. Это был мост через Неглинную у Троицких ворот. В 1471 году Москва встречала Ивана III после Шелонской победы; его встретили у Кремля,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

„только с мосту большого каменного сшед до кладезя площадки близ церкви" — по Волоцкой дороге, через Троицкие ворота. В 1816 году мост возобновлен, а в 1901 г. реставрирован. При устройстве вокруг Кремля



Фиг. 92. Чернышев мост через Фонтанку в Петербурге (до перестройки 1913 г.).



Фиг. 93. Мост через р. Паницу на Петербурго-Московском шоссе.

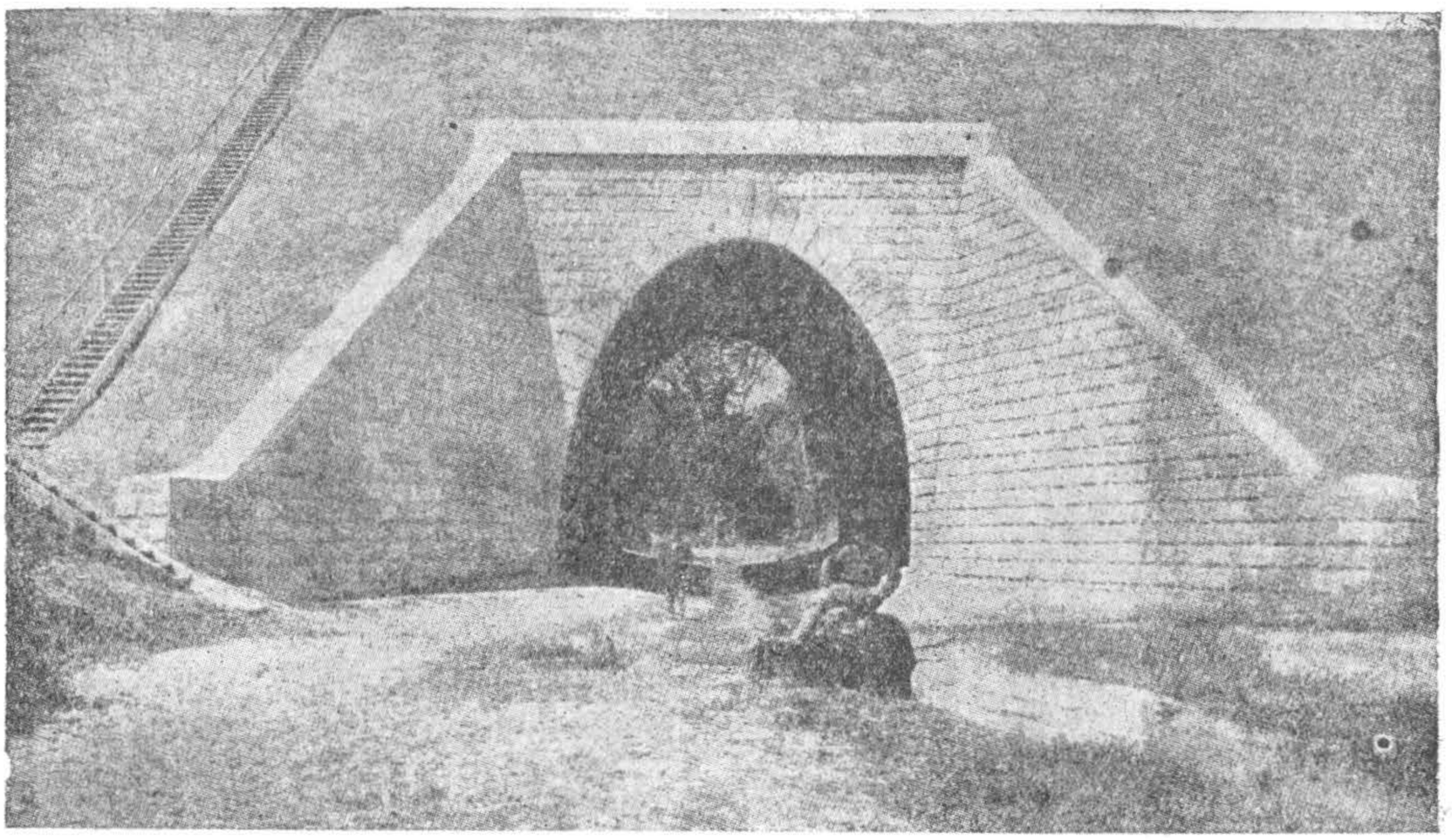
большого и глубокого рва с каменными стенами (1508 г.) были построены через ров каменные мосты: Спасский, Никольский и Воскресенский. Ров засыпан в 1802 г. Спасский мост разобран в 1823 г. В 1687 году через

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Москву-реку был построен Большой Каменный мост. Плохие качества материалов и работы оказались причиной того, что этот мост был в 1812 г. перестроен, а в 1859 г. [1]) перестроен совершенно с заменой каменных сводов железными арками. От Каменного моста осталось в Москве лишь название.

В С.-Петербурге в период 1782 — 1788 гг. был построен по французским проектам целый ряд каменных мостов через реку Фонтанку. Плохой раствор и отсутствие изоляции и здесь привели к тому, что мосты постепенно перестраивались с удержанием, в общем, старого типа, и лишь в Семеновском мосте своды заменены в 1857 г. железными балками.

Один из мостов этой серии — Чернышев мост, наиболее долго простоявший в первоначальном виде, приведенном на фиг. 92, перестроен лишь в 1913 году. Мост имел три пролета; средний — разводный. Внутри башен,



Фиг. 94. Каменная труба на Сталинградской в. Северо-Кавказских ж. д.

служащих украшением моста, помещались цепи, уравновешивавшие полотна разводного пролета.

На С.-Петербурго-Московском шоссе с 1817 г. построено было довольно большое число каменных мостов. Представителем может служить мост, изображенный на фиг. 93; бросается в глаза родство с петербургскими мостами. Этот мост ремонтирован в 1893 г.

Каменные мосты построены были также на Военно-Грузинской дороге, Батумо-Ардаганской и в Крыму.

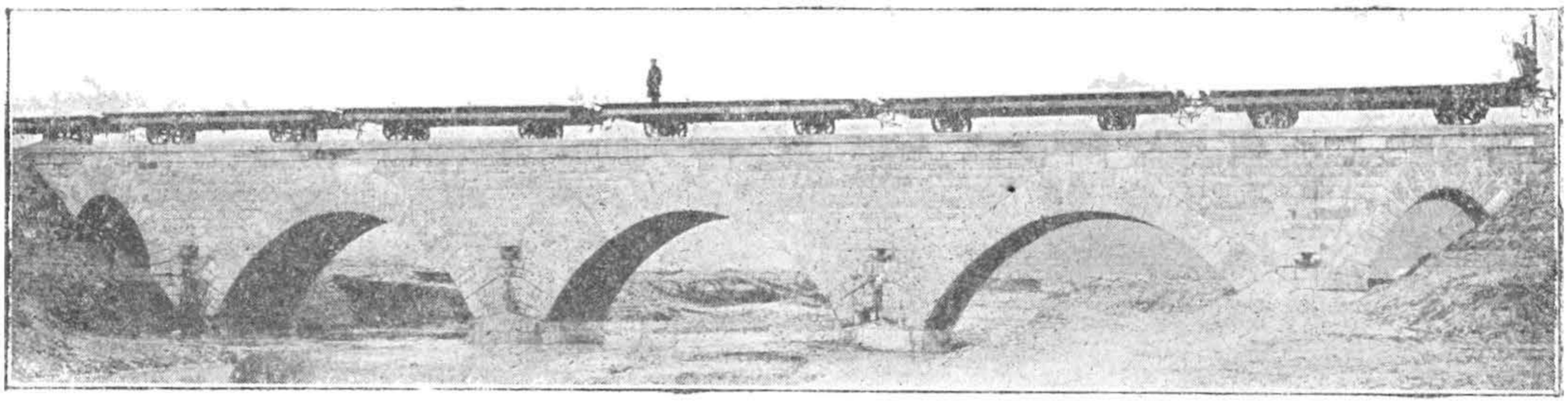
На железных дорогах каменные мосты во множестве построены в России в виде труб (фиг. 94) при пролетах до 3,5 саж. Собственно, каменные мосты систематически применены лишь на линиях Владикавказской ж. д. и Общества Китайско - Восточной ж. д., причем пролеты доведены до 12,0 саж.

На фиг. 95 представлен вид моста через р. Ата-Чай, на ветви Петровск — Баку; мост имеет три пролета по 5 саж. При сравнительно небольших про-

[1]) „Русские достопамятности", вып. II, Москва, 1862 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

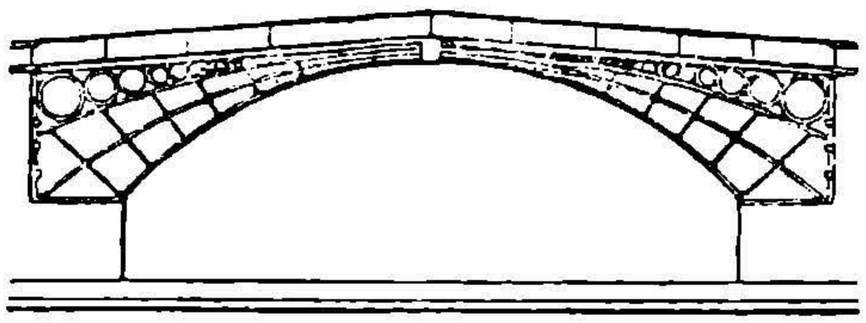
летах, длина каменных мостов на линиях Владикавказской ж. д. доведена до весьма солидной величины — 250 саж. (на пойме р. Дона у Ростова).



Фиг. 95. Мост через р. Ата-Чай ж. д. Петровск — Баку.

В настоящее время каменные мосты за границей предпочитают всяким другим. В России за последние годы на них также обращено должное внимание. Все чаще стали строить их на железных дорогах; общество Владикавказской ж. д. пошло на увеличение пролетов, когда министерство разрешило более высокие нормы допускаемых напряжений; в настоящее время спроектированы мосты со сводами, пролетом 20 и 25 сажен.

c) Металлические мосты. — В конце XVIII века металлические мосты (т. е. собственно мосты с металлическим пролетным строением и каменными опорами) появились в виде чугунных балочных и арочных мостов и в виде железных висячих мостов. В первых чугунных мостах инженеры подражали конструкции деревянных мостов, отливая из чугуна балки или косяки арок. Балочные мосты были вскоре оставлены, а мосты с чугунными арками получили дальнейшее развитие, и к середине XIX века появились уже тщательно разработанные композиции, образцом которых может служить мост лейт. Шмидта через р. Неву в Ленинграде, наиболее красивый и солидный из всех ленинградских металлических мостов.



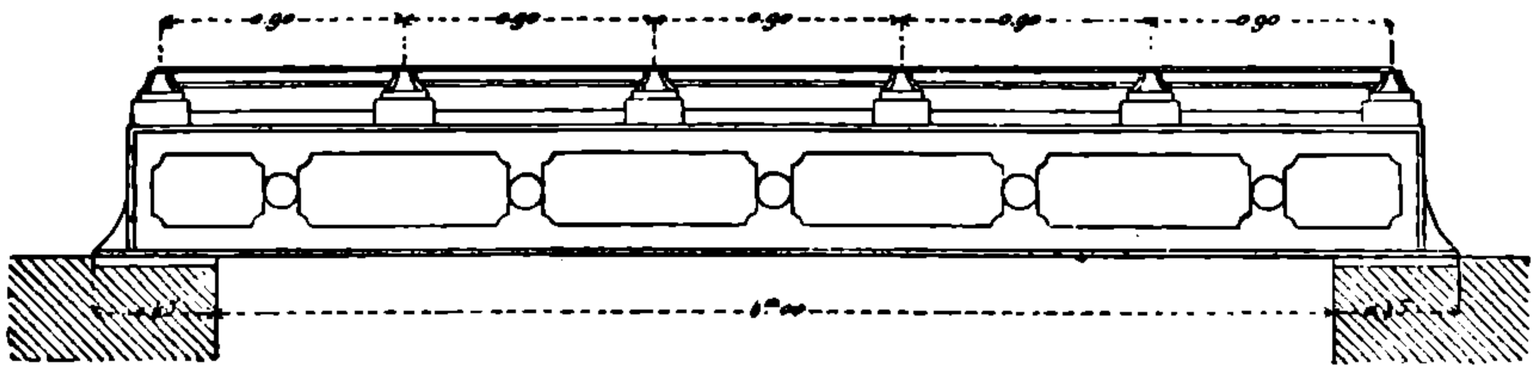
Фиг. 96. Мост Laasna (Силезия).

Первый чугунный мост значительных размеров был построен в Англии в 1779 г.; это — мост Coalbrookdale. Пролет перекрыт ажурной полуциркульной аркой; величина пролета 30,6 *м*. К тому же типу относится мост, построенный в то же время в Силезии; изображен на фиг. 96. В виду хрупкости чугуна арки из тонких отливок дали неудовлетворительные результаты; так, построенный в 1806 г. в Париже Аустерлицкий мост в 5 пролетов по 32,5 *м* был перестроен в 1855 г. на каменный; при разборке чугунных арок было насчитано до 6000 изломов в их частях.

В начале XIX столетия чугунные клинья стали отливать на подобие огромных клиньев каменных сводов, не сплошных, конечно, а в виде больших ящиков, открытой стороной обращенных внутрь пролетного просвета. Такой системы мосты были построены в довольно большом числе в Петербурге. Из них до сих пор существуют: Полицейский мост на проспекте 25 Октября

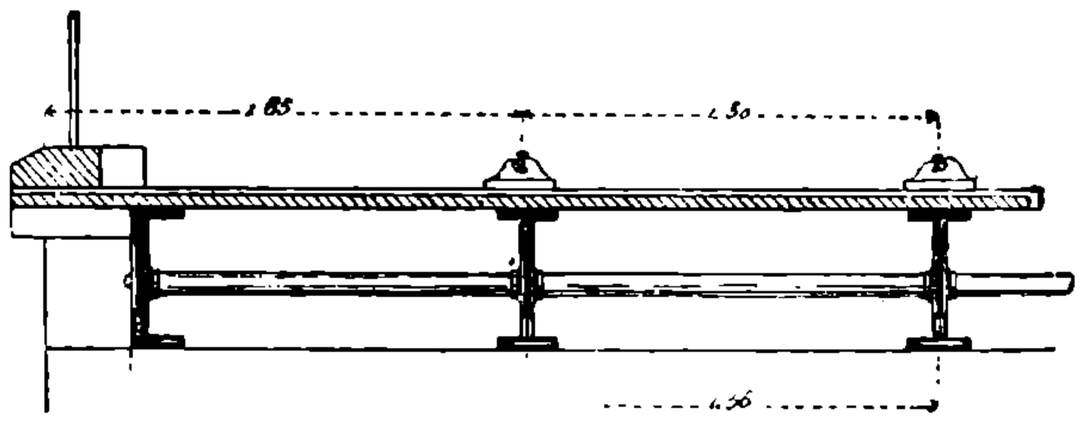
НВ УДУНТ (ДІІТ)

через Мойку; Синий мост на площади перед зданием б. Государственного совета и др. Пролетное строение Полицейского моста в 1908 г. было переложено;



Фиг. 97.

при разборке было найдено несколько лопнувших ящиков, остальные сохранились вполне после 70-летней службы и были употреблены снова в дело.

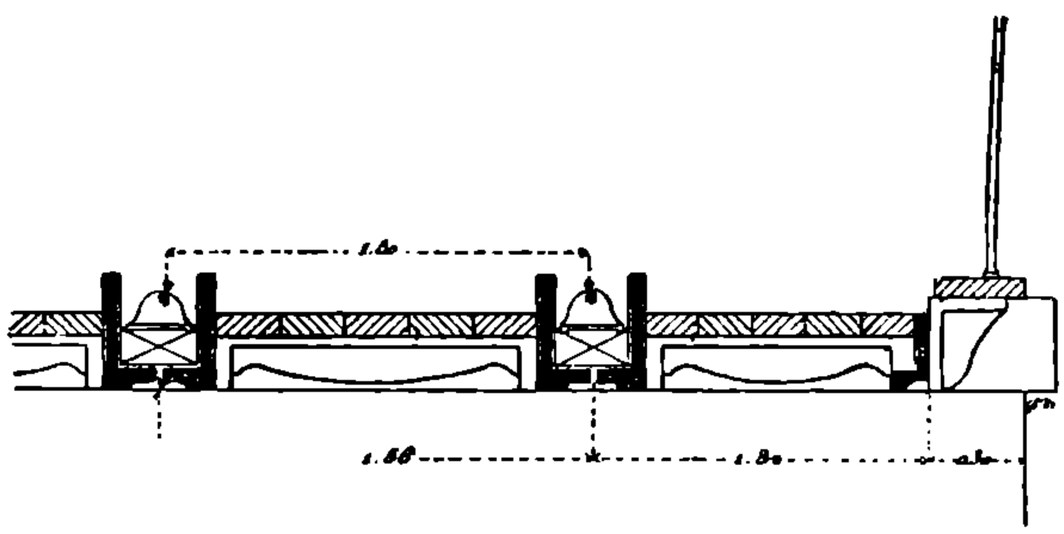


Фиг. 98.

На фиг. 97, 98 изображен в фасаде и поперечном разрезе чугунный мост для железной дороги; такие мосты применялись примерно до 1845 г., когда вошло в употребление железо — материал более приспособленный к работе на изгиб и к восприятию сильных сотрясений от поездов.

Для уменьшения конструктивной высоты моста, т. е. расстояния от подошвы рельса до нижней грани балок, в чем нередко бывает крайняя нужда, применялись чугунные *балки близнецы* (фиг. 99).

Систематическое применение железа для мостов началось в половине прошлого века, когда благодаря развитию металлургии установилось массовое его производство и стоимость упала.



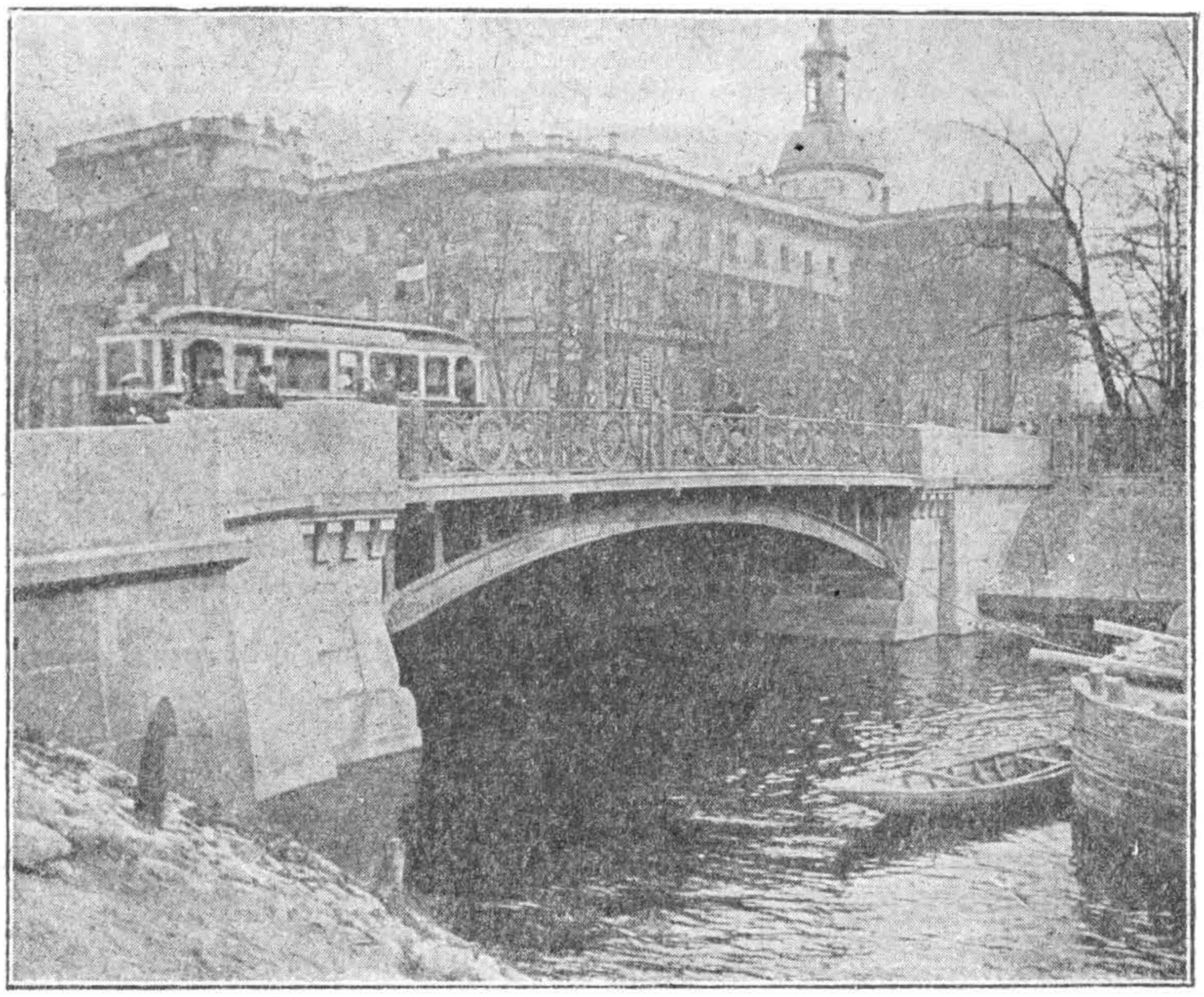
Фиг. 99.

Первые мосты построены в 1843 — 1845 гг. в Англии из балок, составленных из рельсов. В 1846 году впервые применена для моста *решетчатая* железная ферма пролетом 43 *м*, составленная, подобно ферме Тауна, из железных полос. В том же 1846 г. приступлено к постройке (в 1850 г. окончен) одного из огромнейших железных мостов — моста Британия; два средние пролета его имеют длину по 140 *м*, а нужно заметить, что мосты с подобными пролетами в России построены лишь в самые последние годы до мировой войны.

Первый мост с железными *арками* построен, насколько известно, близ Парижа в 1808 году; но дальнейшего применения этот тип тогда не получил вследствие трудностей взаимного соединения кованых частей; чугун в

НБ УДУНТ (ДІІТ)

этом отношении был удобнее. Лишь с появлением прокатного железа и заклепочных соединений стало удобно строить железные пролетные строения, в том числе и арочные. Первый клепаный арочный железный мост построен в 1849 г. во Франции на Северных жел. дорогах через р. Самбру (см. Chaix, стр. 752). Затем надо считать арочный железный мост, построенный в 1854 г.

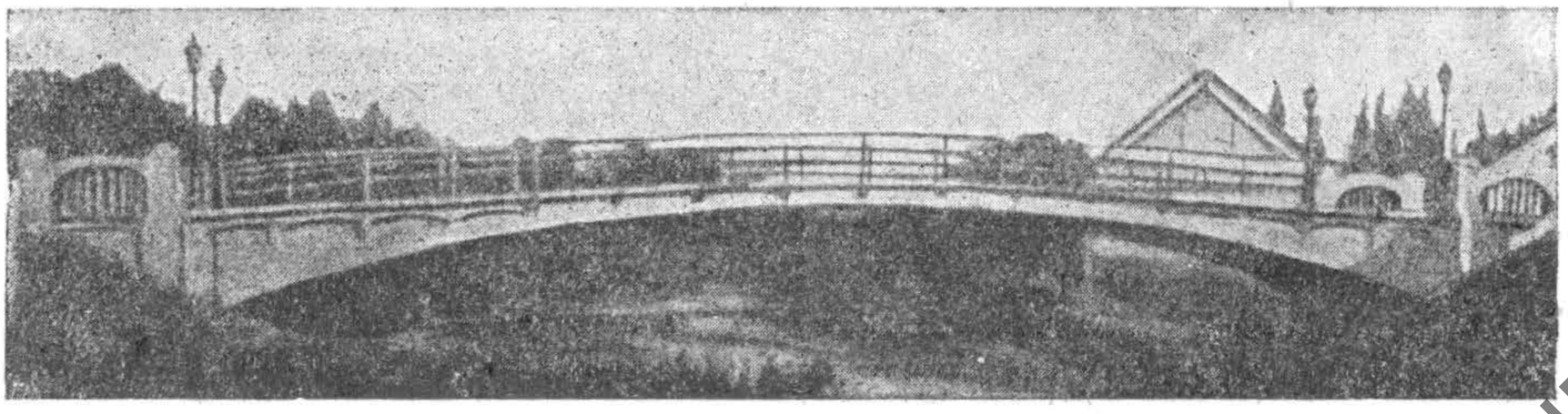


Фиг. 100. Михайловский мост в Ленинграде.

в Швейцарии для железной дороги. В России арочный железный мост впервые построен в 1859 г. в Москве вместо Большого Каменного моста.

Арочные железные мосты в настоящее время считаются одною из самых красивых систем с железным пролетным строением. В Ленинграде к этому типу принадлежат мосты: Литейный мост; Пантелеймоновский через Фонтанку, у Летнего сада; Михайловский через Мойку там же (фиг. 100), и др.

d) Железобетонные мосты. — Изучение железобетонных мостов выделено нами в особый курс [1]); тем не менее, здесь уместно сказать несколько слов

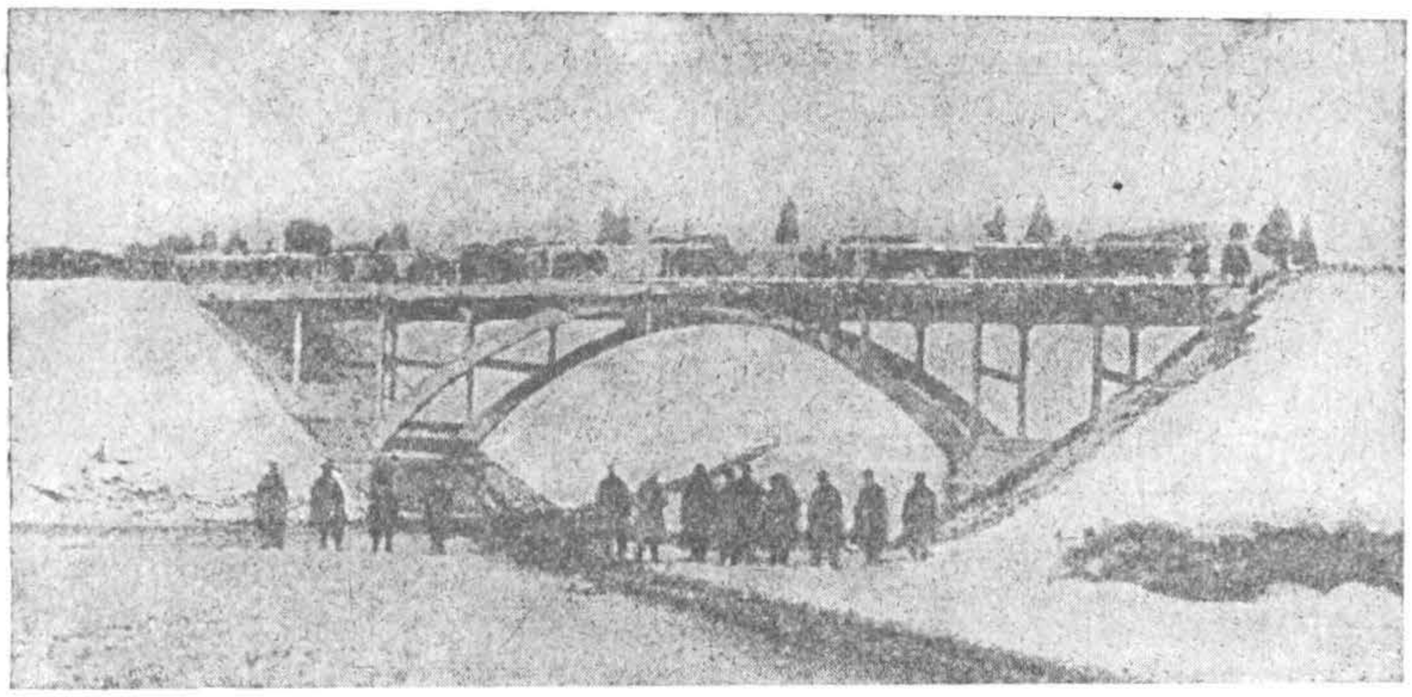


Фиг. 101. Мост в Вейденау (1905).

[1]) *Г. Передерий*, Курс железобетонных мостов, Спб., 1912, 3-е изд., Лнгр., 1925 г.

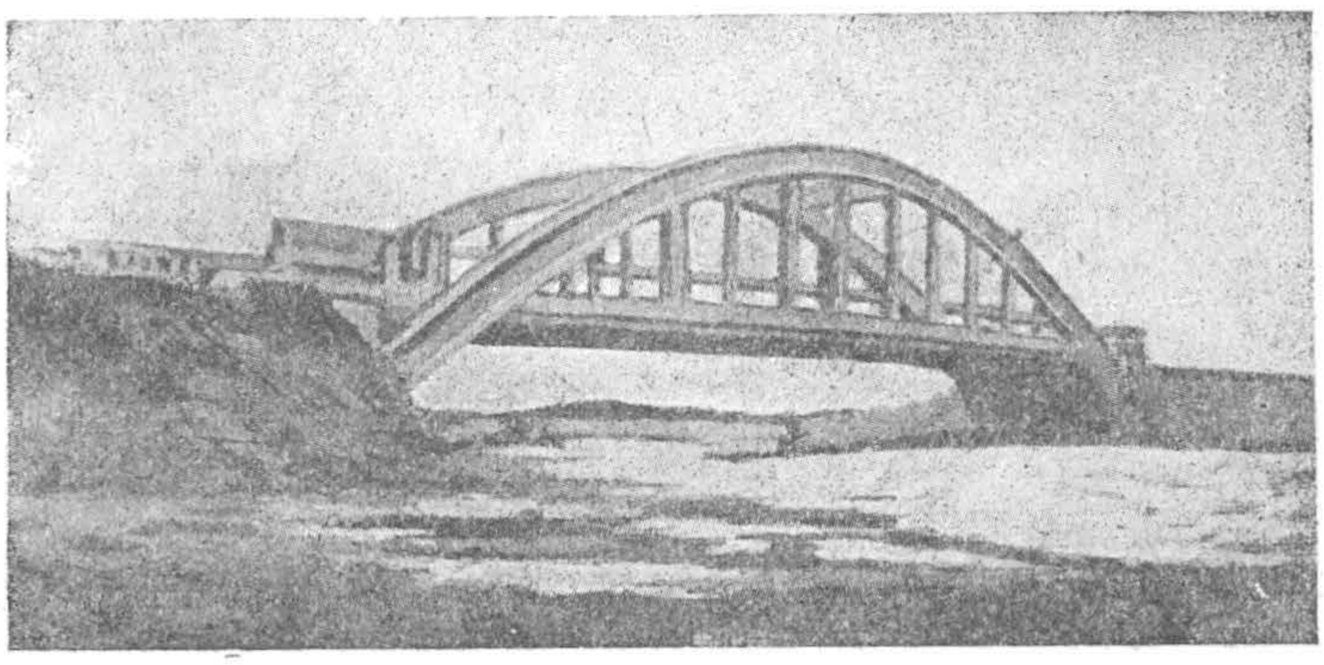
НБ УДУНТ (ДІІТ)

о развитии применения этого рода мостов. Железобетонные мосты арочной системы сравнительно небольших пролетов начали строить с наступлением



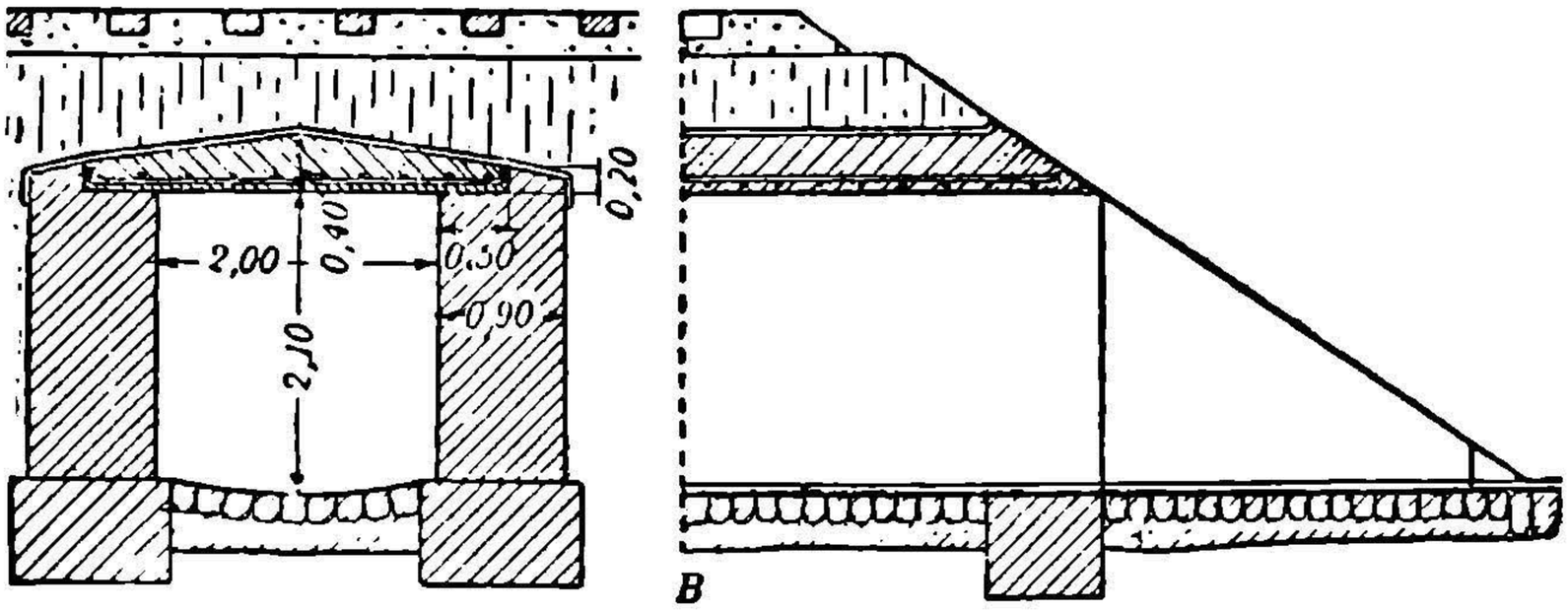
Фиг. 102. Мост через р. Кашлагач (1903).

90-х годов прошлого столетия. Когда Геннебиком был решен вопрос о конструкции сильных железобетонных балок, появились и балочные мосты.



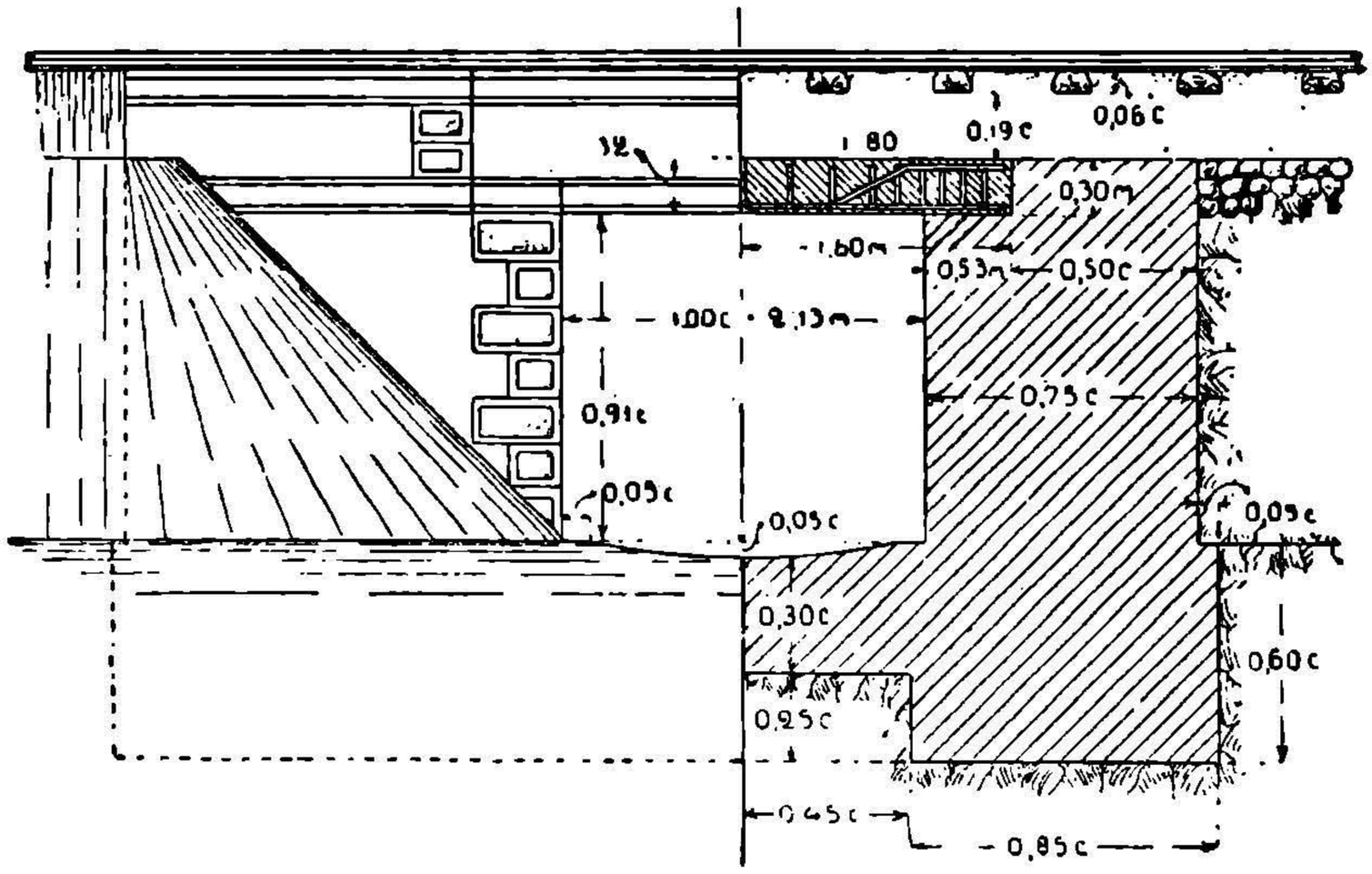
Фиг. 103. Мост Niederholz через Эмс-Везерский канал.

Из арочных наиболее ранних мостов этого рода мост в Сальте построен в 1889 г. с тонким сводом во всю ширину моста. Подобные же мосты в виде



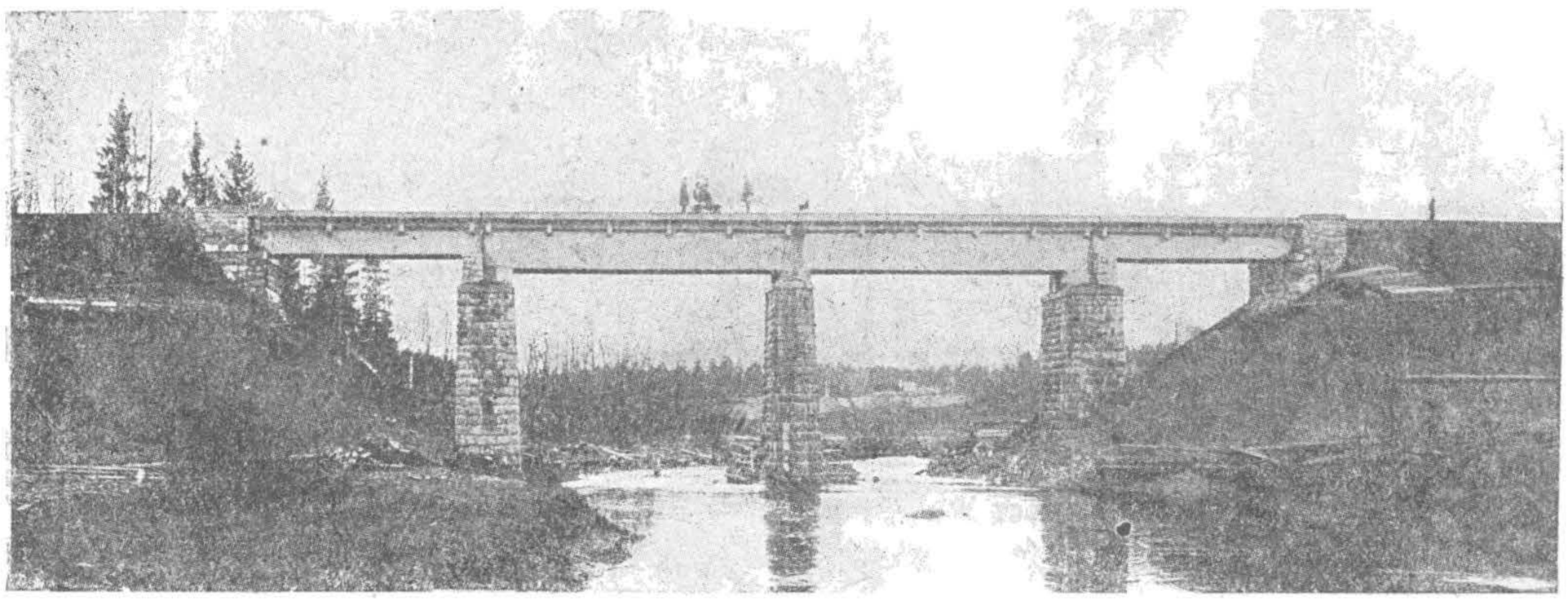
Фиг. 104 — 105. Труба с плоским перекрытием.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

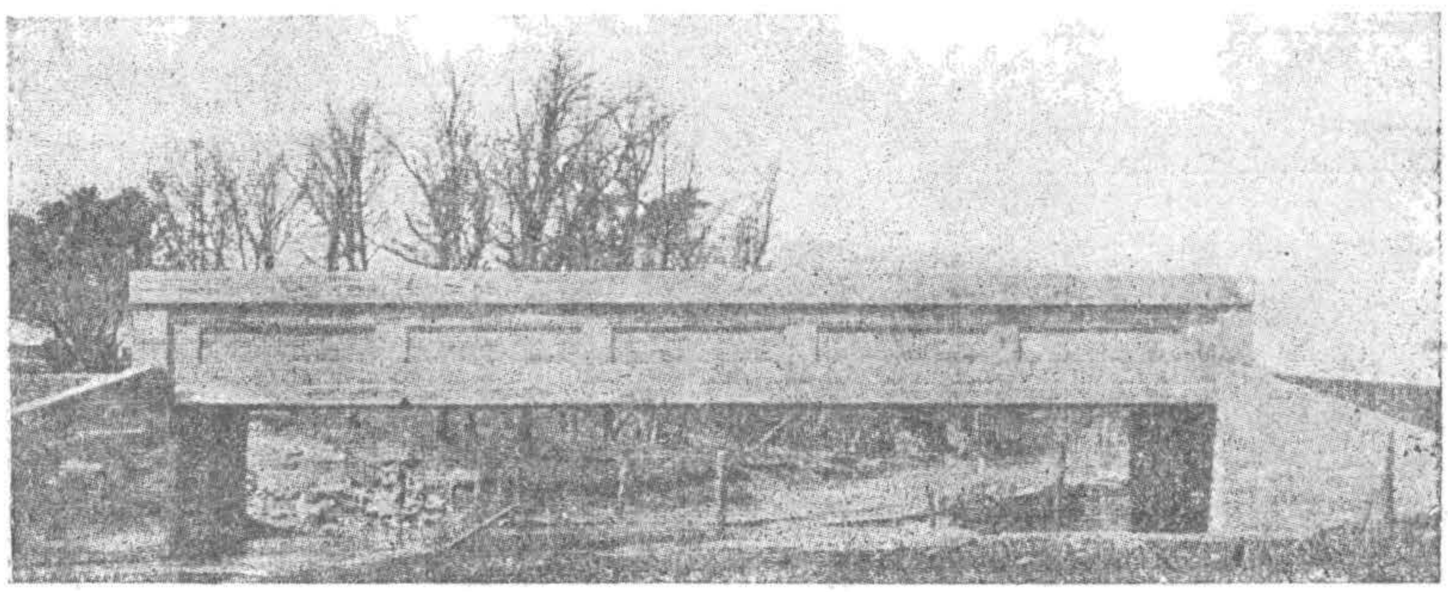


Фасад Прод. разреа.

Фиг. 106.

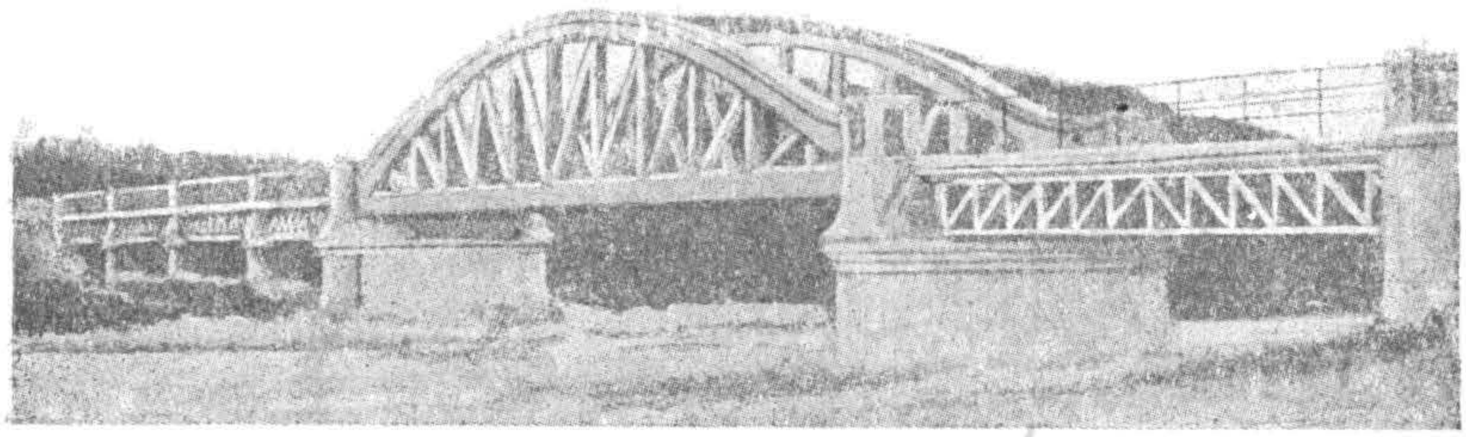


Фиг. 107. Мост под ж. д. (СССР).

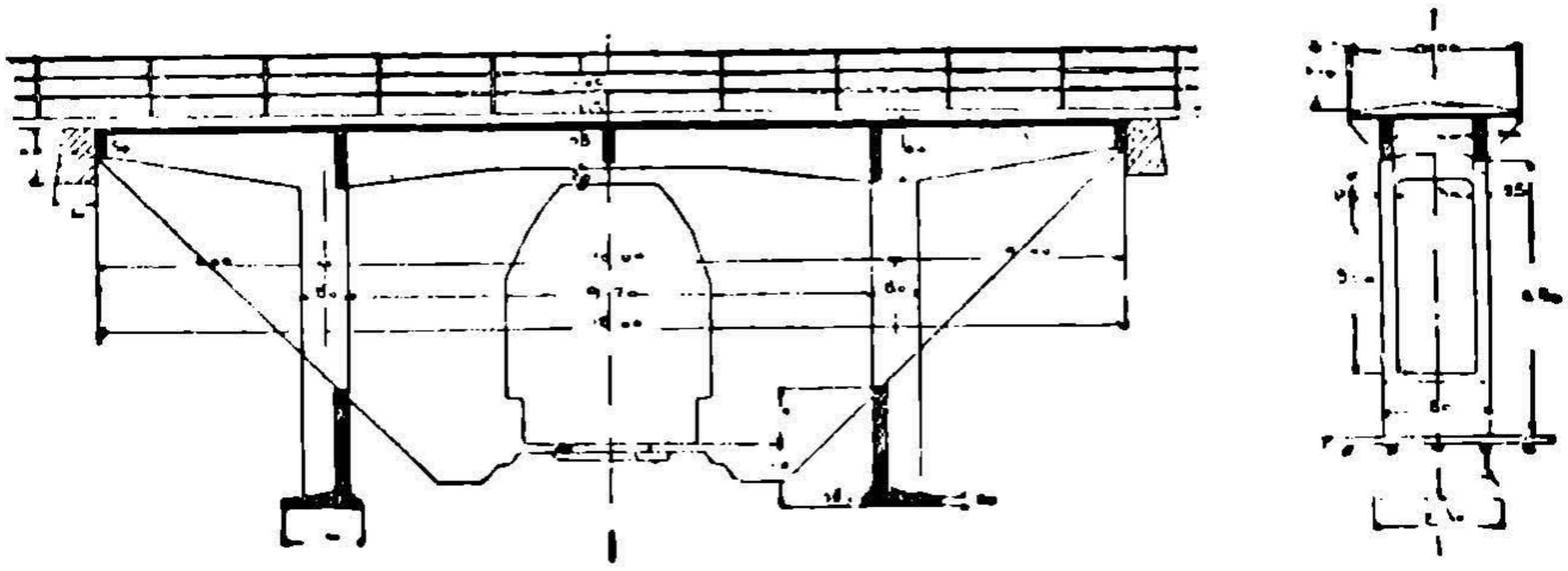


Фиг. 108. Мост с ездою по низу (Америка).

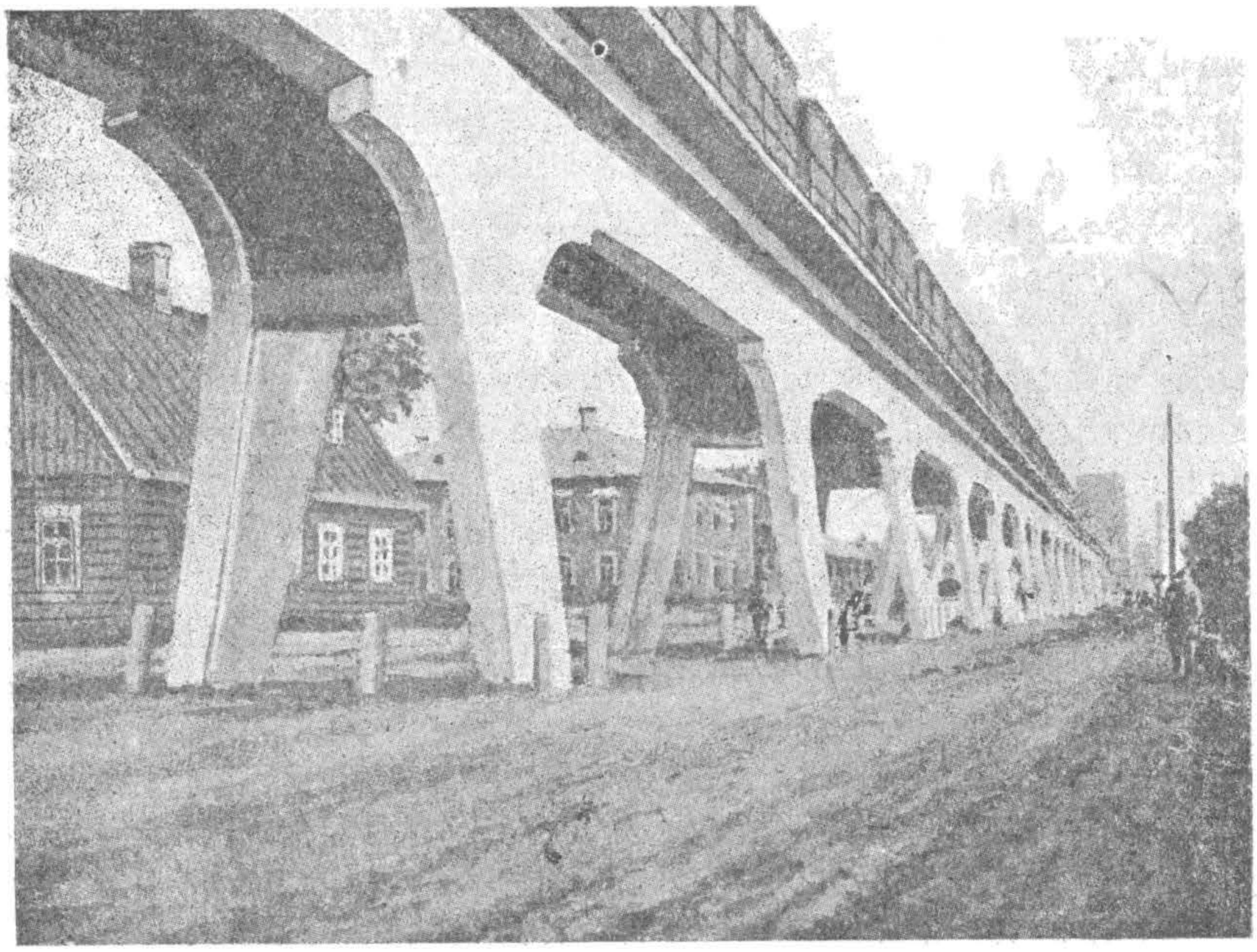
НБ УДУНТ (ДІТ)



Фиг. 109. Мост через р. Агер у Шваненштадта (Австрия).



Фиг. 110 — 111. Рамный консольный путепровод.



Фиг. 112. Эстокада в Ленинграде.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

труб эллиптического очертания были построены в 1892 г. в России на Московско-Казанской железной дороге. При больших пролетах этот тип находит применение лишь в случае пологих арок, напр., мост в Вейденау (1905) (фиг. 101). При более крутых арках надсводное строение облегчается расположением проезжей части не на засыпке, а на колоннах или стенках, опирающихся на свод. В дальнейшем развитии, в поисках более легких, но достаточно жестких арочных перекрытий, выработаны системы с раздельными арками (фиг. 102), как с ездою поверху, так и понизу (фиг. 103).

Балочные железобетонные перекрытия часто применяются в виде плит в трубах прямоугольного сечения (фиг. 104 — 105) или в мостах небольших пролетов (фиг. 106). Вскоре, однако, ребристые балочные перекрытия были применены в самых разнообразных видах, как независимо от опор (фиг. 107 — мост с ездою поверху, фиг. 108 — мост с ездою понизу и фиг. 109 — мост со сквозными балками), так и в самой тесной связи с опорами в виде рамных мостов (фиг. 110 — 111) и эстакад (фиг. 112). Последняя фигура изображает построенную в 1913 г. эстакаду в Ленинграде на соединительной Финляндской ветви.

СОВРЕМЕННОЕ ПОЛОЖЕНИЕ.

Главнейшие типы, подлежащие изучению. — Из исторического очерка мы видим, что к материалам — камню, кирпичу и дереву, — употреблявшимся для постройки мостов с древнейших времен, за последние полтора века прибавились: чугун, железо, бетон и железобетон. Кирпич в мостовом деле в большинстве стран не имеет значительного распространения, хотя в таких сравнительно бедных камнем странах, как Европейская часть СССР, он должен найти вполне приличное применение. В конструктивном отношении кирпичные мосты, как и бетонные, ничем существенным не отличаются от мостов каменных, а потому отдельного изучения не требуют, их можно рассматривать как разновидность каменных мостов.

Чугун по отношению к железу находится в таком же, примерно, положении, как кирпич по отношению к камню; применение его вполне уместно в арочных мостах значительных пролетов и во многих отношениях должно быть предпочтено применению железа. Но в настоящее время этот материал весьма редко применяется для мостов вообще; в частности же, в области мостов малых пролетов, и преимущества его по сравнению с железом падают: остается бо̀льшая устойчивость против ржавчины, но появляется опасение образования трещин вследствие сотрясений, более чувствительных для легких пролетных строений при малых пролетах.

Применение дерева в настоящее время ограничивается почти исключительно областью временных мостов. Легкая обработка материала, почти повсеместное его распространение, отсутствие необходимости заводить дорогие машины для обработки и возможность производить работы круглый год — позволяют быстро и сравнительно дешево, в особенности в странах, богатых лесами, возводить этого рода мосты. Но, к сожалению, дерево

НБ УДУНТ (ДІІТ)

имеет весьма крупные недостатки: быстрое загнивание на открытом воздухе, особенно во врубках и у поверхности земли, и горючесть. Эти недостатки, каждый сам по себе, лишают дерево той роли, какая могла бы ему принадлежать в изучаемой нами области. По конструктивной гибкости, но без вышеупомянутых недостатков, при несколько большей стоимости и сокращенности строительного периода, на ряду с деревом можно поставить железобетон. Золотой век применения дерева (начало XIX века) укорочен появлением в мостовой практике железа, а появление железобетона не дает теперь никаких надежд на возрождение этого рода мостов, тем более, что дерево воспроизводится природой в меньшем объеме, чем потребляется человеком, — и количество лесов сокращается.

В качестве мостов временного характера деревянные мосты в настоящее время часто применяются в СССР при постройке железных дорог. Чем меньше первоначальное значение строящейся линии; тем уместней снабдить ее деревянными мостами ради меньшей первоначальной стоимости дороги. Но большие мосты в случае пожара угрожают долгим перерывом движения, а, кроме того, стоимость их при учете стоимости содержания в исправности значительно выше первоначальной. Вследствие этого дерево применяется большею частью лишь для мостов малых отверстий с малыми пролетами при ограниченной высоте насыпи (до 12 *м*).

Деревянные мосты в России, например, в С.-Петербурге, строили для обыкновенных дорог через большие водотоки. Периодически возобновляемые, они существуют сотни лет и, повидимому, еще не скоро будут заменены постоянными мостами. Это явление объясняется недостатком средств на затраты культурного характера. Таким образом, знакомство с деревянными мостами для русского инженера необходимо.

Что касается камня, железа и железобетона, то в настоящее время между этими материалами идет в мостовой области жестокая борьба. В смысле долговечности сооружений в наихудших условиях находится железо, в наилучших — камень. Но железо превосходит своих конкурентов в легкости при одинаковой подъемной, так сказать, силе мостов. В настоящее время уже можно сделать заключение, что, в силу указанных свойств материалов, железо будет вытеснено из области мостов с малыми пролетами. В области средних пролетов (до 100 *м* примерно) железные мосты в некоторых случаях (слабый грунт при малой высоте моста и пр.) могут выдерживать уже сравнение. А при больших пролетах мост может быть построен почти только из железа или стали. Пролеты каменных и железобетонных мостов доведены в настоящее время до 180 *м* (Элорнский мост), пролеты железных — до 564 *м* Дитройтский мост).

Но постройка железных мостов с малыми пролетами еще не отошла в область истории; по этой причине и по другим, изложенным в предисловии, этот вид мостов подлежит детальному изучению наравне с деревянными и каменными. Из разновидностей мостов с железным пролетным строением ограничимся здесь рассмотрением балочных и арочных; висячие для малых пролетов строятся лишь в исключительных случаях.

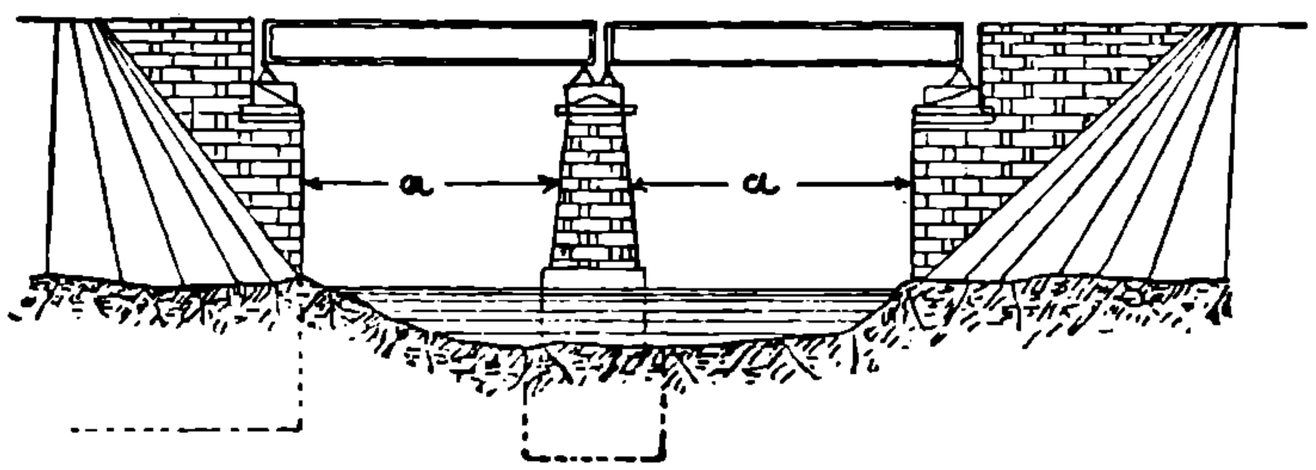
НБ УДУНТ (ДІІТ)

ЭЛЕМЕНТЫ И ХАРАКТЕРИСТИКА МОСТА ВООБЩЕ.

Знакомство с мостами по историческому очерку дает возможность закончить эту главу указанием главнейших элементов всякого моста и тех данных, которые его характеризуют хотя бы в общих чертах.

В большинстве мостов опоры образуют между собой просветы, называемые *пролетами*. В мостах, перекрывающих реки, сумма пролетов составляет *отверстие* моста, величина которого определяется по наибольшему количеству пропускаемой под мостом воды во время половодья. Мост на фиг. 113 имеет два пролета, каждый величиною a; отверстие моста равно $2a$. По величине отверстия моста судят до некоторой степени о его длине и о количестве воды, протекающей под мостом во время половодья.

При проектировании моста прежде всего и определяется величина отверстия, вследствие чего она является основным элементом, характеризующим мост. Разбивка отверстия на пролеты производится уже в зависимости от дальнейших соображений, о которых речь впереди.



Фиг. 113.

Величина пролетов является вторым характерным для моста указанием. По их величине судят о главной задаче, которую приходится решать, при создании моста, — перекрыть больший или меньший просвет. Величина наибольших перекрытых пролетов до некоторой степени характеризует даже успехи мостового дела в мировой технике или развитие той или другой области его.

Ту часть моста, которая поддерживает полотно пути над пролетами, будем называть *пролетным строением*.

Опоры моста, поддерживающие пролетное строение, имеют различный вид и конструкцию, в зависимости от многих причин и, между прочим, от положения опоры по длине моста. Если опора находится на конце его, то она называется *береговой опорой*, или *устоем*; если опора находится в промежутке между концами моста, — она называется *промежуточной опорой*, или *быком* (фиг. 113). Возможны случаи, когда отсутствуют быки, — это мосты в один пролет; возможно, что мост будет без устоев, напр., в каменных мостах, своды которых опираются в скалистые склоны оврага, или мост по фиг. 110.

Для полноты представления о мосте можно указать материал, из которого сделаны или будут сделаны опоры; последние могут быть *деревянными* (свайными или ряжевыми), *каменными*, *железными* и *железобетонными*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Затем указывается материал пролетного строения. Как видно из исторического очерка, слова „каменный мост“ указывают, что и пролетное строение и опоры каменные. Относительно терминов „деревянный, железный, железобетонный мост“ — нельзя сказать того же, так как в этих случаях опоры могут быть из другого материала, нежели пролетное строение. Обыкновенно же под названием „деревянный мост“ разумеют мост, сделанный целиком из дерева; выражение „железный мост“ употребляется часто в том смысле, что пролетное строение железное, а опоры каменные. Во всех таких случаях для ясности нужно указывать материал обоих основных элементов моста.

Устройство пути на мосту, вообще говоря, отличается для железной дороги и для обыкновенной, как отличается и служба мостов: железнодорожные мосты подвергаются действию значительных подвижных нагрузок, проходящих по мосту с большой скоростью и производящих значительные толчки и сотрясения его частей. В каменных мостах разница в устройстве пути наименьшая.

В зависимости от рода пути находится также *ширина моста* — одно из основных данных об общих размерах моста; мосты под обыкновенную дорогу имеют ширину, колеблющуюся в широких пределах (от 3 до 40 *м*, в частных случаях еще больше); железнодорожные мосты в большинстве случаев имеют ширину, колеблющуюся в весьма узких пределах.

Таким образом, указание рода пути, для которого мост построен или проектируется, относится к основным указаниям, характеризующим сооружение.

Полотно моста может быть расположено на том или другом уровне относительно пролетного строения. Есть мосты, напр., все каменные, у которых путь расположен сверху; такие мосты, говорят, имеют „езду поверху“. Мосты, у которых пролетное строение возвышается над полотном его, называются мостами с „ездою понизу“. Этого рода мосты возможны из железа, железобетона, дерева. Расположение езды влияет на конструкцию и пролетного строения, и опор моста, и на его внешний вид. Следовательно, указание расположения ездового полотна в деревянных, железных, железобетонных мостах также относится к составу общей характеристики моста.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ

КОНСТРУКЦИЯ

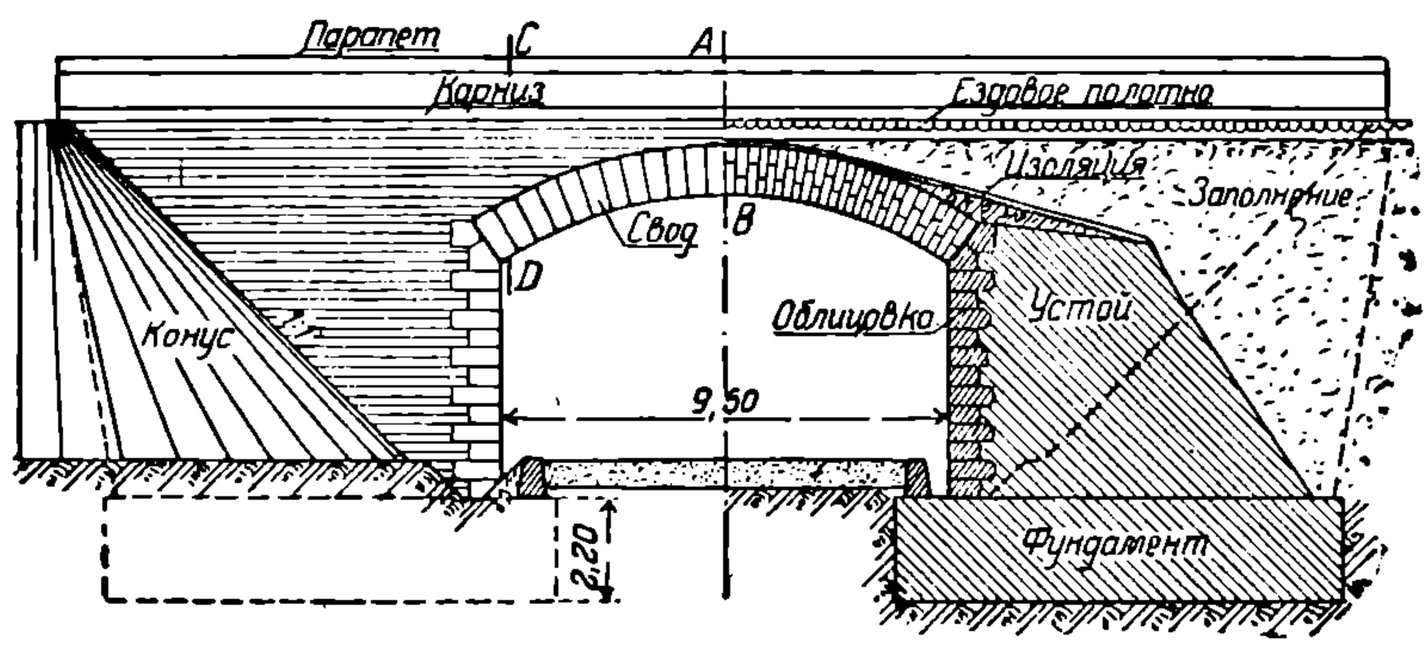
НБ УДУНТ (ДІТ)

ГЛАВА ПЕРВАЯ.

КАМЕННЫЕ МОСТЫ.

§ 1. ОБЩИЕ ЗАМЕЧАНИЯ.

1. Виды каменных мостов. — Хотя в одном из следующих параграфов мы даем примеры каменных мостов с балочным пролетным строением, но, говоря о каменных мостах, будем разуметь мосты со сводами, так как только что упомянутая другая их категория играет в строительном деле ничтожную роль. Под каменным *мостом,* в отличие от каменной *трубы,* выделяемой нами в особый вид мостовых сооружений, мы разумеем такой



Фиг. 114.

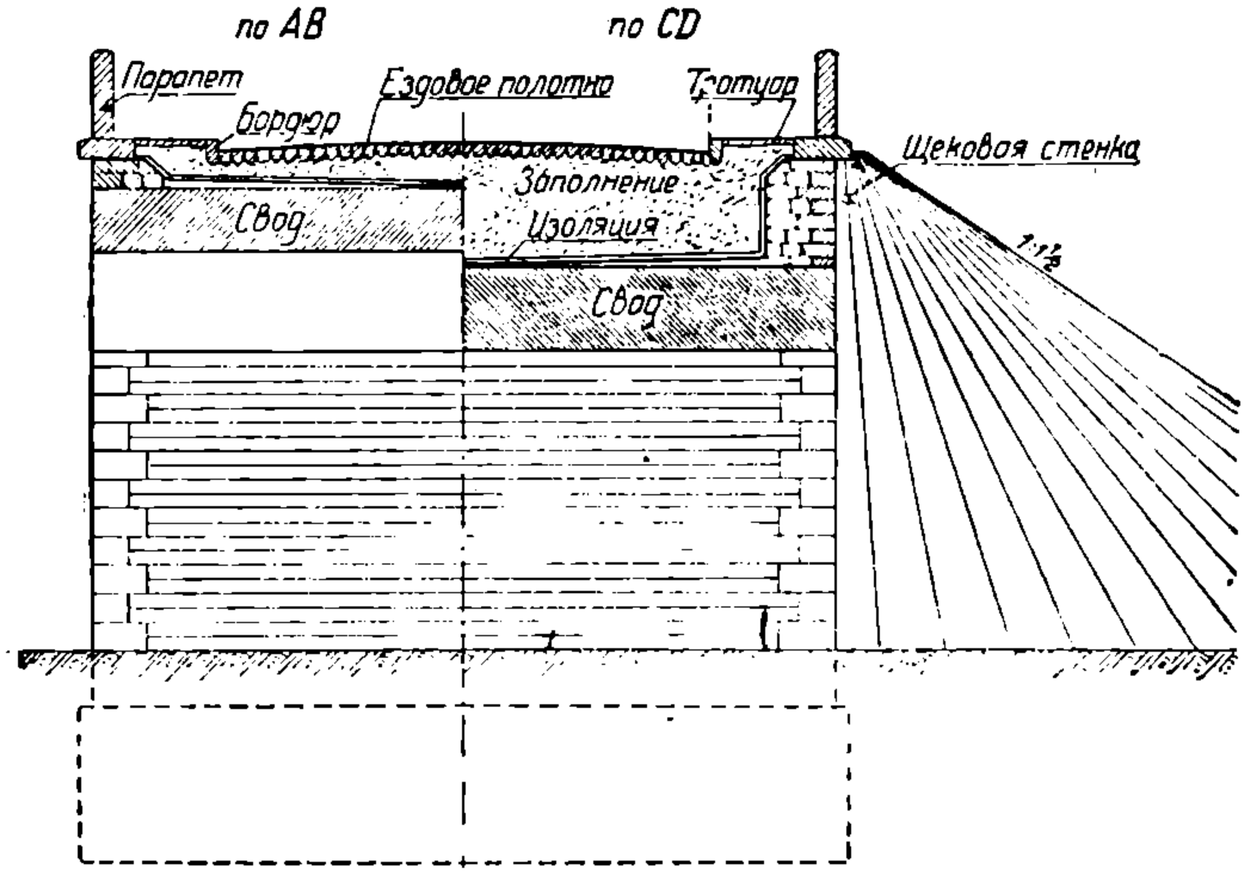
мост (фиг. 114), в котором над пролетным строением находится наименьшее количество земляной или баластной засыпки, нужной для устройства полотна пути и для смягчения толчков от быстро движущихся повозок. Положение верхней поверхности свода в замке определяется здесь конструкцией пути и берется *наивысшее,* чтобы получить наибольший просвет под мостом или возможно большую стрелу свода и возможно меньшую мертвую нагрузку его, влияющую на размеры и напряжения в своде и в устоях.

В трубе (фиг. 94) положение вершины свода определяется, обратно, так, чтобы свод располагался возможно ниже, в зависимости лишь от высоты поднятия воды; в большинстве случаев можно обойтись даже без устоев, когда пяты упираются непосредственно в фундаменты.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

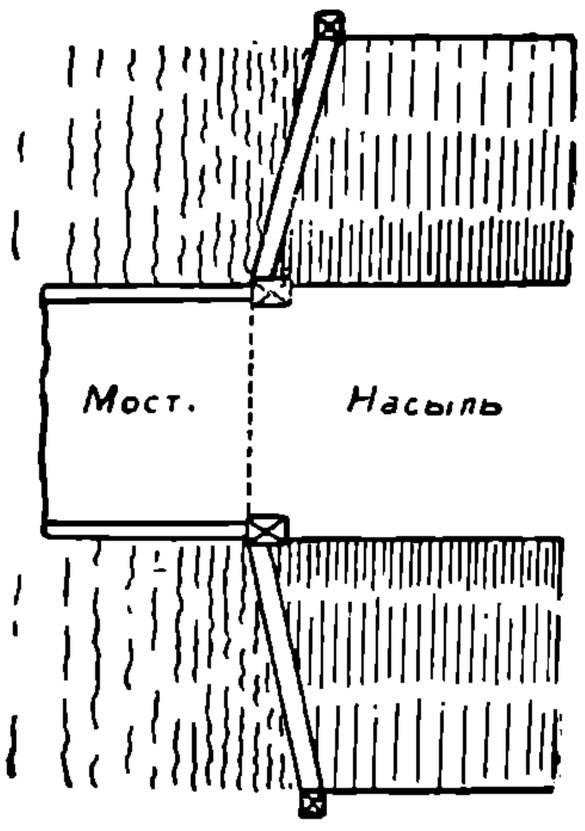
При низких насыпях, когда и над трубой остается лишь минимум толщины насыпи, труба существенно не отличается от моста.

Затем будем рассматривать как особый вид каменные мосты, устраиваемые вместо высоких насыпей и называемые *виадуками;* наконец, включим *акведуки* — мосты на водопроводных линиях — и *мосты-каналы* — предназначаемые для проводки судоходных каналов через реки, дороги и т. п.



Фиг. 115.

2. Элементы моста.— Нормальным перекрытием пролетов каменного моста является *свод* с радиальными швами, который и представляет собою характернейший элемент каменного моста (фиг. 114). Свод своими *пятами* опирается, вообще говоря, на *устои,* или *быки;* в частных случаях возможно расположение пят непосредственно на прочном грунте. Полотно дороги не может быть расположено непосредственно на своде; оно соприкасается со сводом лишь в его вершине; в прочих местах для поддержания полотна требуется устройство особого *надсводного строения.* Простейшим надсводным строением будет *засыпка* из дешевых сыпучих материалов, как песок, гравий и проч., для поддержания которых с боков требуется устройство *щековых стенок;* последние войдут в состав надсводного строения.



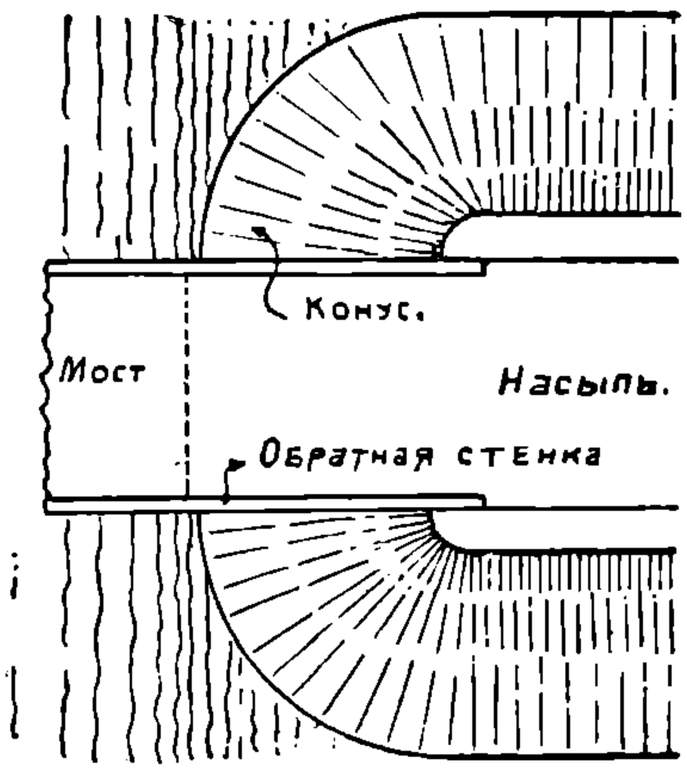
Фиг. 116.

Для предохранения свода от просачивающейся через полотно дождевой воды его прикрывают *изоляцией* из водонепроницаемых материалов, которую полезно распространить и на стенки. Щековые стенки увенчиваются *карнизом,* над которым возвышается *парапет* или *перила* более легкого типа. Наконец, на мосту имеется та часть конструкции, которая служит продолжением пути, устроенного вне моста; для поддержания ее и возводится всякий мост. Эта часть называется *ездовым полотном,* если она предназначается для прохода экипажей; если же она назначена для движения пешеходов и располагается рядом с ездовым полотном, то носит название *тротуара* (фиг. 115); тротуары располагаются, как и на улице, по бокам ездового полотна, с обеих сторон или только с одной, в зависимости от потребности движения. Ездовое полотно для движения обыкновенных эки-

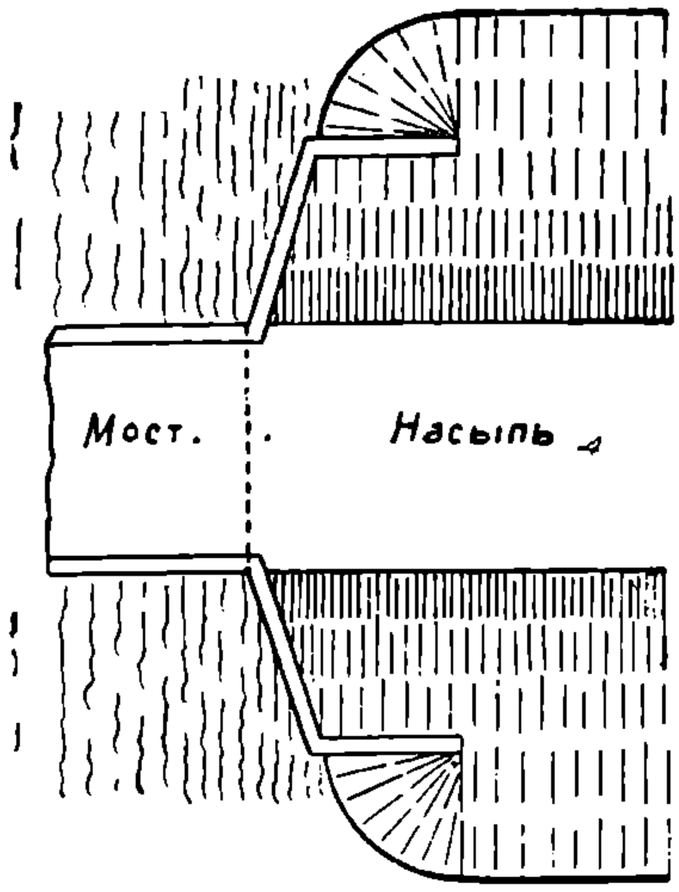
НТБ УДУНТ (ДІІТ)

пажей представляет собою тот или другой вид мостовой: щебеночную, булыжную, торцовую, асфальтовую. Для железной дороги полотно состоит из баластного слоя, шпал и рельсов.

Когда путь подходит к мосту по насыпи, то у самого моста насыпь обрывается, причем в большинстве случаев средняя ее часть продвигается несколько в виде надсводного заполнения на мост; что касается откосов,



Фиг. 117.



Фиг. 118.

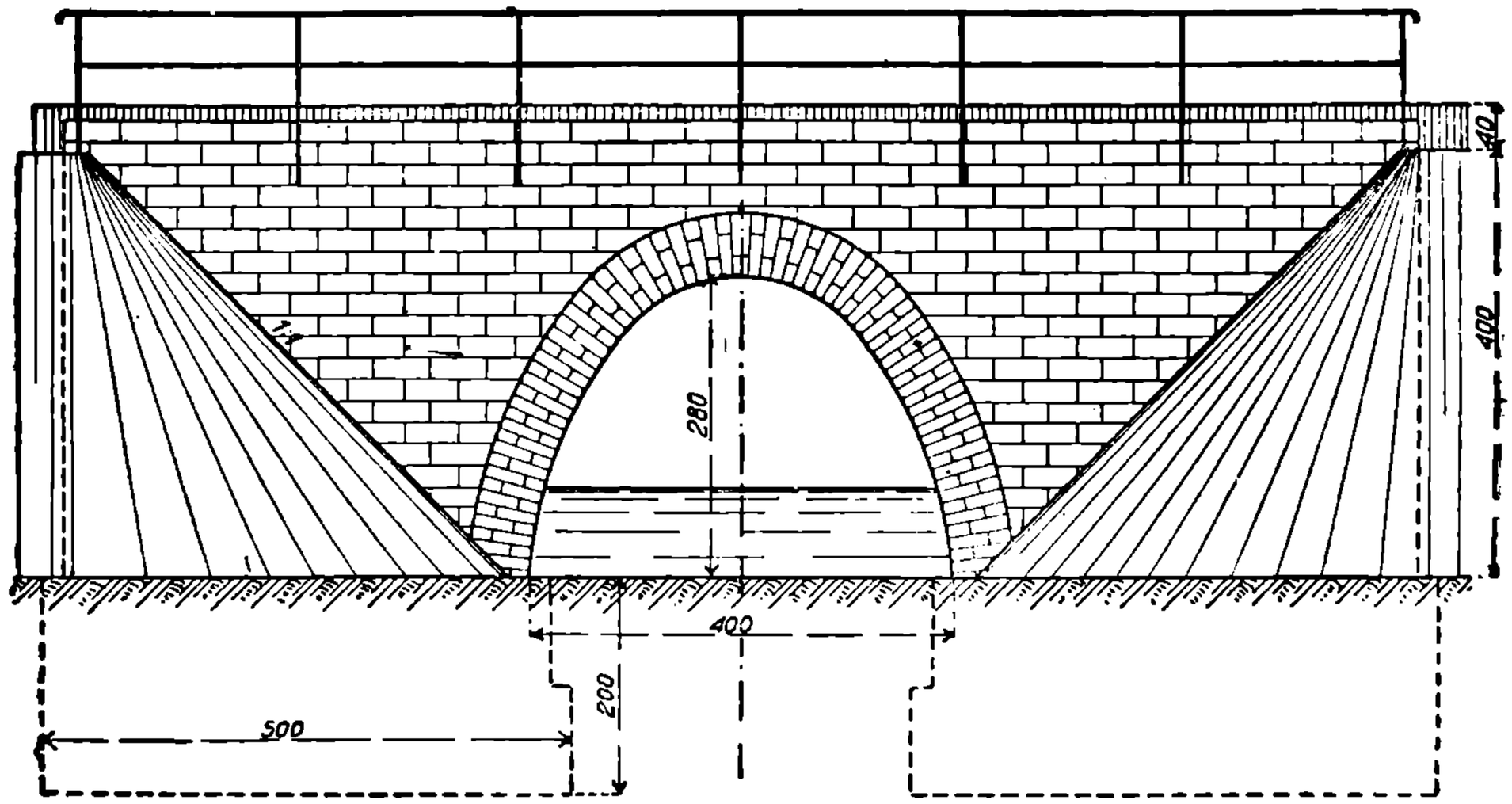
то они подпираются откосными подпорными стенками (крыльями, фиг. 116), либо оканчиваются так называемыми *конусами* (фиг. 117), либо частью подпираются, частью спускаются конусами (фиг. 118). Устройство конусов требует устройства обратных стенок, располагаемых вдоль насыпи.

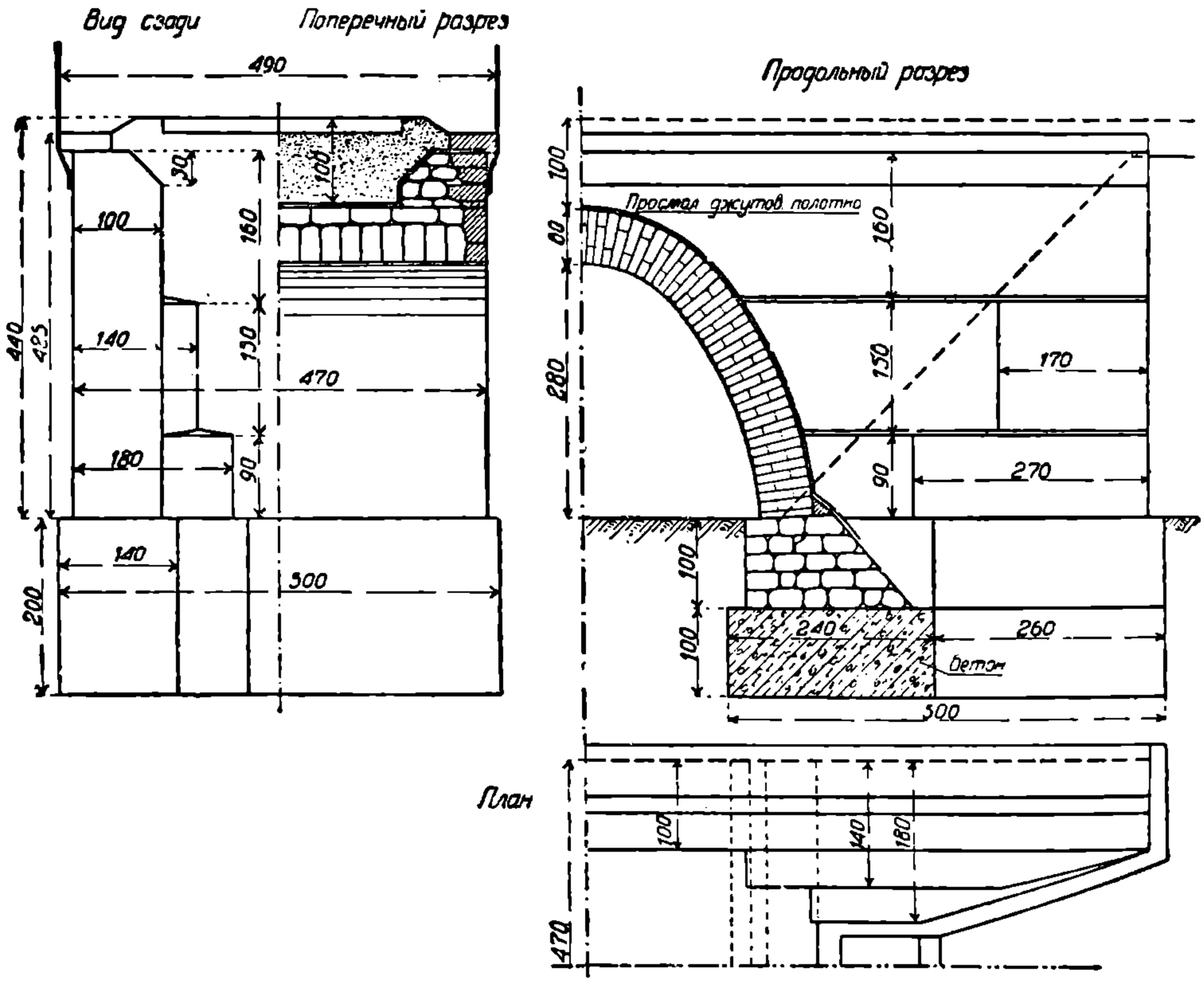
§ 2. ПРИМЕРЫ КОНСТРУКЦИИ ОБЫКНОВЕННЫХ МОСТОВ.

3. Мосты под железную дорогу. — В постоянных мостах под железную дорогу даже на суходолах не рекомендуют давать отверстия меньше 4,0 *м*. Высота просвета под замком свода зависит от глубины ожидаемой наиболее высокой воды и от высоты насыпи. На фиг. 119—122 представлены чертежи моста отв. 4,0 *м* при высоте насыпи 4,0 *м*. Над замком свода толщина баласта или баласта и засыпки равна 1,0 *м*. При толщине свода 60 *см* это дает высоту просвета под замком свода 2,8 *м*. Свод дан *подъемистый*, у которого стрелка больше полупролета. Очертание его выбрано коробовое по кривой давления с учетом и горизонтального давления земли на свод. Нужно, впрочем, отметить, что боковыми стенками, книзу утолщающимися, свод на половину прикрыт от действия земли.

Свод опирается пятами на устои, которые сведены здесь к одним фундаментам с обратными (боковыми) стенками, что, конечно, выгодно в смысле уменьшения кладки в устое и допустимо на твердых грунтах. В виде изоляции применено просмоленное джутовое полотно, положенное по смазке толщиною не менее 2 *см*, применяемой здесь для выравнивания поверхности свода.

НВ УДУНТ (ДІІТ)





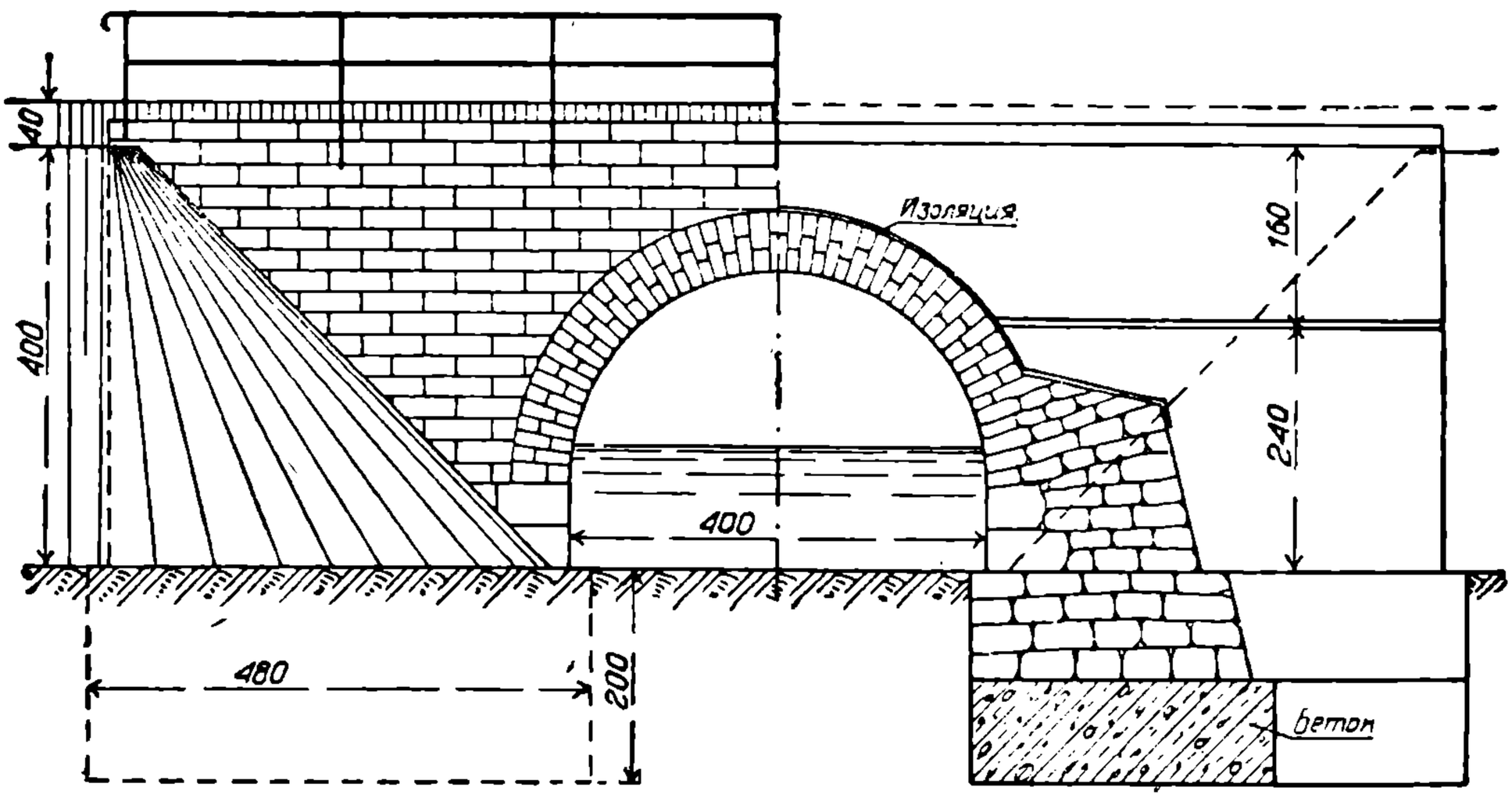
Фиг. 119 — 122.

Боковые стенки имеют в верхней части толщину 1,0 *м*, а затем утолщаются до 1,4 и 1,8 *м* (фиг. 120). Утолщение удерживается от свода до границ конуса. В конусе же оно постепенно сводится к нулю (фиг. 122).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

и конец стенки в насыпи имеет толщину 1,0 *м* по всей высоте (фиг. 120). Здесь учитывается то обстоятельство, что давление земли изнутри на конец стенки отчасти уравновешивается давлением конуса снаружи.

На фиг. 123 изображен фасад и продольный разрез моста, представляющего вариант предыдущего решения задачи. Свод дан полуциркульный по очертанию внутренней кривой и по облицовке на фасаде. На самом деле свод укорочен, чтобы в оставшейся части *кругового* очертания кривая давления располагалась еще достаточно благоприятно. Здесь в устое имеется уже поддерживающий свод массив. Так как мост неширокий, а боковые стенки внизу почти сходятся, то образование массива требует немного добавочной кладки. Зато свод получается более простого очертания, живое сечение почти прямоугольное, свод короче, и внешний вид иной.

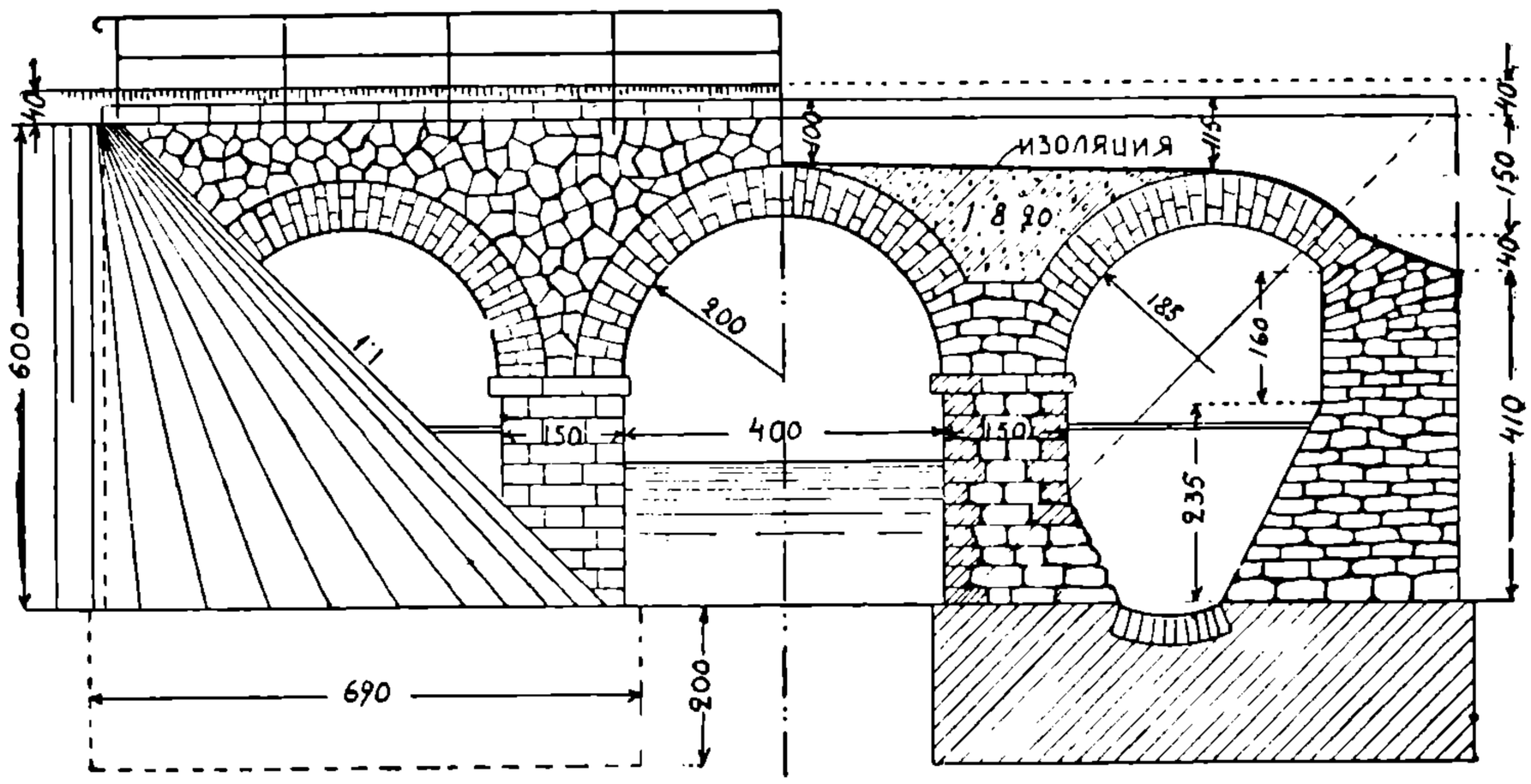


Фиг. 123.

Если взять тот же мост при большей высоте, например, при высоте 6 *м*, то высота и длина устоя увеличиваются на 2,0 *м*. Толщина боковых стен возрастет, и внизу стены уже будут сходиться в сплошной массив. На фиг. 124 представлен мост отверстием тоже 4,0 *м* при высоте насыпи 6,0 *м*. Для уменьшения кладки в устое сделано отверстие, перекрытое частью полуциркульного свода радиуса 1,85 *м*. Мост получает вид трехпролетного. Устой состоит из двух массивов, переднего и заднего, общего фундамента, свода и низких боковых стенок. Пазухи между сводами заложены тощим бетоном, чтобы поднять изоляцию ближе к поверхности полотна (доступней осмотр) и чтобы таким путем избежать углубления, в котором скопляется вода, требующая для выпуска устройства трубки. Трубка же хороша, где применение ее неизбежно, но если можно без нее обойтись, следует это предпочесть, так как она представляет лишнее уязвимое место моста.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

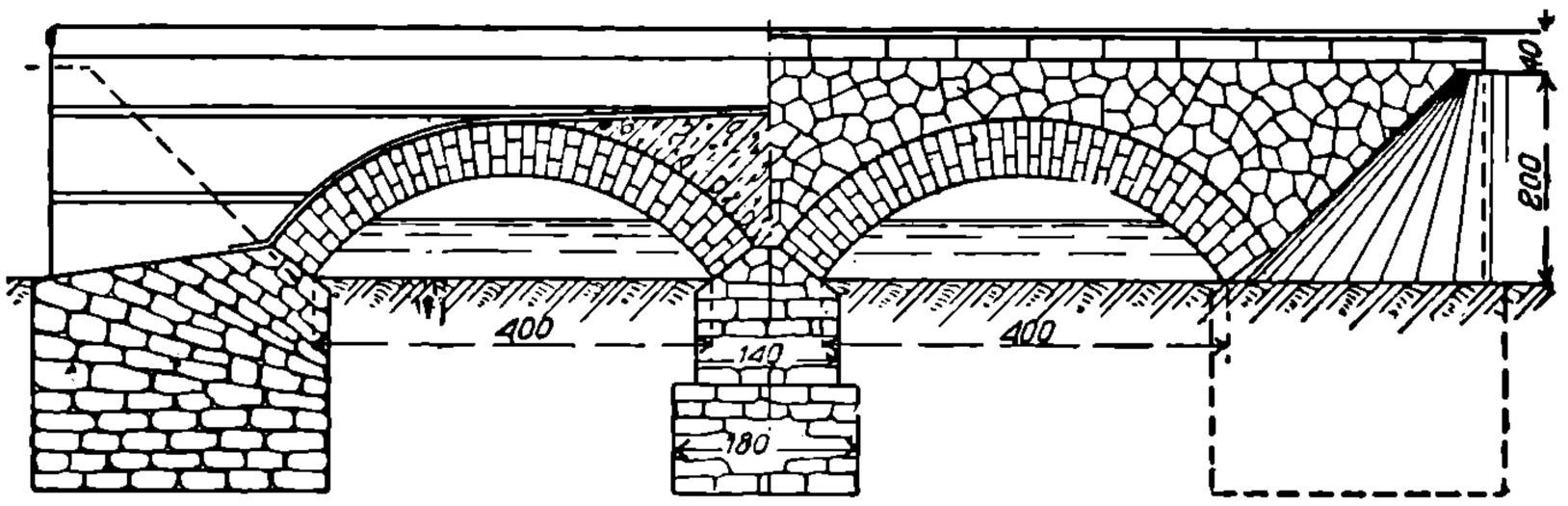
В боковых пролетах показаны каменные стенки (перегородки) толщиною 0,8 *м*, подымающиеся на 0,5 *м* над наивысшим (подпорным) горизонтом воды. Перегородки сделаны для того, чтобы преградить доступ воды в этот пролет и тем предохранить конус от подмыва.



Фиг. 124.

Чем выше насыпь, тем устой со щековыми стенками получается более массивным, тем выгоднее устройство в устое проема. Чем шире мост, тем дальше отстоят друг от друга обратные стенки, тем менее выгодно устройство проема.

На фиг. 125 изображен низкий мост в два пролета. Каждый пролет имеет величину 4,0 *м*., считая по дну. Для пропуска воды нужно было дать



Фиг. 125.

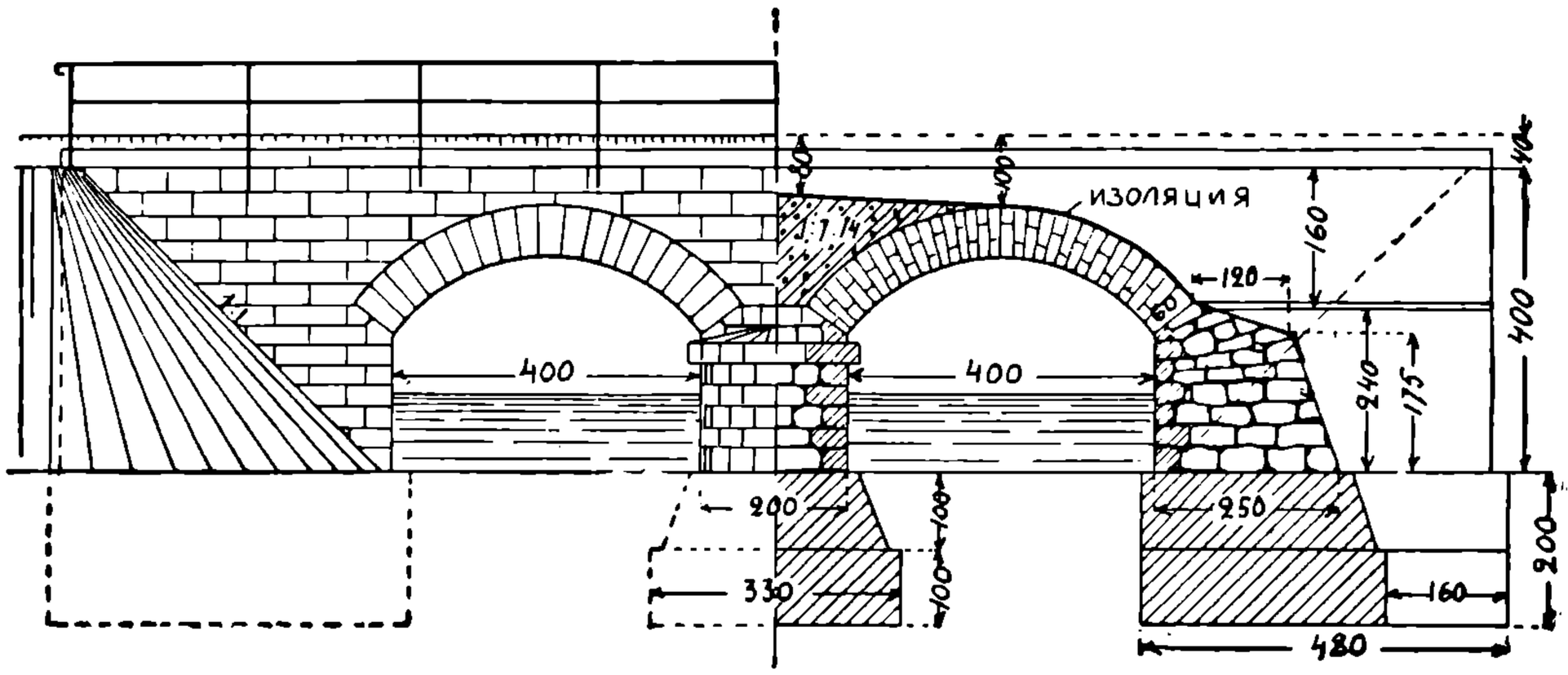
отверстие 8,0 *м*; высота насыпи 2,0 *м*, с баластом 2,4 *м*. При устройстве одного пролета толщина свода в замке была бы около 0,6 *м*; над сводом надо оставить слой засыпки 1,0 *м*; при таких условиях под замком оставался бы просвет около 0,8 *м*, что при пролете 8,0 *м* давало бы стрелку около 1 10 пролета. Такой свод считается уже очень *пологим;* он дает значительный распор и требует массивных устоев, способных принять большой горизонтальный распор. В рассматриваемом случае оказалось более

НБ УДУНТ (ДІІТ)

выгодным сделать промежуточную опору и два свода, пролетами по 4,0 *м*, стрелка получилась 1 : 5 пролета. Благодаря незначительной высоте насыпи, заложение конусов получилось небольшим, и щековые стенки имеют длину, при которой они целиком помещаются на фундаменте устоя.

Над быком, который состоит лишь из одного фундамента, между сводами получается замкнутое со всех сторон углубление, заполненное бетоном с приданием скатов для отвода воды за устои.

На фиг. 126 изображен мост в два пролета по 4,0 *м*. Бык имеет концы полукруглые, что более благоприятно для спокойного протекания воды под мостом, чем придание прямоугольной формы быку в горизонтальном разрезе. Для стока воды по изоляции водораздел дан на быке. Своды кругового очертания, пологие: стрелка равна четверти пролета.



Фиг. 126.

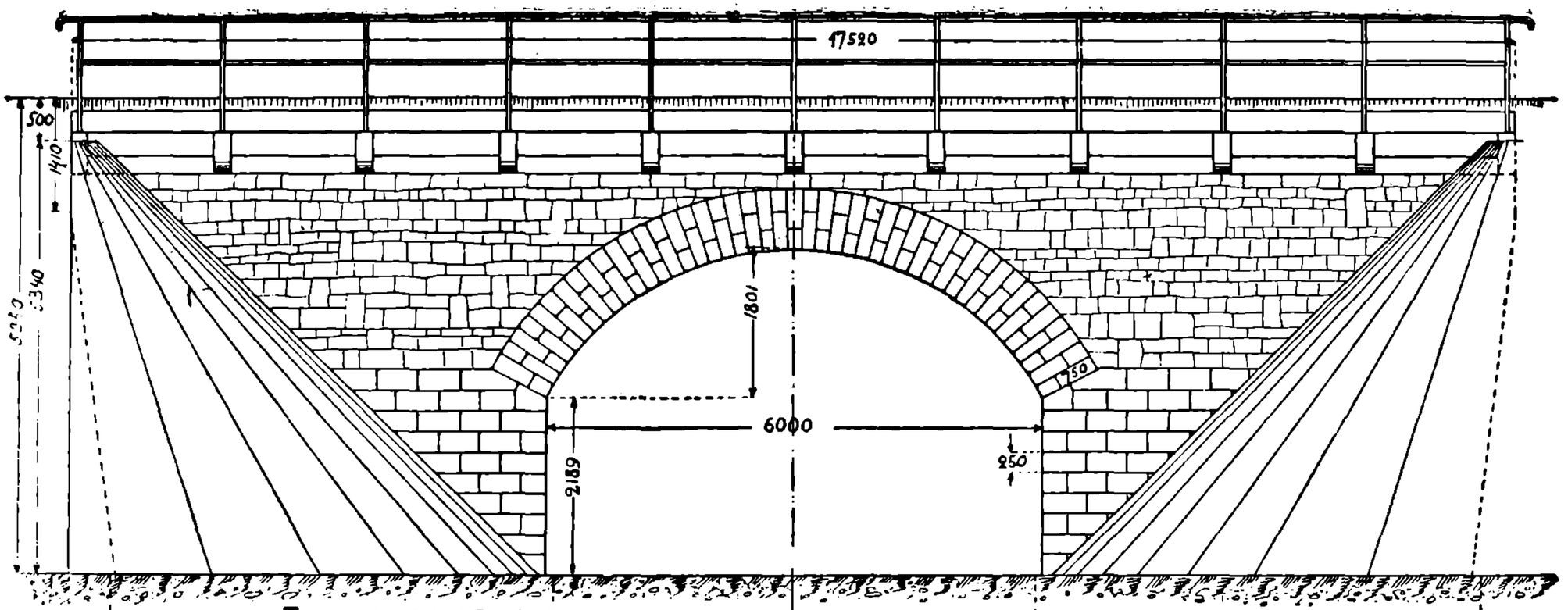
Узкие каменные мосты с железобетонным баластным корытом. — Ширина моста по габариту определяется просветом между перилами, который на прямых участках пути должен быть 4,90 *м*, а на кривых с учетом стрелки дуги пути, расположенного в пределах моста, и наклона подвижного состава около 5,20 *м*, больше или меньше, в зависимости от радиуса кривой и длины моста или его звена, если мост многопролетный.

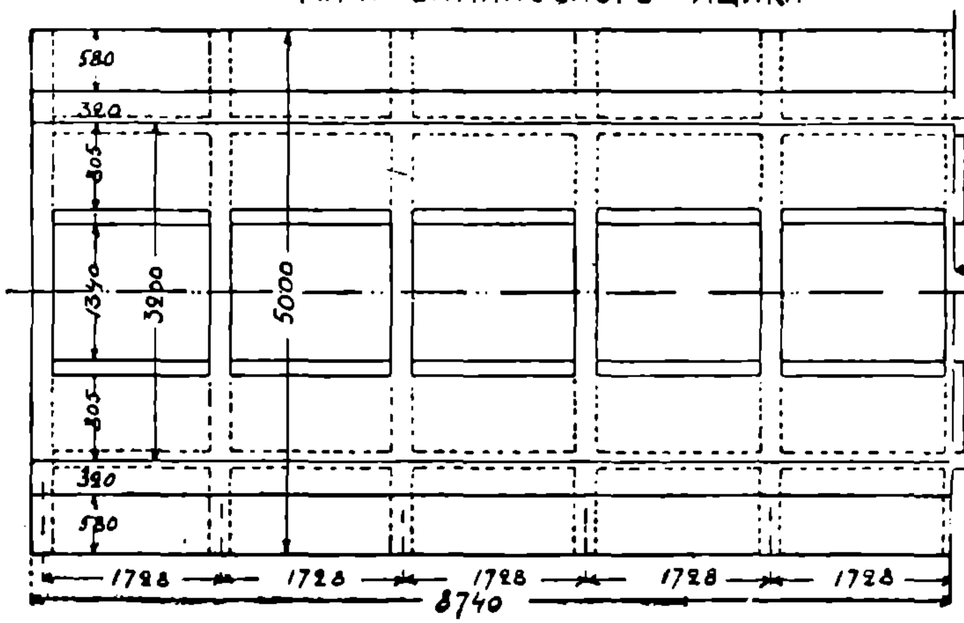
По условиям устойчивости и прочности ширину моста ниже баластного ящика можно было бы сделать в 2—3 *м*, в зависимости от высоты и пролета. В таком случае перила и площадки возле них приходится укреплять на весу. Каменная кладка дает возможность делать свесы, но сравнительно небольшие, и это обходится довольно дорого, так как карнизные камни ценятся высоко. Без дорогой форсировки ширину моста можно довести до 4,5 *м*.

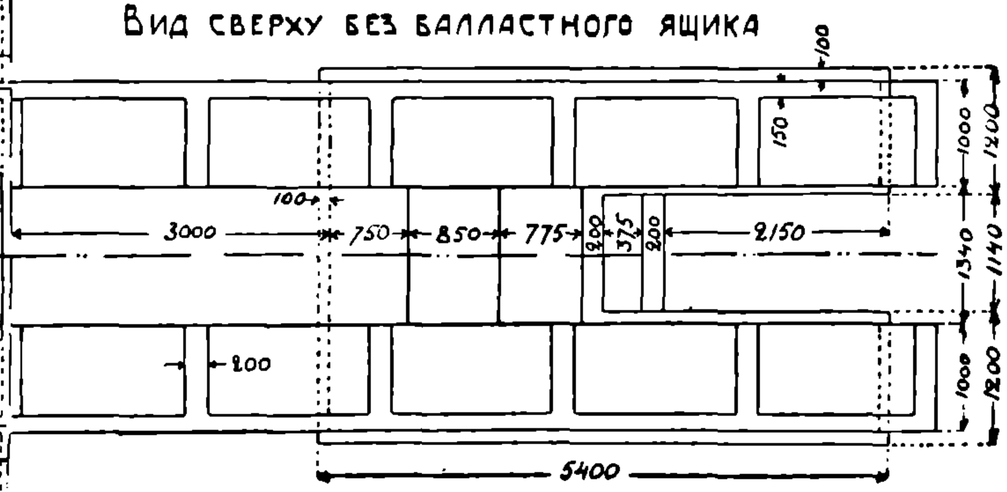
Применение железобетона для устройства баластного ящика дает возможность применять для каменного моста любую ширину.

На фиг. 127 — 132 изображены чертежи одного из подобных мостов, спроектированных автором для предполагавшейся к постройке железнодорожной линии Оренбург — Уфа.

РБ УДУНТ (ДІІТ)



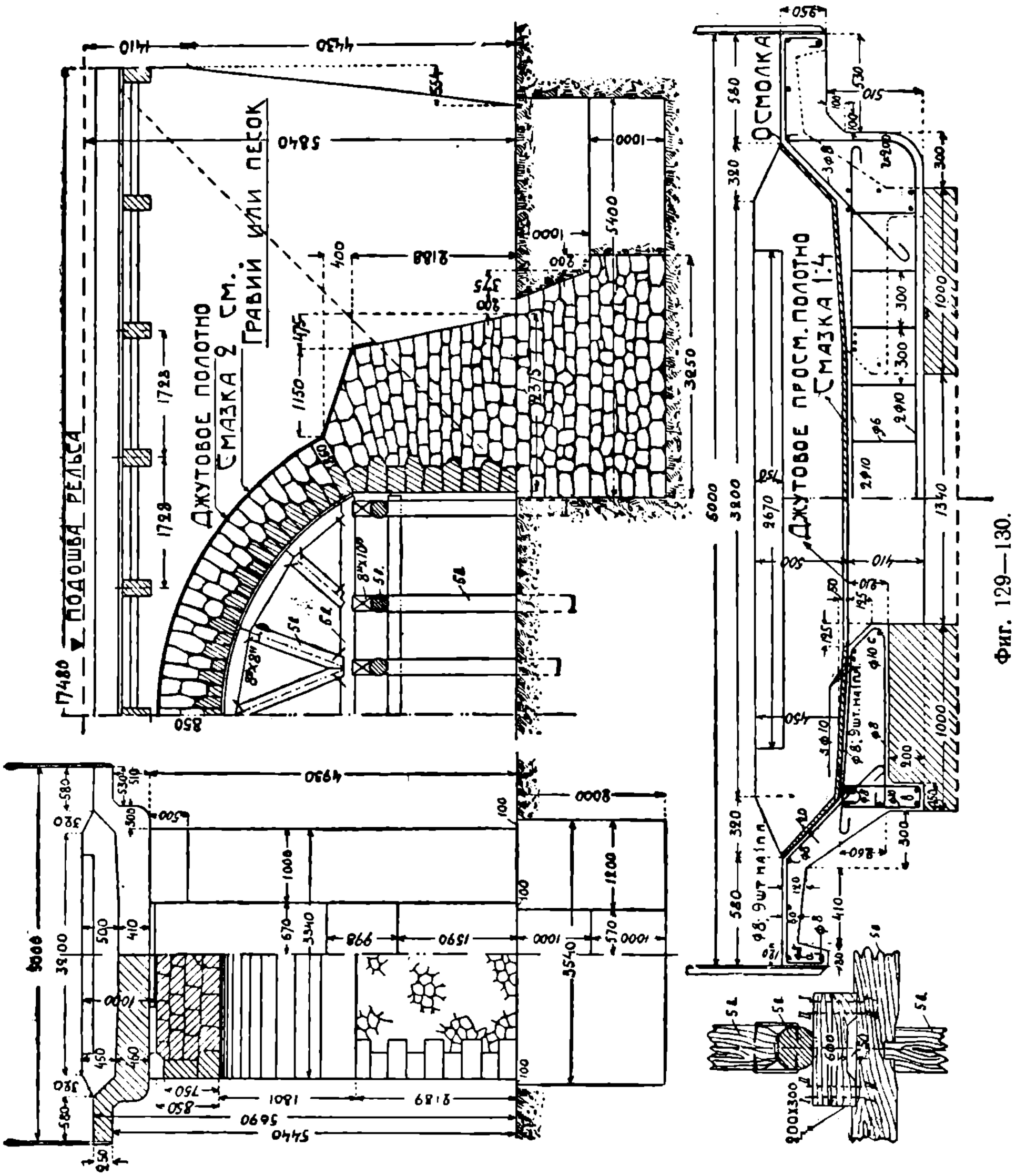




Фиг. 127 — 128.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Мост в один пролет 6,0 *м*, с круговым сводом толщиною 0,85 *м*, имеет высоту 5,84 *м* (для насыпи высотою 2,5 саж. = 5,34 *м*). Ширина свода и устоев 3,34 *м*. Надсводные стенки толщиною 1,0 *м* переходят в обратные стенки при той же всюду одинаковой толщине. Книзу стенки не утолщаются,



Фиг. 129—130.

так как вверху они стянуты друг с другом при помощи железобетонных поперечин, соединяющих две боковые полосы баластного ящика (фиг. 130 и 128). Таким образом каменная кладка упрощена до последней степени.

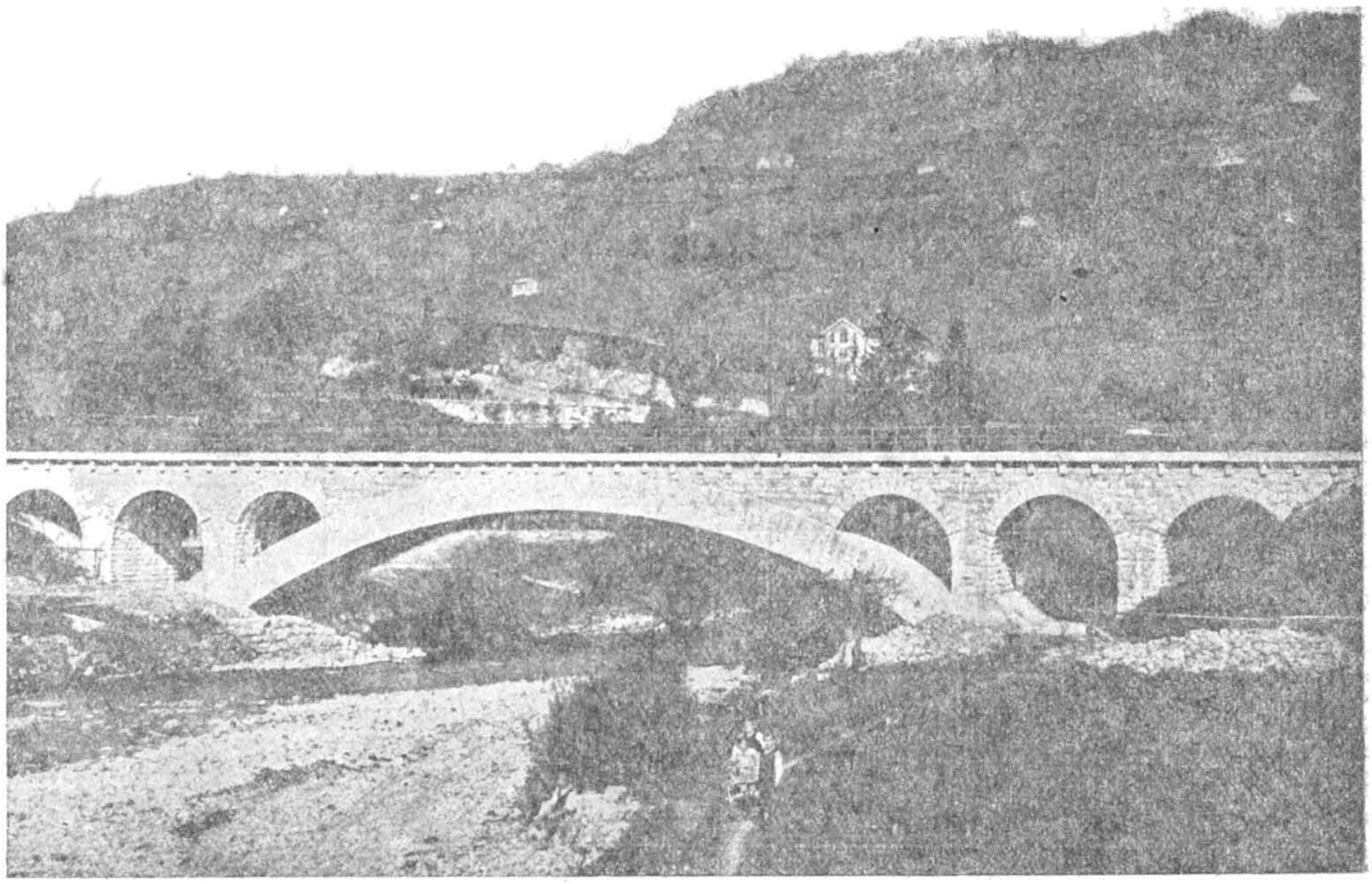
На фиг 131 изображено очень простое, дешевое и прекрасно действующее приспособление для раскружаливания. Чтобы опустить свод, произ-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

водят опиливание концов кобылки, сперва пилят по линиям I—I, опорные площадки при этом уменьшаются, дерево сминается и кружала садятся. Для дальнейшего опускания спиливают концы по линиям II — II и т. д.

Это приспособление дает плавное опускание, вследствие чего его следует безусловно предпочесть клиньям. Клинья въедаются друг в друга, перемещаются толчками от ударов, вследствие чего процесс раскружаливания сопровождается сотрясениями конструкции. Для замены клиньев придумано много приспособлений, но все они гораздо дороже клиньев. Кобылки стоят, примерно, то же самое, что клинья (см. n° 162).

4. Мост через р. Тур. — В 1911 — 1912 гг. в Швейцарии на новой железнодорожной ветке Ebnat—Nesslau построен, между прочим, представлен-



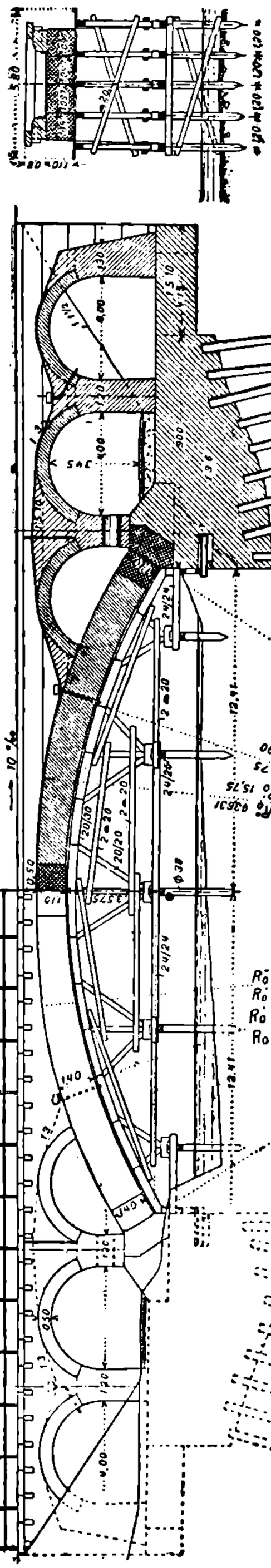
Фиг. 133. Мост в Швейцарии под ж. д. (1912): общий вид.

ный на фиг. 133 каменный мост[1]). Мост перекрывает р. Тур пролетом 24,82 *м* (фиг. 134), при стрелке подъема свода 3,58 *м*. В виду пологости свода и необходимости заложить основания на сваях, свод снабжен тремя шарнирами из гранитных камней; при отсутствии шарниров можно было бы ожидать появления в своде трещин при осадке его от понижения температуры или от сдачи устоев. Эти осадки свода тем значительней и опасней, чем свод положе.

Сваи под устоями забиты до скалы на глубину 7 — 8 *м* с наклоном к вертикали 15°. Устои приспособлены для пропуска береговых дорог и представляют собою каждый аркаду в два пролета по 4,0 *м* в свету; две опоры аркады расположены на общем фундаменте с упомянутым свайным осно-

[1]) *Acatos*, Die Bahnlinie Ebnat — Nesslau, „Schweizerische Bauzeitung", 1913, Bd, 61, S. 69.

НБ УДУНТ (ДІТ)



Фиг. 134—135. Мост в Швейцарии под ж. д. (1912): чертежи моста,

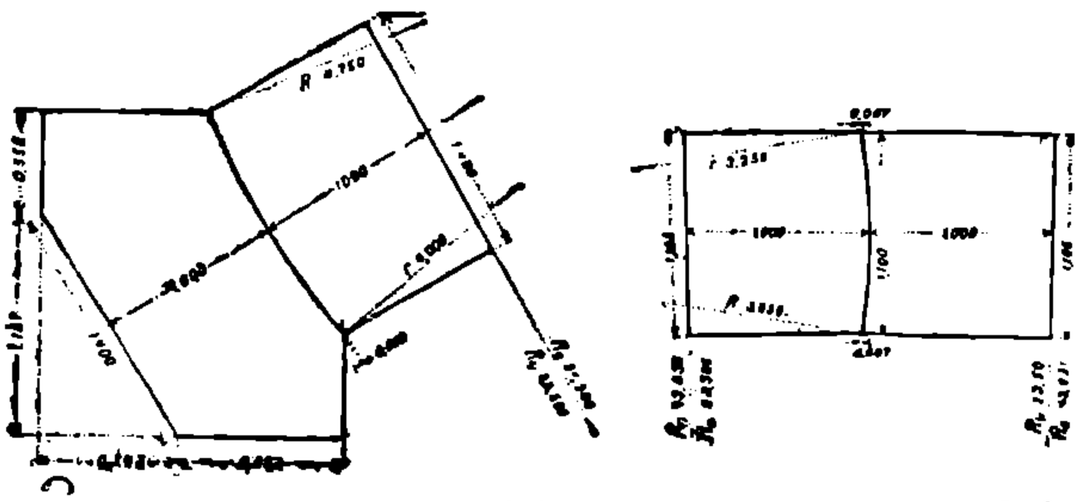
НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

ванием, а береговая опора покоится на особой плите, заложенной непосредственно на грунте; при этом для уменьшения д вления на последний плита имеет значительное уширение в виде ласточкина хвоста (фиг. 135); уширение создает некоторый упор против скольжения устоя под действием распора. Бетонный фундамент имеет состав 1 : 3 : 6.

Над пятами главного свода для уменьшенния забутки и засыпки устроены сводики, как бы продолжающие эстакады устоев на главный свод.

Забутка сделана из бетона состава 1 : 5 : 10 и прикрыта, как и все своды изоляцией. Поверхность изоляции имеет скаты, подводящие воду к выпускным трубкам.

Над шарнирами главного свода надсводное строение имеет сквозные поперечные щели в кладке, перекрытые изоляцией; над пятами эти щели (фиг. 134) идут от пят сводиков. Форма и размеры шарнирных камней приведены на фиг 136 — 137; напряжение в них, расчитанное по формуле Баркгаузена, достигает величин 70,5 в замке и 76,5 *кг/см²* в пятах. Шарнир допускает поворачивание половинок свода посредством перекатывания, т. е. с трением второго рода. Перекатывание допустимо здесь, так как перемещения очень малы.



Фиг. 136 — 137. Мост в Швейцарии под ж. д. (1912): пятовый и замковый шарниры.

Толщина свода в замке 1,10 *м*; в раменах и пятах 1,40. Наибольшее напряжение в кладке свода определено в 22 *кг/см²*.

Кружалам придан строительный подъем в замке 10 *см* в предвидении последующей осадки как кружал, так и свода по раскружаливании. В действительности кружала дали в замке осадку во время кладки свода 60 *мм*. Осадка свода за период в несколько месяцев с момента раскружаливания оказалась равной 36 *мм* в замке; таким образом предварительный подъем кружал был задан весьма удачно.

5. Аничков мост. — В качестве примера многопролетного моста под обыкновенную дорогу представляем конструкцию Аничкова моста через реку Фонтанку в Ленинграде (фиг. 138).

На месте нынешнего моста при Екатерине II был построен каменный мост с разводным пролетом типа Чернышева моста (фиг. 92). Вследствие недостаточной ширины мост был перестроен в 1841 году с устройством сводов из кирпича с гранитной облицовкой. Из-за недостатков конструкции, а именно: отсутствия изоляции и применения облицовки из крупных камней рядом с телом свода из кирпича, поверхностная вода смачивала своды и проходила через них; своды стали заметно выветриваться на вогнутой поверхности, а между сводом и облицовкой образовались щели. К концу XIX века назрел вопрос о новой перестройке моста, причем предположено было устроить железный балочный мост, но Академия художеств спасла художественное сооружение и решено было сохранить прежний вид. Пере-

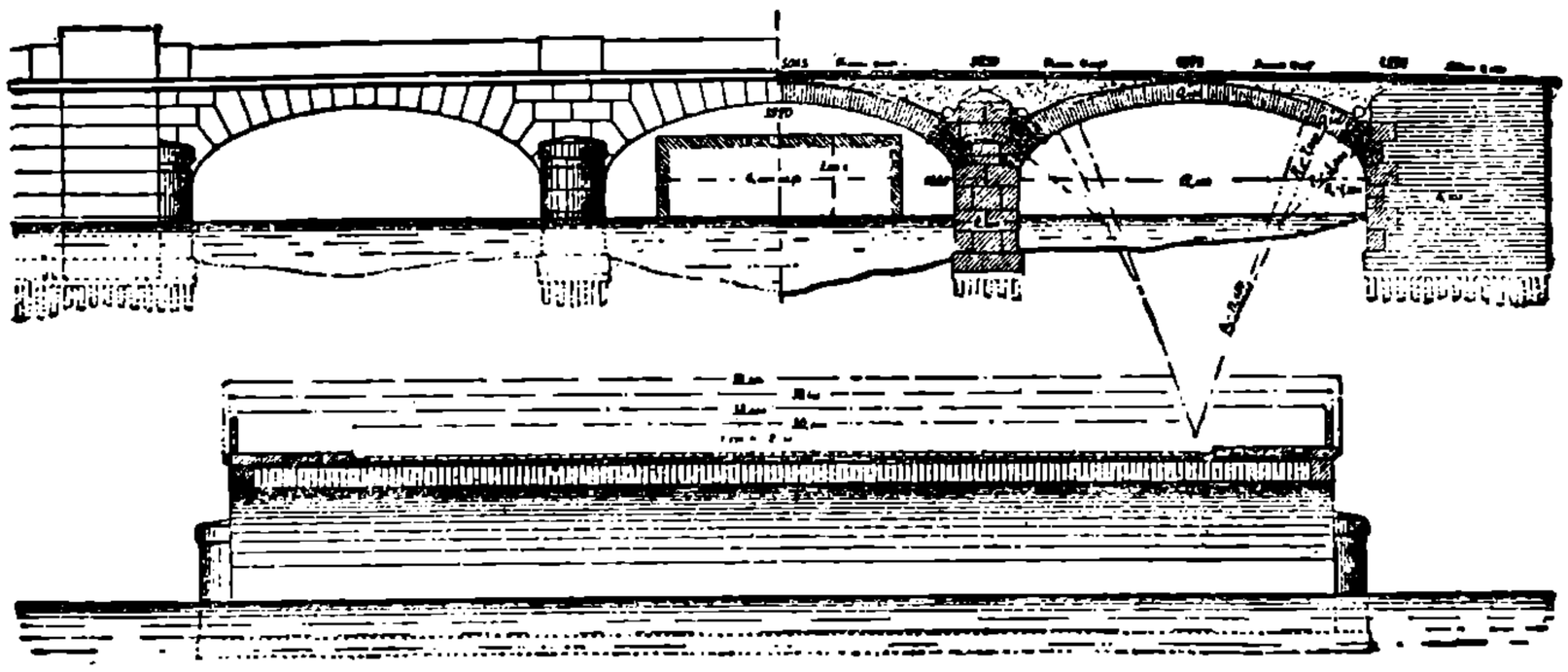
НБ УДУНТ (ДІІТ)

стройка произведена в 1907—1908 гг. Очертание свода изменено: дуга круга со стрелкой 1 : 10 заменена коробовой кривой со стрелкой 1 : 7,74. Устои и быки остались прежние.

Ширина моста между щековыми поверхностями 38,41 *м* (18,0 саж.); ширина ездового полотна — 30 *м*; ширина каждого тротуара — *м*.

Пролеты: средний — 12,5 *м*, крайние по 12,162 *м*

Новые своды сложены из кирпича, временное сопротивление которого в сухом виде 174 и в сыром 145 *кг/см*^{2}; раствор применен состава 1 : 3. Облицовка оставлена гранитная из весьма крупных камней чистой и получистой тески. Такая облицовка придает сооружению монументальный вид и является очень ценной в художественном отношении, но применение ее для кирпичного свода создает резкую разнородность кладки свода как целого. Разнородность в направлении сжимающих сил свода может вызвать расслаивание его, что и было замечено при разборке старых сводов. Столь



Фиг. 138. Аничков мост (1905).

неудобное в техническом отношении сочетание требует принятия известных мер предосторожности при кладке свода; напр., кладки облицовки насухо с заполнением швов после замыкания кирпичного тела, а это замыкание для того, чтобы напрячь свод на кружалах, следует делать при помощи втрамбовывания полусухого раствора (см. п^0 159).

Своды прикрыты изоляцией из свинцовых листов, толщиною $^1/_2$ *мм*, положенных между двумя слоями толя. Над изоляцией до мостовой положен бетон с гранитным щебнем. Мостовая состоит из торцов, высотою 6 дюймов. Устои и быки Аничкова моста, как и всех других каменных мостов на Фонтанке, заложены на свайных основаниях.

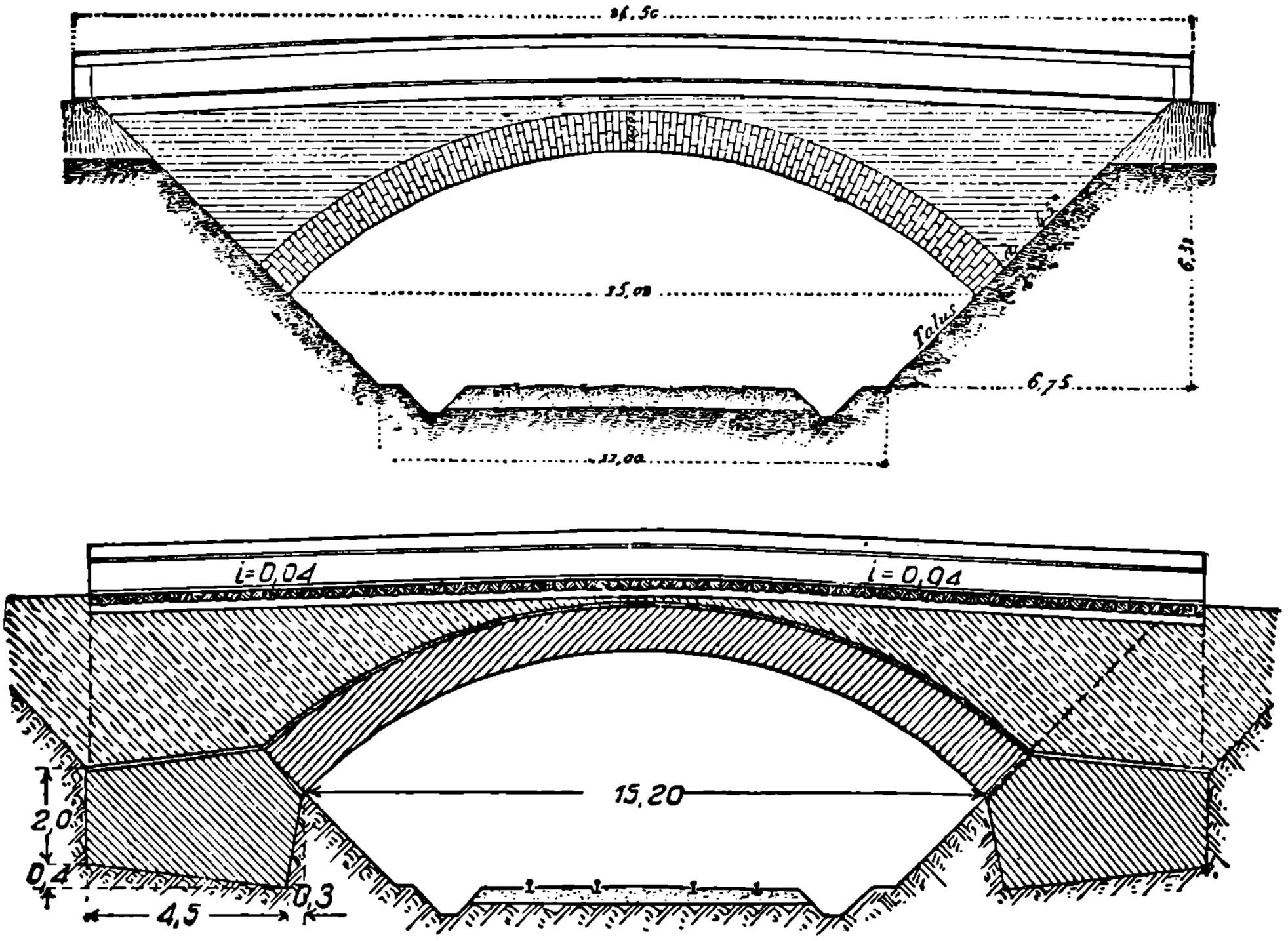
§ 3. ПУТЕПРОВОДЫ.

6. — Фиг. 139 — 140 изображают фасад и продольный разрез *путепровода* под обыкновенную дорогу через полотно железной дороги в две колеи; подобные путепроводы [1]) построены во многих местах на линиях об-

[1]) Чертеж несколько изменен.

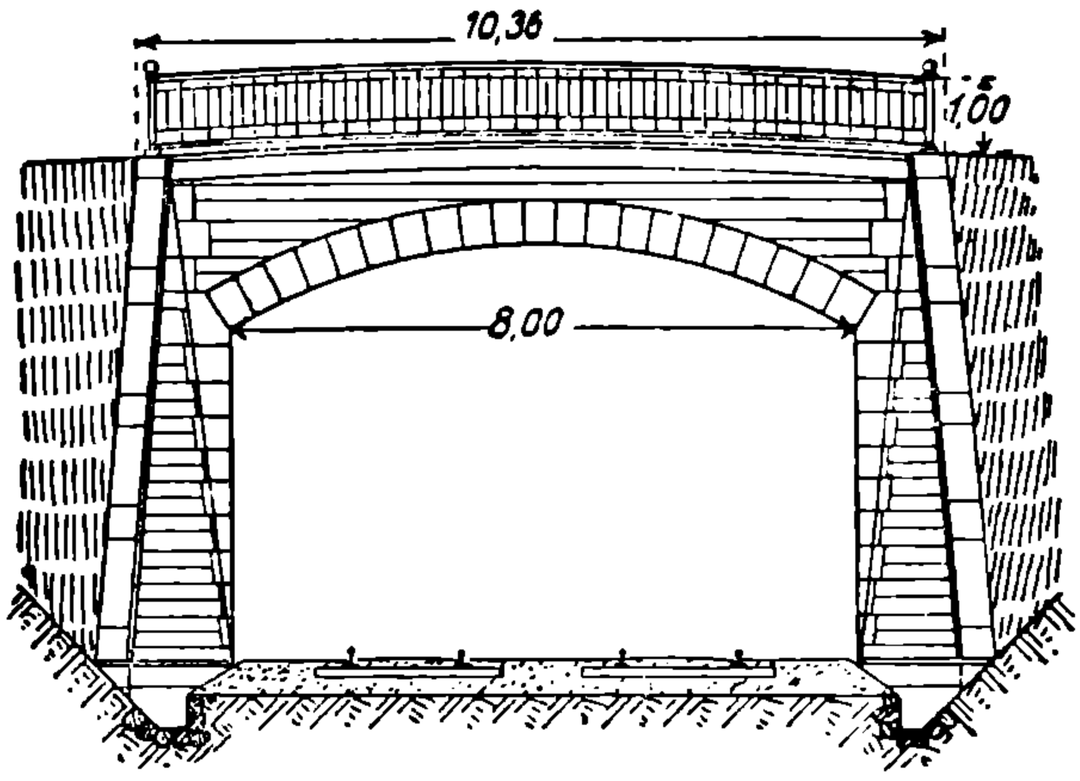
НБ УДУНТ (ДІІТ)

щества Орлеанской ж. д. Мост характерен расположением устоев: снаружи их не видно, вследствие чего французы называют их скрытыми устоями



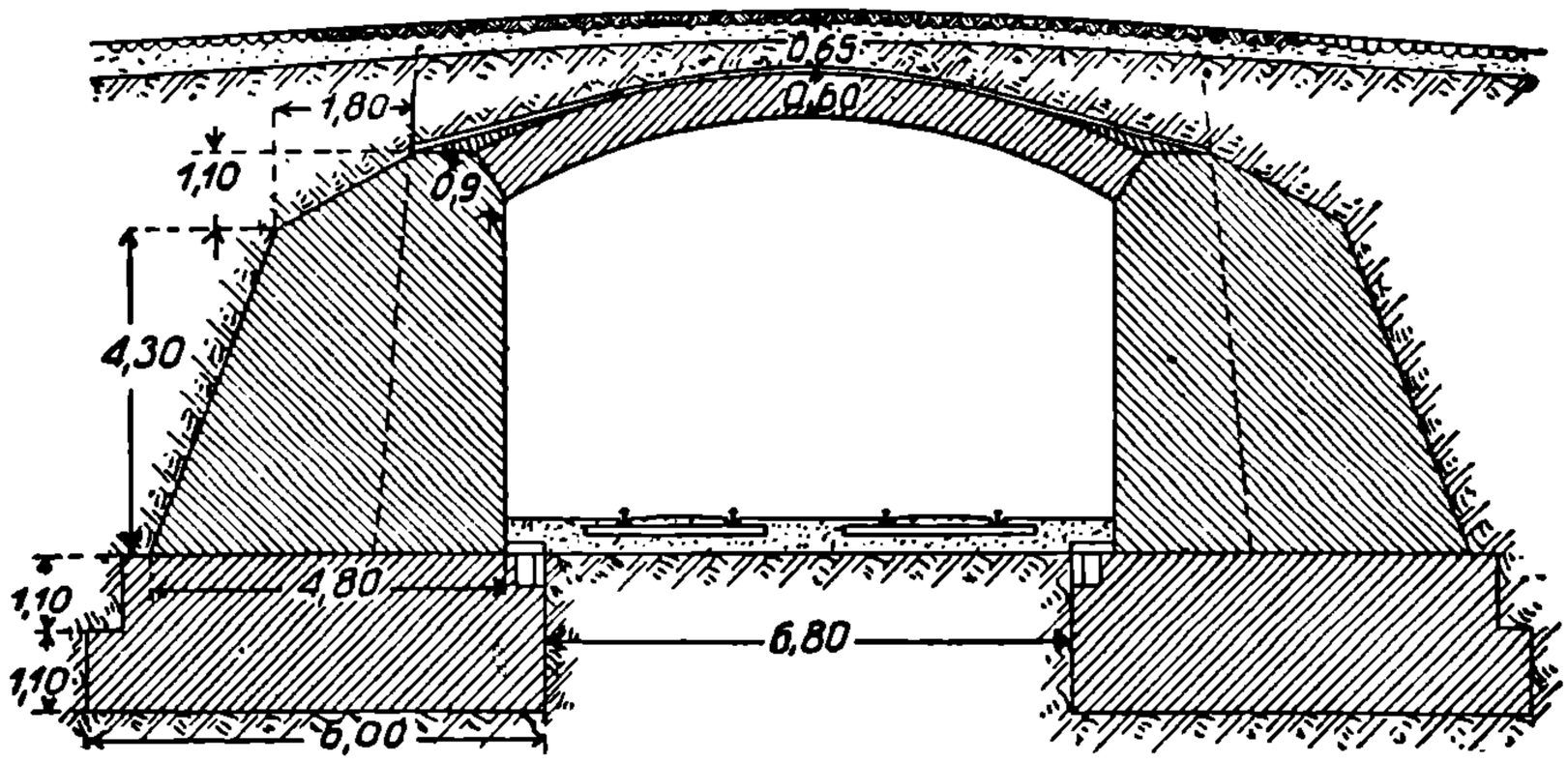
Фиг. 139 — 140. Путепровод: фасад и продольный разрез.

(culées perdues). Более существенная особенность заключается в том, что пролет свода значительно больше нужного отверстия. На фиг. 141 — 142 представлен путепровод тоже через два пути, но с пролетом, равным только необходимой длине. Сравнивая два типа, можно видеть преимущества увеличенного пролета. Во-первых, сокращается объем кладки устоев, так как часть откоса выемки или насыпи расположена свободно в пролете, вследствие чего уменьшается длина устоя или крыльев; во-вторых, увеличивается просвет под мостом, что имеет некоторое значение для движения поездов под мостом.

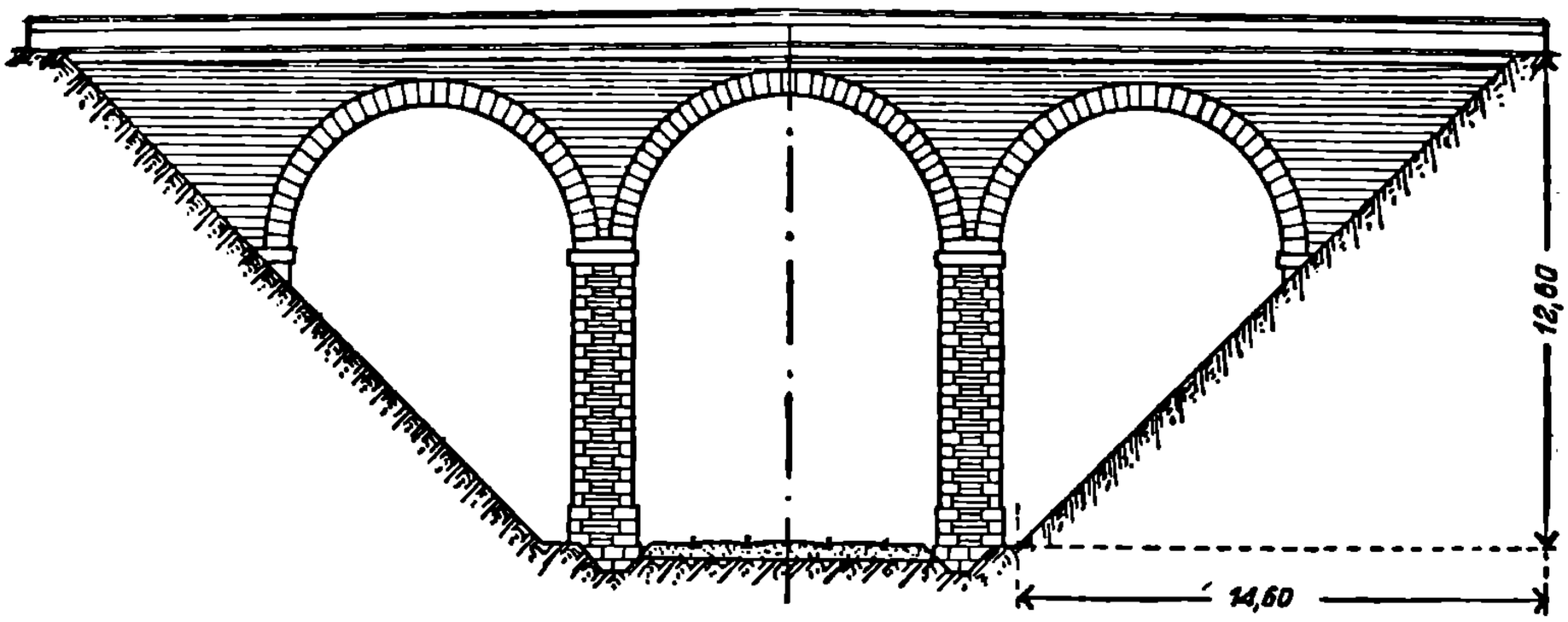


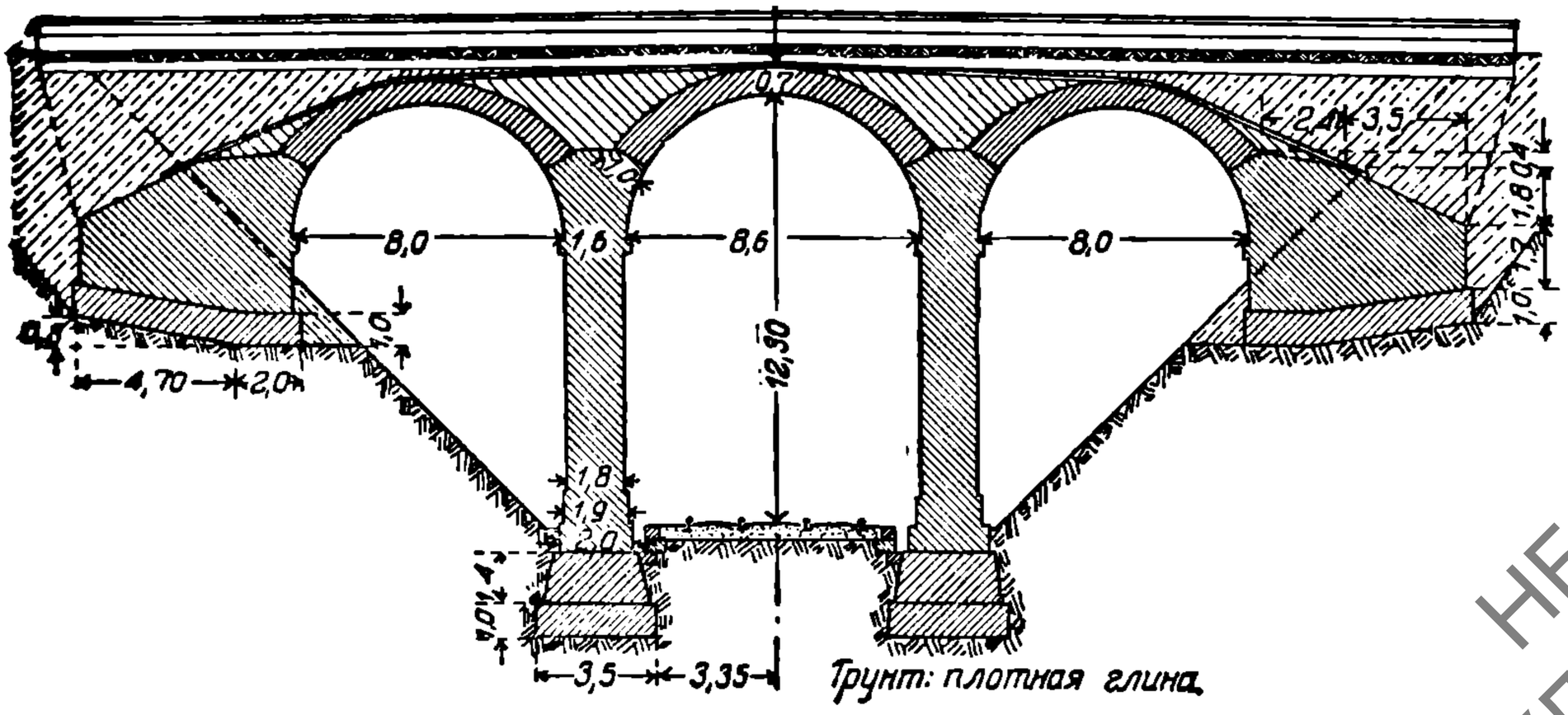
Фиг. 141. Путепровод: фасад.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 142. Путепровод: продольный разрез.



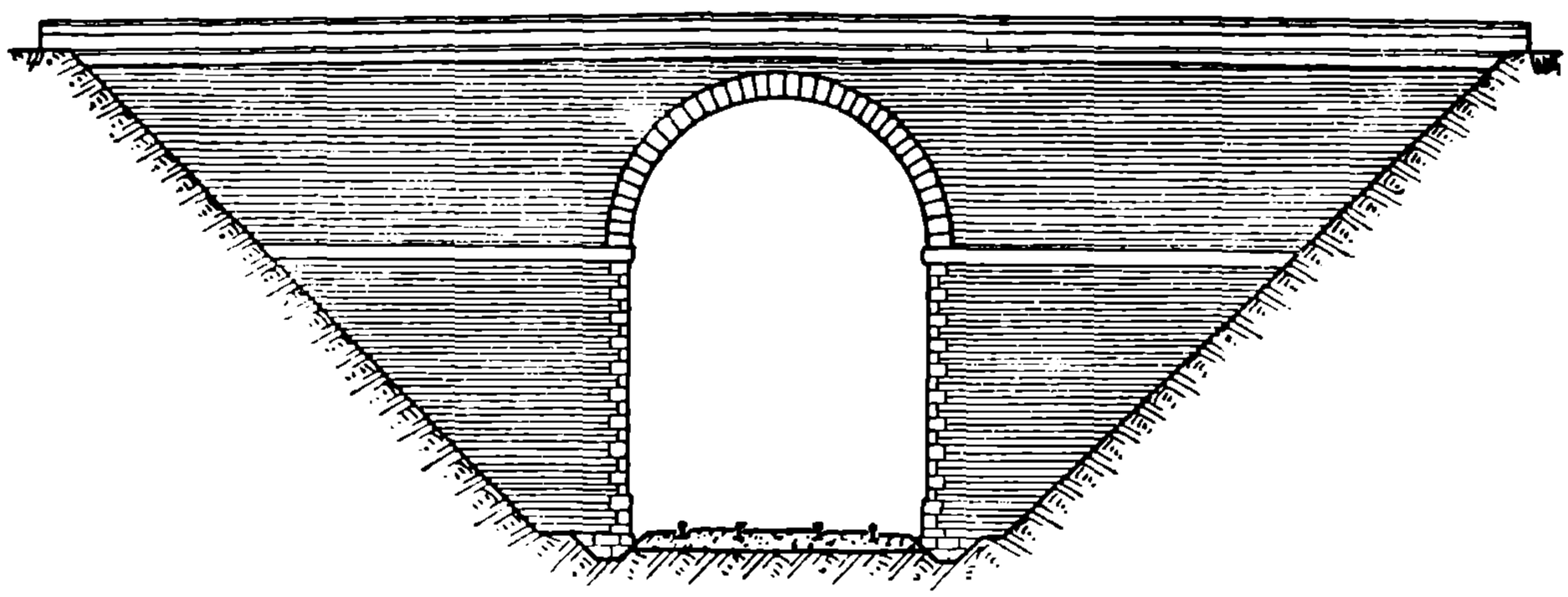


Фиг. 143 — 144. Путепровод: фасад и продольный разрез.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Свод путепровода (фиг. 141 — 142) сложен из небольших камней, грубо околотых в виде клиньев. Изоляция состоит из слоя смазки, поверх которой положено просмоленное полотно. Поверхность пути на мосту имеет по продольному профилю 4-процентные подъемы на концах моста; над серединою моста подъемы сопрягаются по параболе на протяжении 11 *м*.

При более значительной глубине выемки во многих случаях построены путепроводы по типу, изображенному на фиг. 143 — 144. Здесь, кроме пролета, нужного для пропуска поездов, даны еще пролеты над откосами выемки. Это — очень целесообразное расположение, так как в противном случае мы имели бы очень объемистые устои (фиг. 145). Устои и здесь можно



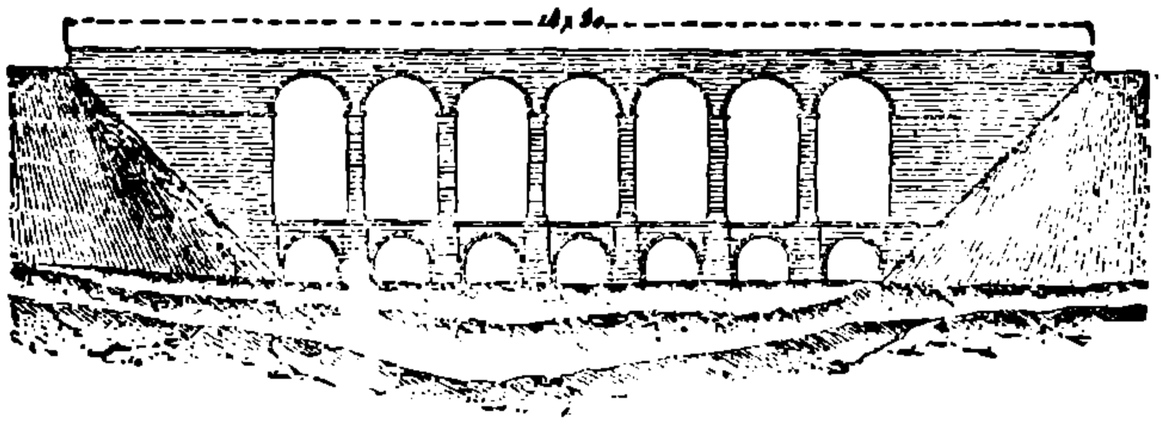
Фиг. 145.

было бы уменьшить при помощи расположения, принятого на фиг. 139 — 140. Но при большой глубине выемки пролет свода получился бы значительным, что опять потребовало бы массивных устоев. Несомненно, конструкция по фиг. 143 — 144 и целесообразна и в эстетическом отношении не плоха.

В рассматриваемом случае пролеты имеют величину 8,6 и 8,0 *м*. Толщина быков у пят сводов 1,60 *м*; толщина сводов в замке 0,75 *м*. Полотно имеет продольные подъемы в 2% и параболическое сопряжение.

§ 4. ВИАДУКИ.

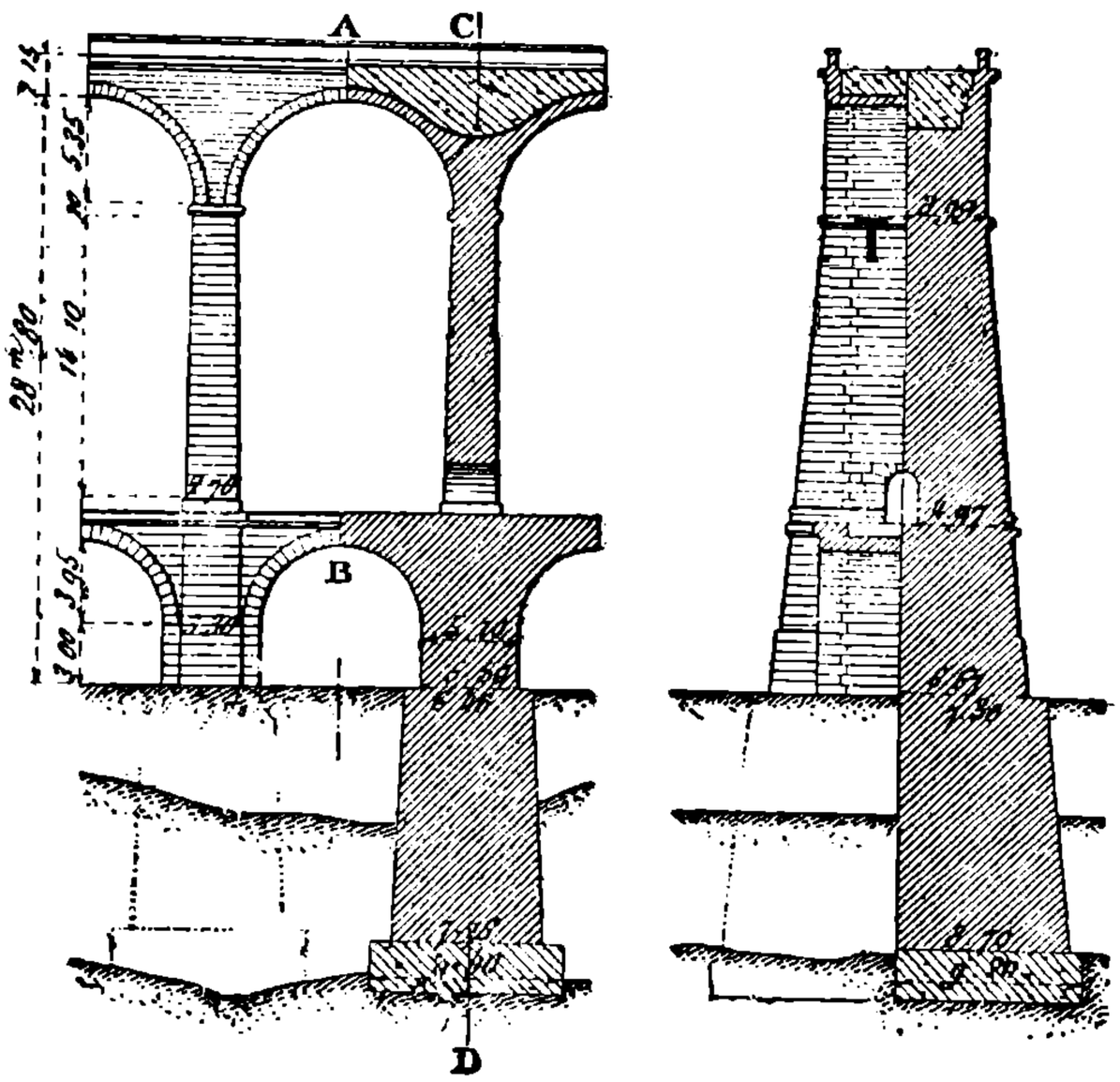
7. — Во Франции первый видуак был построен в 1840 г. на железной дороге Париж — Версаль; это — виадук *Val-Fleury*. Общий вид его изображен на фиг. 146, подробности на фиг. 147 — 148. Так как грунт оказался слабым, то основания пришлось заложить в некоторых местах на глубину 14 *м*; при высоте виадука над поверхностью земли 31,0 *м* полная высота виадука получилась свыше 40 *м*. При такой высоте тогда считалось уже необходимым быки виадука



Фиг. 146. Виа ук Val-Fleury (1840) общий вид.

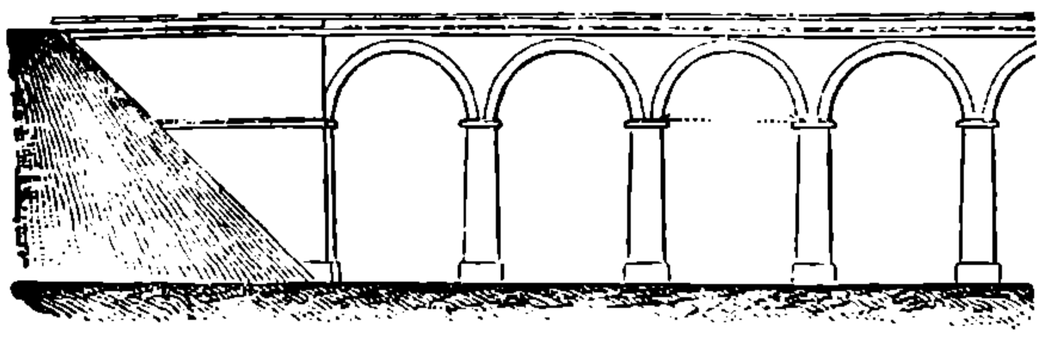
НБ УДУНТ (ДІІТ)

распирать добавочными арками, которые и поставлены здесь на высоте 8,4 *м* над поверхностью земли. Виадук построен под 2 пути; ширина вверху 7,98 *м*, однообразная до уровня пят; ниже, для боковой устойчивости, опоры уширены до 13,35 *м* у поверхности земли. Толщина быка в уровне пят сводов 2,30 *м*, у нижнего яруса сводов 2,70, у поверхности земли 5,5 *м*. Своды полуциркульные, пролеты 10,70 *м*; толщина свода 0,90 *м*; от поверхности свода до верха полотна 1.25 *м*; высота парапетов 1,0 *м*.



Фиг. 147 — 148. Виадук Val-Fleury (1840): фасад и продольный разрез, поперечные разрезы.

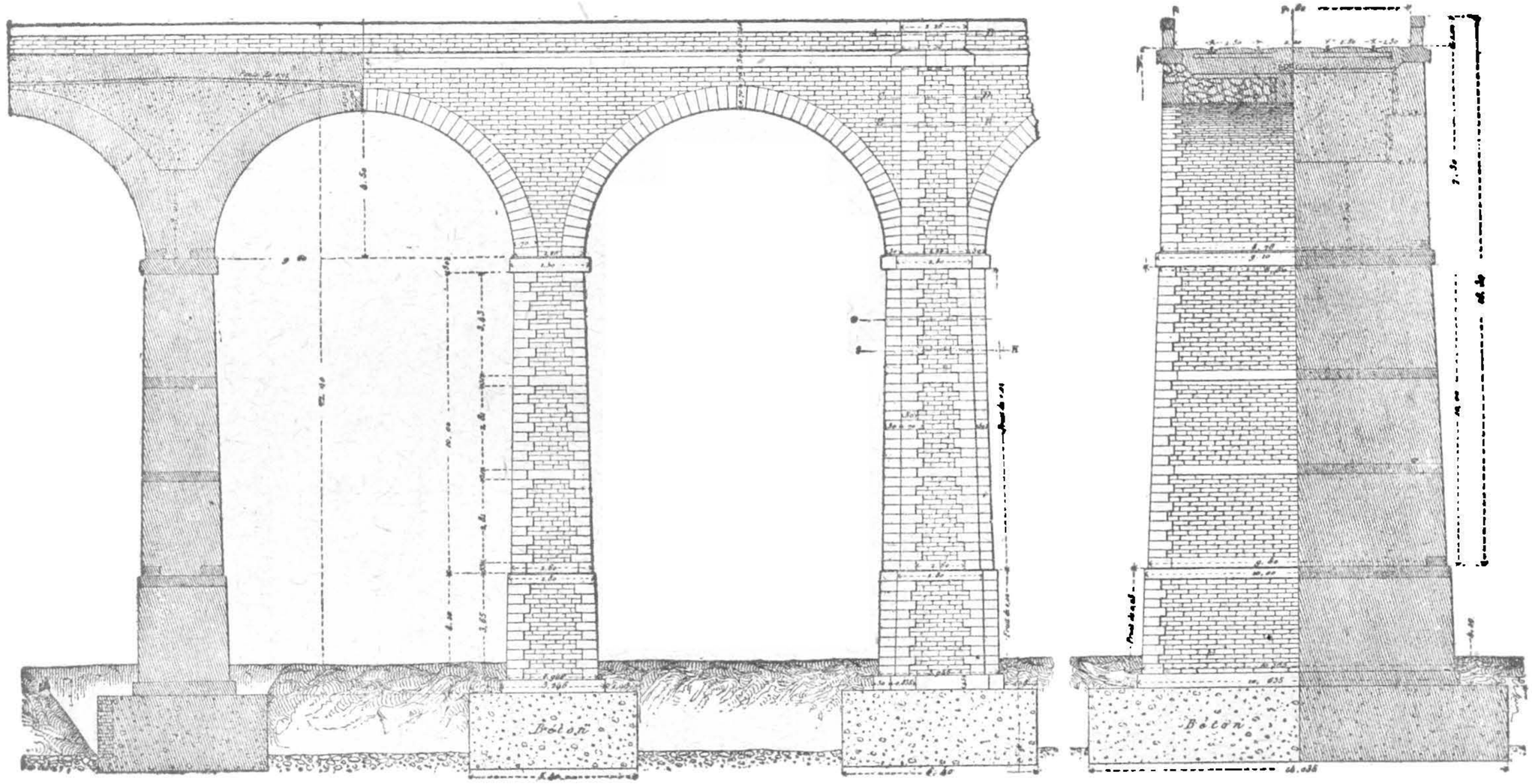
Виадук *de l'Indre* (фиг. 149), имеющий длину 751 *м* при высоте 20 *м*, построен в 1845 г. на линии Тур — Бордо; он состоит из полуциркульных арок, пролетом 9,80 *м*; толщина опор у пят сводов 2,20 *м*, внизу у цоколя 2,60 *м* (фиг. 150). Через каждые пять пролетов поставлена толстая опора, имеющая толщину у пят — 3,20 *м*, у цоколя — 3,60 *м*. В поперечном направлении опоры книзу уширены приданием боковым граням уклона 5% (фиг. 151). Толстыми опорами виадук подразделен на участки на случай взрыва одного из сводов. Дело в том, что при высоких тонких опорах, когда свод одного из пролетов будет удален, распор соседнего свода, оставаясь не уравновешенным, отклонит опору, даже не ломая ее, и свод провалится; таким путем все своды виадука последовательно должны обрушиться. Подобное явление и наблюдалось при разрушении виадуков во время Франко-Прусской войны 1870 г. Чтобы локализировать разрушения сводов, делают толстые быки через известные промежутки.



Фиг. 149. Виадук de l'Indre (1845): общий вид.

Своды — полуциркульные; толщина в замке 0,90 *м*, в пятах 1,20 *м*; пяты свода приподняты над пятами облицовки его на высоту около 3,0 *м*. Толщина щековых стенок: верхнего яруса — 1,03 *м*, нижнего — 1,30 *м*. Парапеты имеют высоту 1,00 *м* при толщине: нижнего яруса — 0,25 и верхнего — 0,38 *м*. Пазухи заполнены бетоном, поверх которого положены смазка толщиною 10 *см* и асфальтовый слой

НВ УДУНТ (ДІІТ)



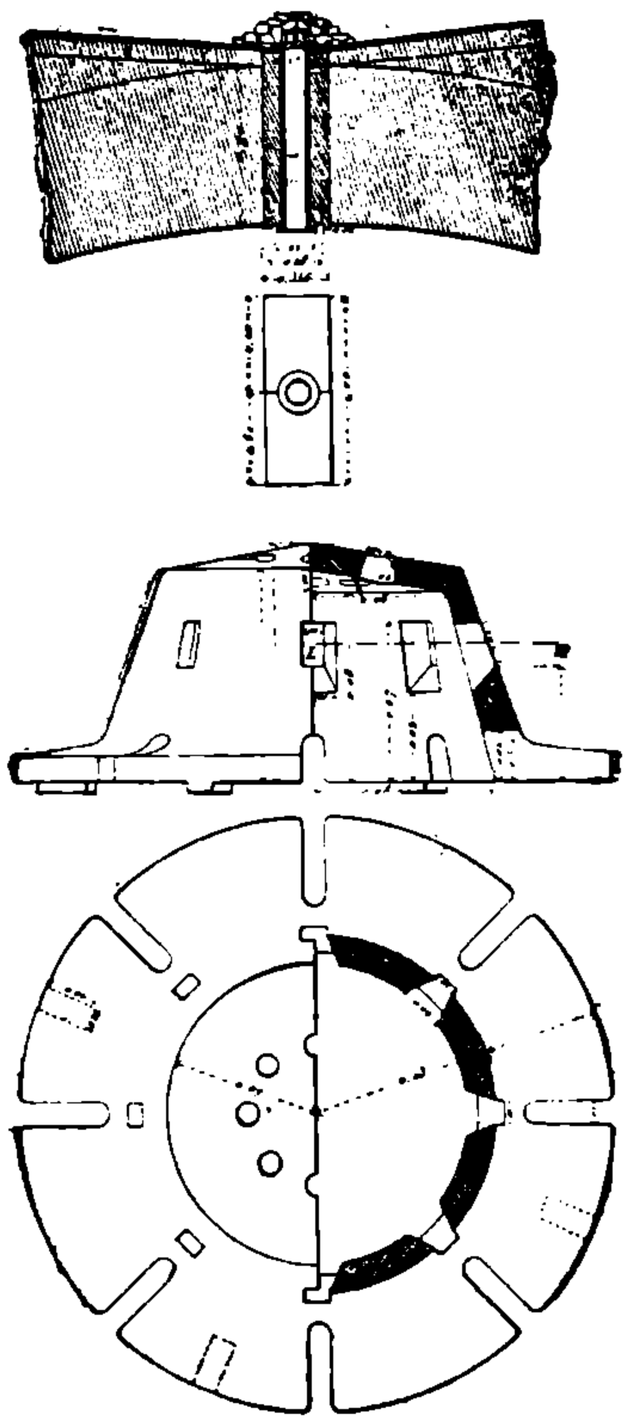
Конотрукция

Поперечные разрезы.

Фиг. 150 — 151. Виадук de l'Indre (1 45).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

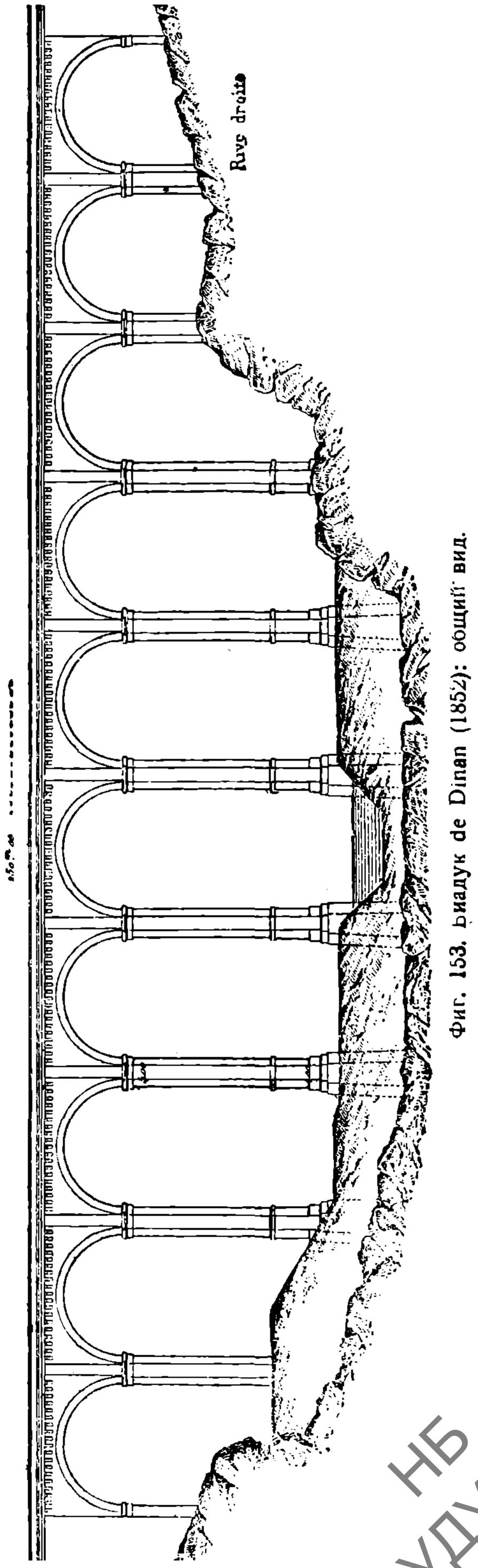
толщиною 1,5 *см*. Поверхности изоляции приданы продольные уклоны в 2%, спускающие воду от оси опор к замкам смежных сводов, где устроены для воды выпускные отверстия при помощи чугунной трубки с внутренним диаметром 10 *см* и толщиною стенок 2 *см* (фиг. 152). Трубка вставлена в толщу свода между двумя штучными камнями; сверху отверстие ее при-



Фиг. 152. Виадук de l'Indre (1845): водоотводная трубка.

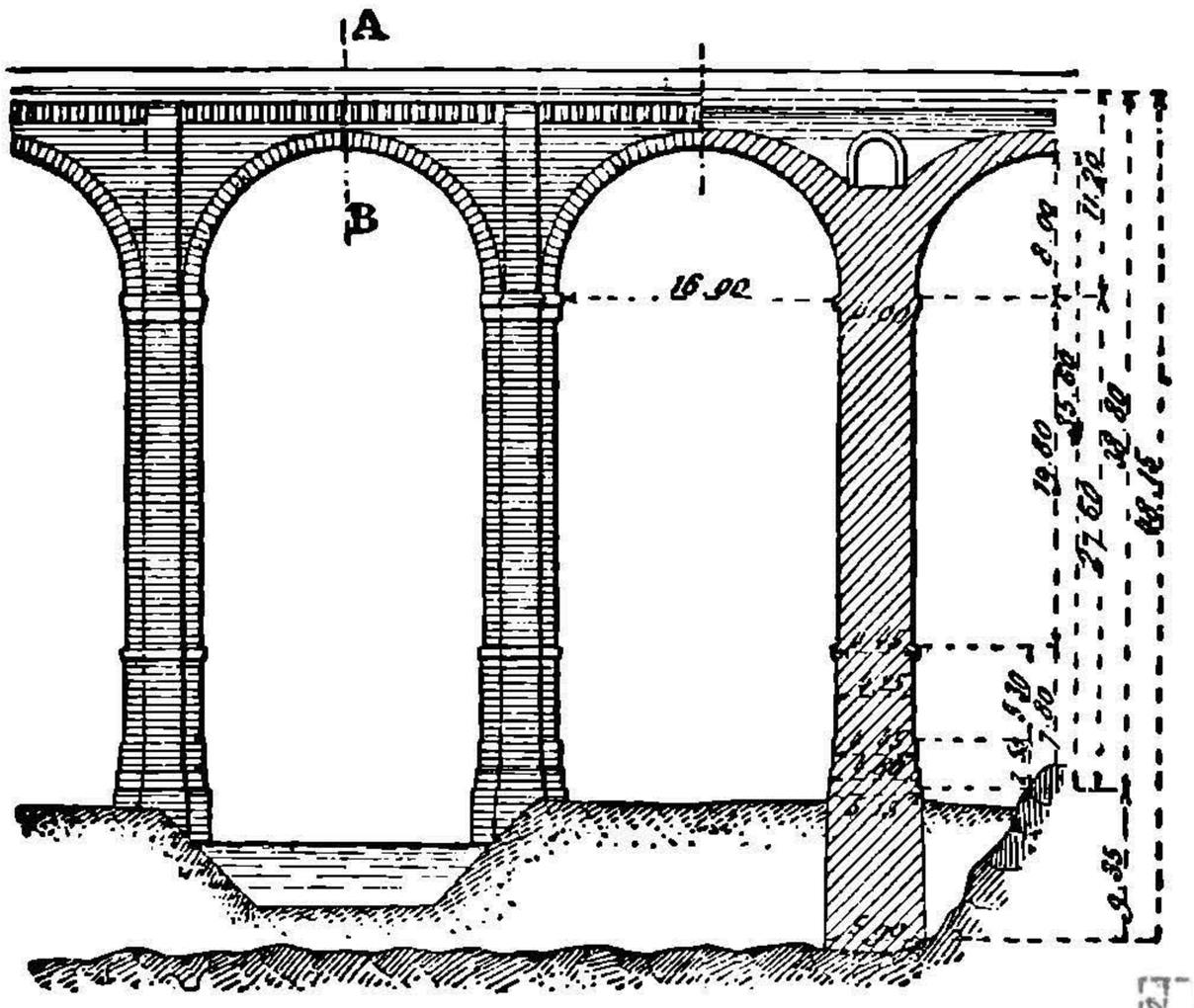
крыто шапкой с дырами и кучей булыжного камня с целью предупредить вымывание балласта.

Основания быков сложены из бетона; тело опор из бутовой кладки с *прокладными* рядами, расположенными, примерно, через 3,5 *м* друг от друга по высоте. Углы опор облицованы тесаным камнем, размерами



Фиг. 153. Виадук de Dinan (1852): общий вид.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

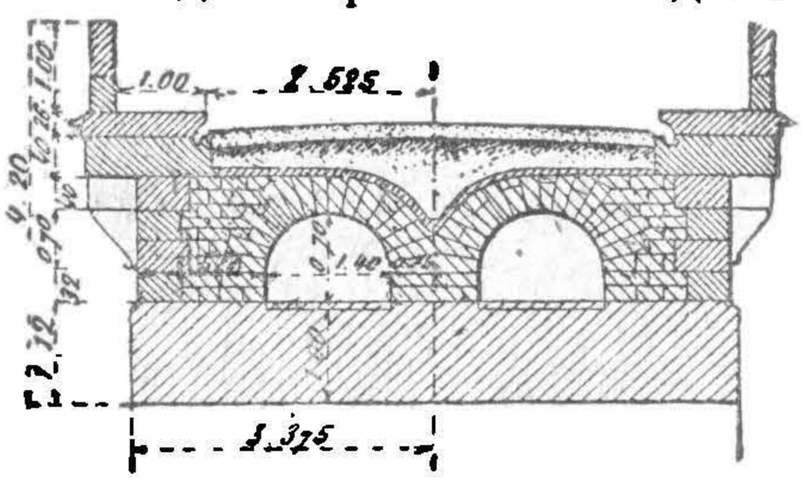


Фиг. 154. Виадук de Dinan (1852): детальный вид.

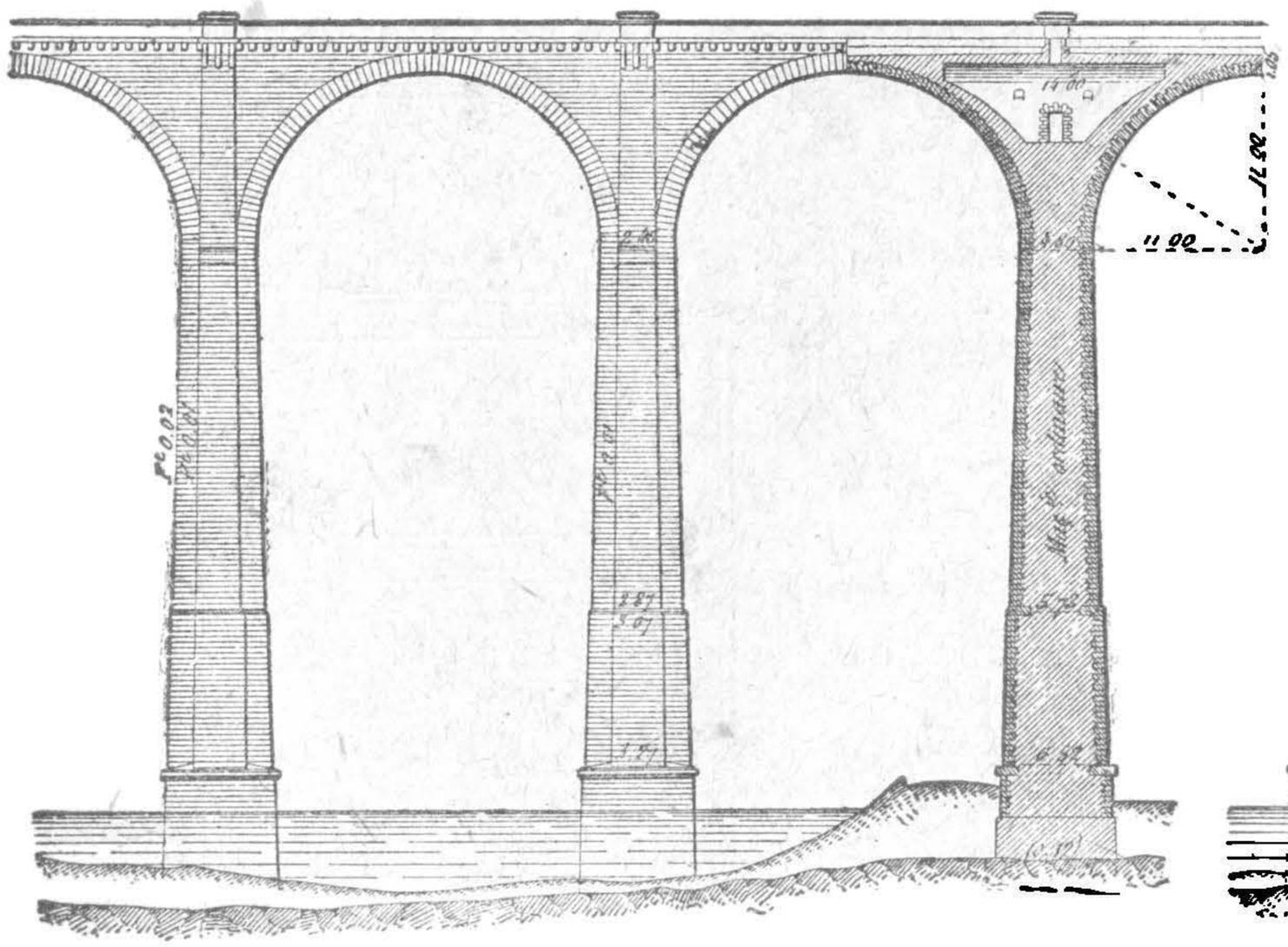
пересекаемом канале на 41,3 *м*, а над подошвой оснований опор — 48,18 *м*. Виадук состоит из 10 полуциркульных арок, пролетом 16 *м*, поддерживаемых быками однообразной толщины 4 *м* (фиг. 154) и ширины — 6,75 *м*. Опоры в боковом направлении усилены при помощи контрфорсов во всю высоту виадука

0,33 × 0,50 × 0,70 *м*; ряду угловых камней отвечают два ряда облицовки граней, сделанной из приколотых камней. Свод в своей толще сложен также из бутового камня (фиг. 151); облицовка его по фасаду — из штучного камня в виде клиньев, величиною, примерно, 0,30 × 0,50 × 0,70 *м*.

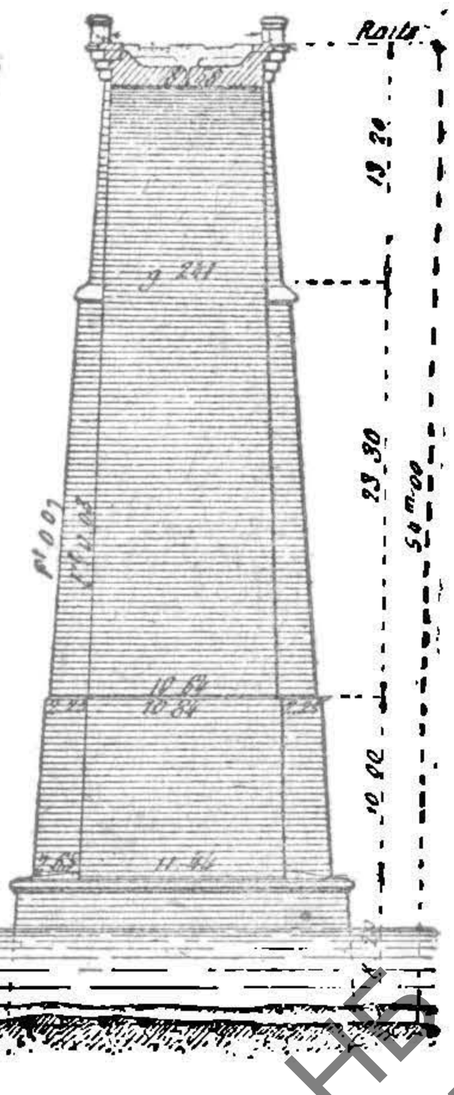
Виадук *de Dinan* (фиг. 153) построен в 1852 г. под шоссейную дорогу в Бретани. Полотно возвышается над поверхностью воды в



Фиг. 155. Виадук de Dinan (1852): разрез по *AB*.



Детальный вид.



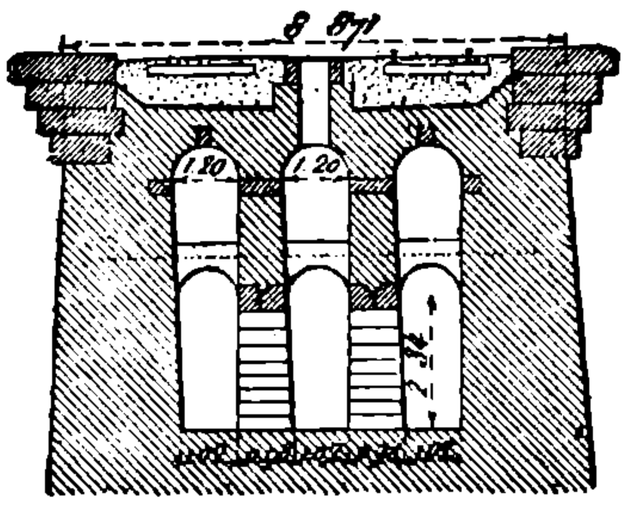
Поперечный разрез.

Фиг. 156 — 157. Виадук de l'Aulne (1866).

НЕ УДУНТ (ДІІТ)

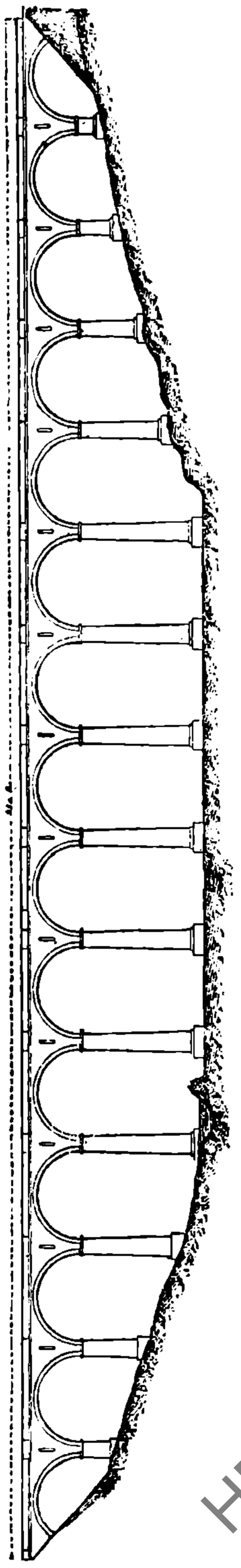
до карниза. Контрфорсы имеют толщину (по фасаду моста) 2,0 *м*; в поперечном виде грани их имеют уклон 4%. Толщина сводов—1,12 *м*. Полотно моста приподнято над поверхностью сводов в замке на 2,00 *м*; для облегчения заполнения устроены во всю длину виадука 2 продольных канала, перекрытых сводами (фиг. 155). Этот виадук отличается солидным и красивым внешним видом и тщательностью работы.

Другой прекрасный пример представляет виадук *de l'Aulne*, перекрывающий долину реки. Этот виадук построен в 1866 г. для железной дороги в две колеи; высота полотна над дном реки 54 *м*, тем не менее он построен в один этаж; отступление от правила вызвано необходимостью дать в пролетах свободную высоту в 30 *м* для пропуска под виадуком судов, посещающих порты Chateaulin и Port-Launay. Он состоит из 12 полуциркульных арок (фиг. 156), пролетом 22 *м*; величина пролетов выбрана сравнительно большой не только по соображению с высотой виадука, но и с целью получить более удовлетворительный внешний вид. Замечено, что при широких опорах и малых пролетах длинные виадуки, которые всегда приходится видеть в ракурсе, представляются сплошными стенами, так как пролеты, за исключением нескольких ближайших к зрителю, прикрываются опорами. Для получения легкого и стройного вида моста величину пролета следует сообразовать с шириною моста. Это именно и принято во внимание в проекте рассматриваемого виадука. Толщина в замке 1,05 *м*, в приподнятых пятах — 2,10 *м*; пяты расположены по радиусу, имеющему наклон к горизонту 30°. Ширина сводов 8,58 *м*. Толщина баластного слоя около 1,0 *м*. Изоляция состоит из смазки толщиною 5 *см* и слоя асфальта 1,5 *см*.



Фиг. 158. Виадук de l'Aulne (1866): деталь.

Опоры имеют в уровне пят (видимых) толщину 4,80 *м* и ширину 9,24; грани, обращенные в пролеты, имеют уклон 2%; боковые грани—3% (фиг. 157); боковая устойчивость увеличивается, кроме того, контрфорсами, шириною у пят 2,40 *м*, которые прикры-

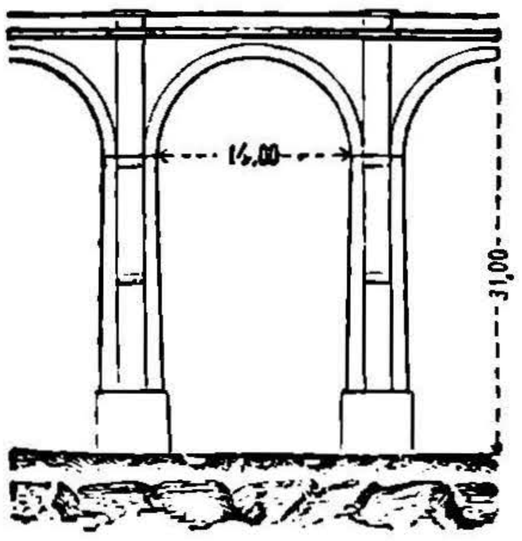


Фиг. 159. Виадук de Commelle (1858).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

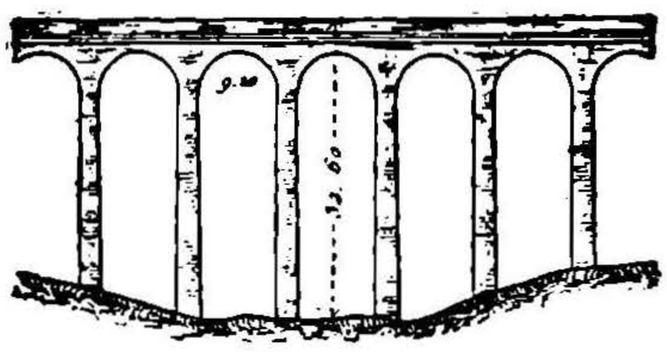
вают значительную толщину опор; контрфорсы имеют боковые грани с уклоном 7%.

Пазухи над сводами устроены с пустотами, перекрытыми продольными сводами (фиг. 156, 158).



Фиг. 160. Виадук de la Feige (1859).

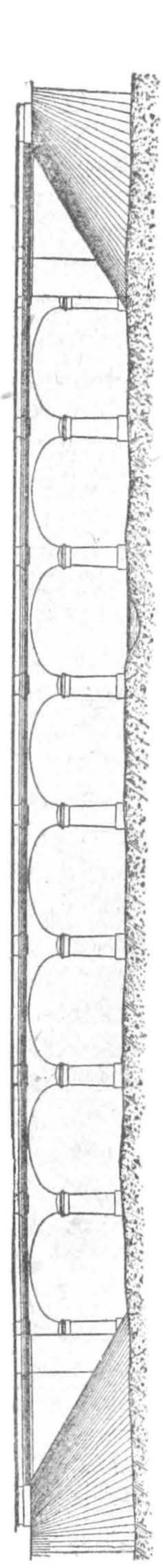
Устои при средней высоте 20,0 *м* имеют длину 20,0 *м* и по наружному виду кажутся массивными, между тем внутри, для сбережения кладки, имеется пустота, размерами в плане на уровне пят свода 11,00 × 5,2 *м*. Колодец перекрыт сводом пролетом 11,32; стенки колодца



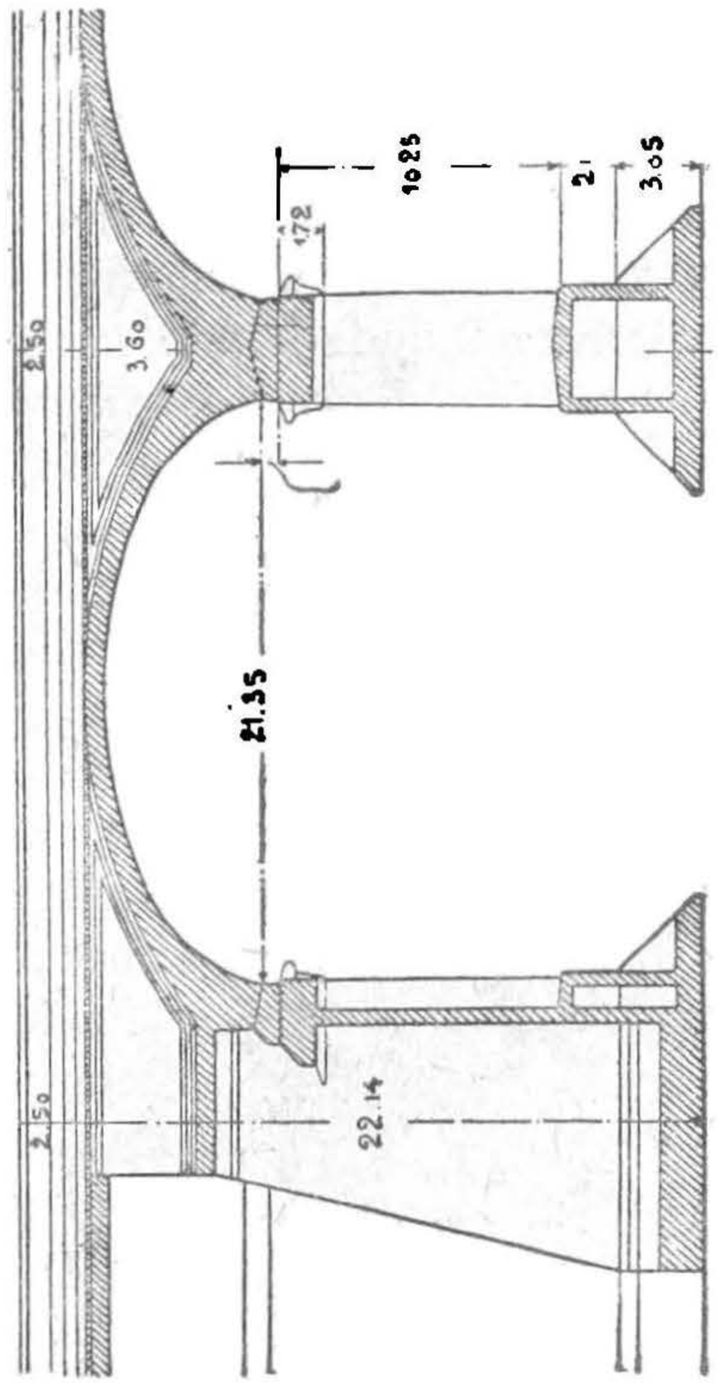
Фиг. 161. Виадук Folkeston.

расперты поперечной стенкой до уровня поверхности конуса.

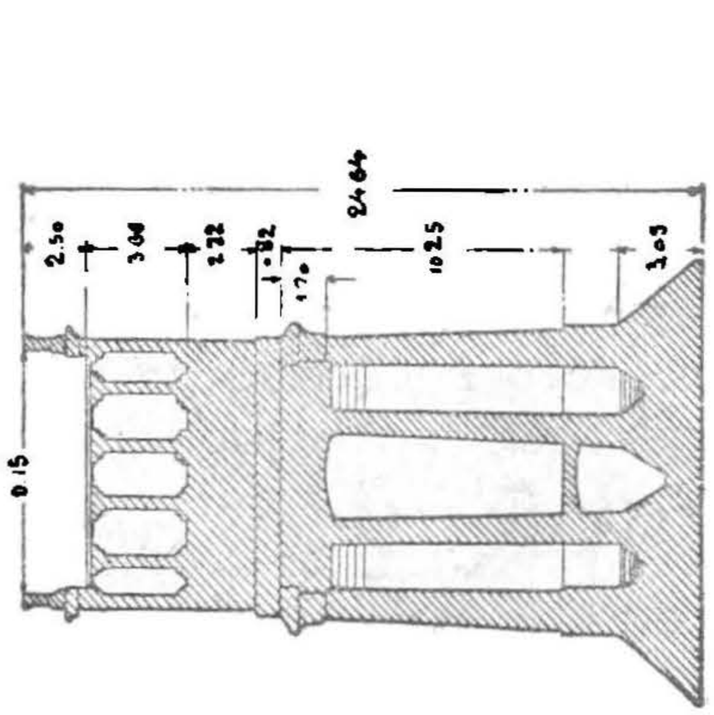
Весь мост построен из местного гранита; чистая теска применена лишь для карнизов моста; облицовка из



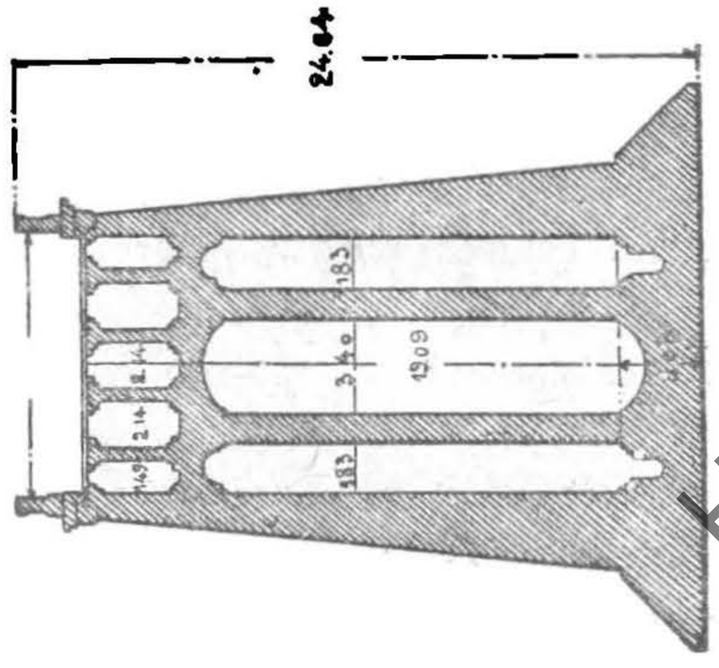
Общий вид.



Продольный разрез.



Разрез по быку.



Разрез по устою.

Фиг. 162—165. Виадук Brent

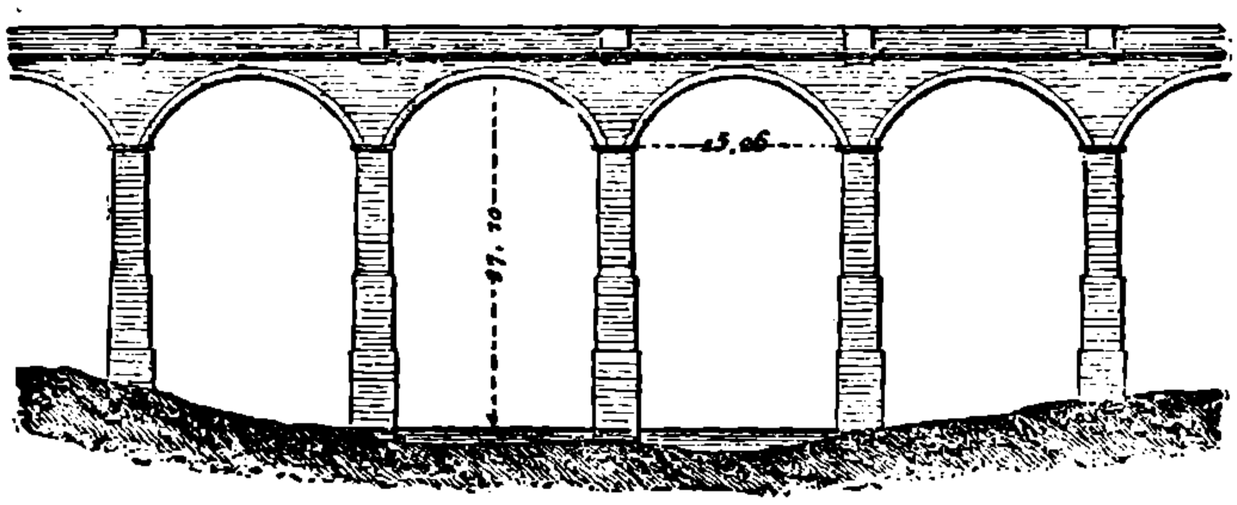
НБ УДУНТ (ДІІТ)

камней, отесанных в рамку; опоры и своды сложены из бутовой кладки тщательной работы.

Виадук *de Commelle* (фиг. 159) построен в 1858 г. на линии Париж—Крель; состоит из 15 арок пролетом 19 *м*; высота полотна над поверхностью земли—38,5 *м*. Этот виадук замечателен легкостью и применением *свайных оснований* для столь высоких опор. С целью увеличить площадь передачи давления на основание опоры имеют грани с уклоном 3,5 и 5%; пазуха над сводами с тремя продольными галереями.

Из французских виадуков отметим еще виадук *de la Feige* (1859 г.) (фиг. 160), первый виадук, построенный целиком из бутовой кладки; однородность и экономичность такого рода кладки была оценена и получила применение во многих случаях постройки высоких и больших виадуков, между прочим и виадука de l'Aulne.

Английские виадуки очень разнообразны по форме и величине и отличаются поразительной смелостью в размерах; среди них мы находим также образцы этого рода сооружений, построенные из кирпича. Напр.:



Фиг. 166. Виадук Linlithgow (1850).

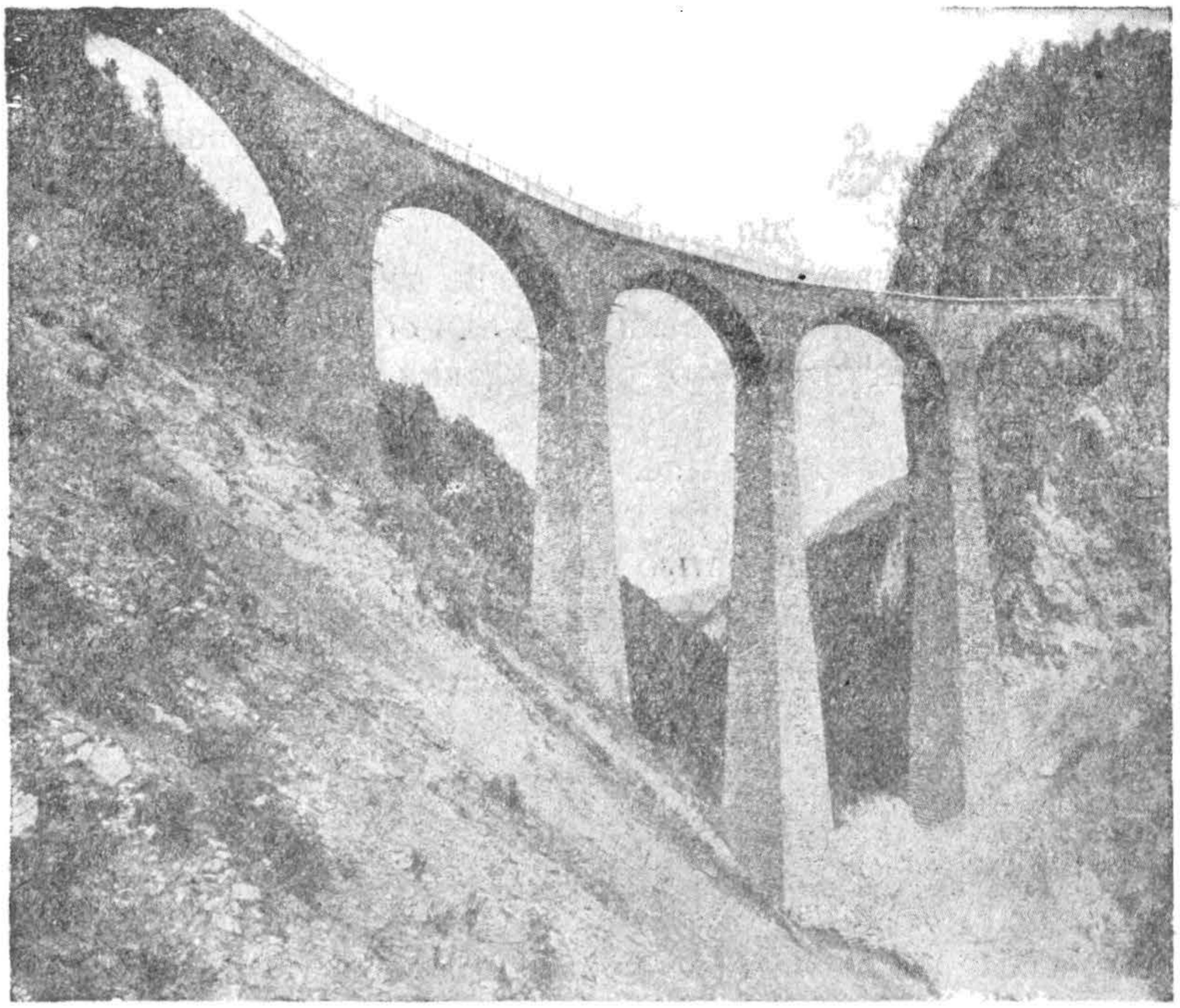
виадук *Folkeston* под железную дорогу. Имеет высоту до 32 *м* (фиг. 161). Состоит из 19 арок пролетом 9,20 *м*. Толщина быков у пят сводов—1,80 *м*, грани имеют уклон 3%. Толщина сводов—0,46 *м*. По сравнению с другими английскими виадуками этот виадук кажется солидным.

Английские каменные мосты замечательны также чрезвычайным развитием пустот внутри кладки различных частей моста. Образцом может служить виадук *Brent* (фиг. 162), состоящий из 8 эллиптически очерченных сводов пролетом 21,35 *м*, со стрелкой в $^1/_4$ пролета. Толщина сводов в замке — 0,90 *м*. Устои и быки представляют собою коробки с перегородками (фиг. 163 — 165). Надсводное строение состоит из параллельных продольных стенок (фиг. 163), промежутки между которыми перекрыты напускной кладкой и каменными плитами.

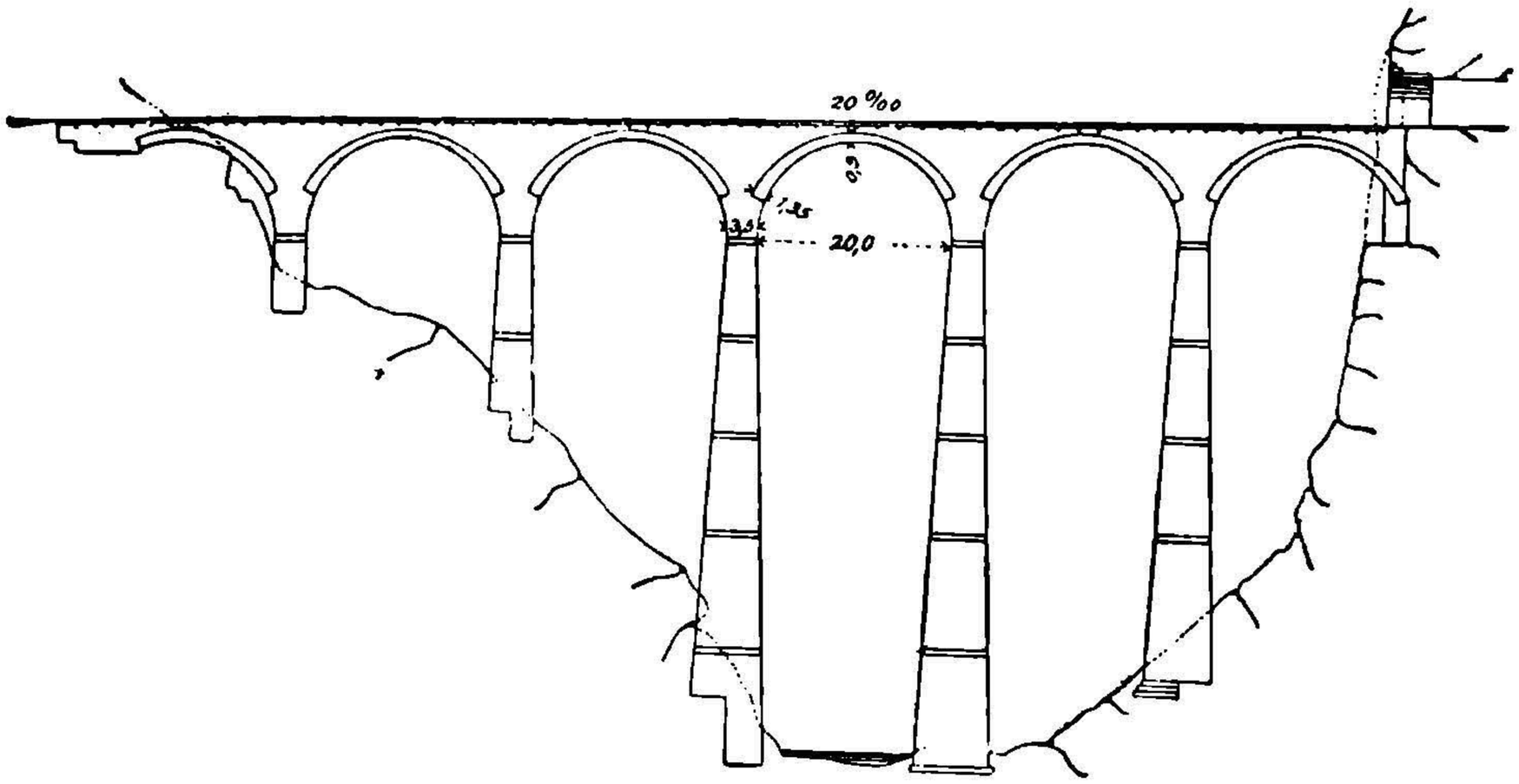
Применение пологих сводов в данном случае при небольшой длине моста и незначительной высоте (около 20 *м*) вполне уместно; но нельзя того же сказать о высоких, длинных виадуках, каких много построено в Англии, с пологими сводами. На фиг. 166 изображен виадук *Linlithgow* (1850 г.), длиною 403 *м*, высотою 27,10 *м*, с пролетами 15,26 *м* при подъеме $^1/_3$. Опоры подобных виадуков несомненно находятся в худших условиях, нежели при полуциркульном очертании сводов.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

За последнее двадцатилетие построено много виадуков на новых железнодорожных ветвях в Швейцарии. Из них укажем следующие:



Фиг. 167. Виадук Ландвассер (1903).



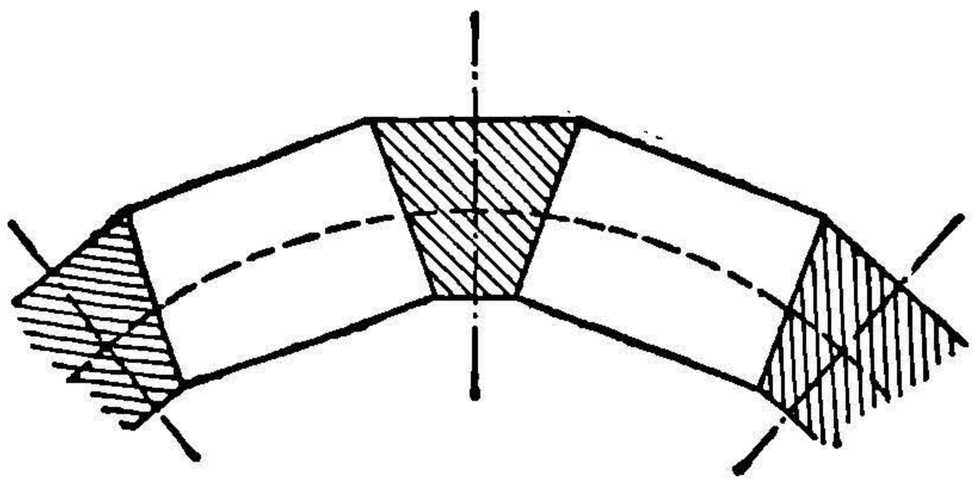
Фиг. 168. Виадук Ландвассер (1903): общий вид.

Виадук *Ландвассер* [1]) (фиг. 167), построенный на узкоколейной (1 *м*) дороге Albulabahn из Тузиса в С.-Мориц, открытой для движения в 1903 г. Виадук имеет наибольшую высоту над поверхностью воды в реке — 65 *м*

[1]) *Fr. E.*, „Deutsche Bauzeitung", 1903, S. 449.

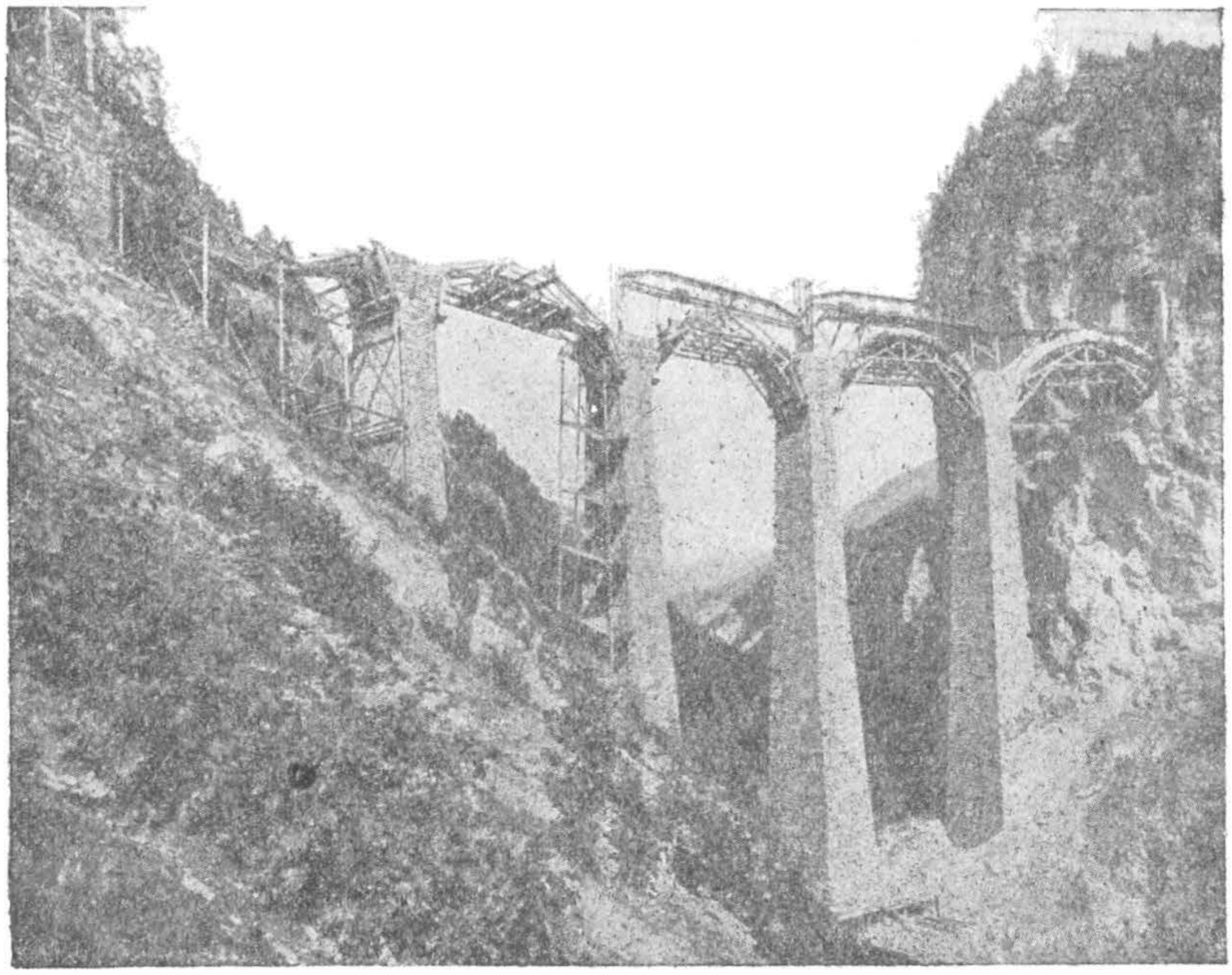
НБ УДУНТ (ДІІТ)

состоит из 6 арок, пролетом 20 *м*, расположен на кривой радиуса 100 *м* и на уклоне 0,020 и непосредственно примыкает к туннелю длиною 216 *м* (фиг. 168). Положение виадука на кривой сказалось в том, что в плане его ось имеет вид части многоугольника, вершины которого находятся над быками; свод каждого пролета имеет щековые стенки в виде плоскостей, а быки в плане имеют вид трапеций (фиг. 169), стороны которых, ограничивающие пролет свода, параллельны; при этом на конструкции сводов положение виадука на закруглении ничем не отражается.



Фиг. 169.

Своды полуциркульные, толщина в замке 0,90 *м*, в пятах 1,35 *м*. Толщина быков у видимых пят свода 3,5 *м*. Книзу опоры утолщаются; наиболее высокая имеет толщину около 8,0 *м*. В поперечном направлении ширина опоры от 3,6 *м* вверху также увеличивается, и уклон наружной (относительно дуги пути) грани больше уклона внутренней. Опоры сложены из бутовой кладки с облицовкой грубо околотым камнем. Через 10—12 *м* по высоте опоры положены прокладные ряды.



Фиг. 170. Виадук Ландвассер (1903): кружала и кладка сводов.

Кружала для кладки сводов применены шпренгельной системы; они опираются на выступы рельсов, заделанных в кладку быков на уровне пят свода (фиг. 170).

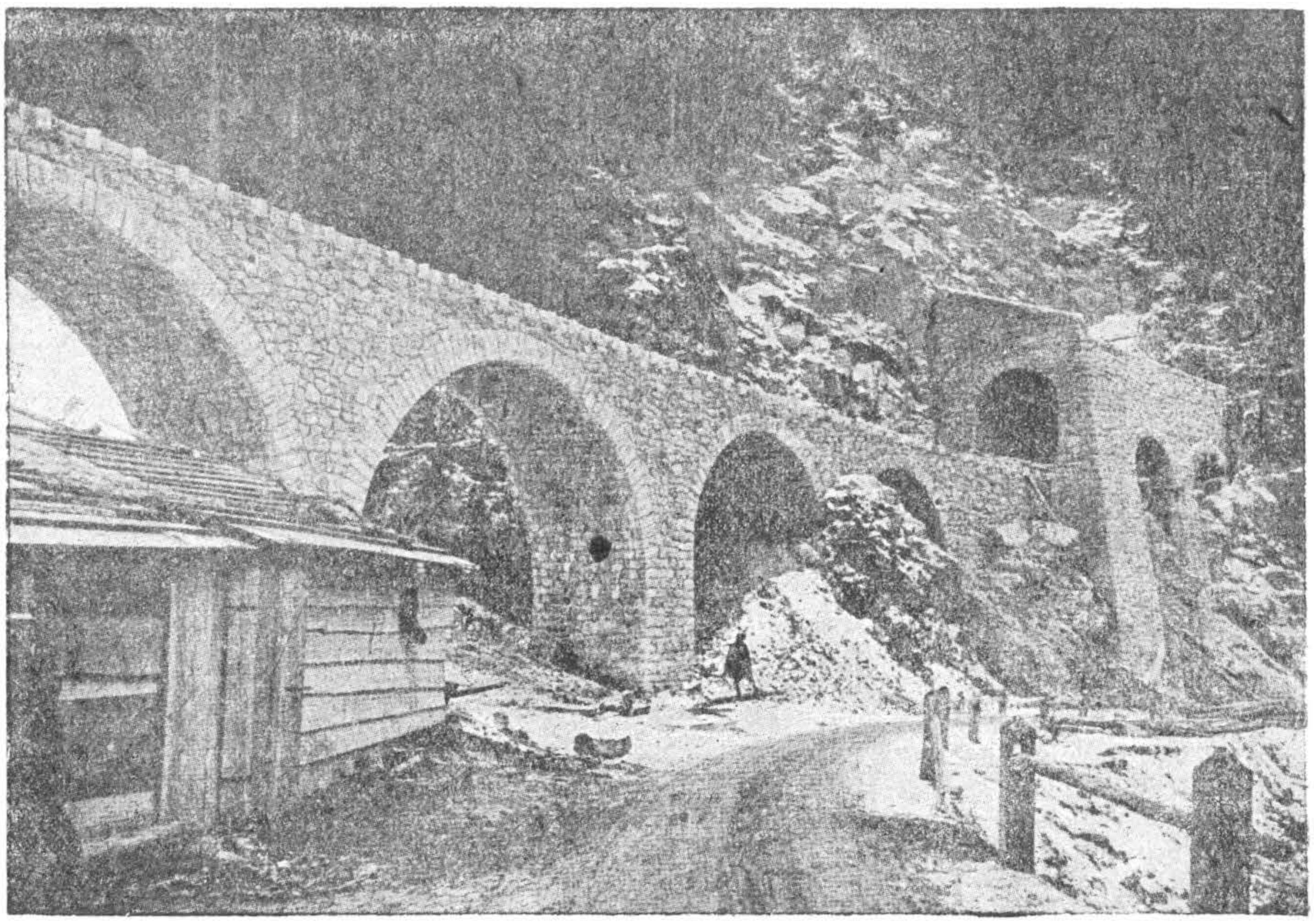
На этой же фигуре виден способ кладки высоких быков без подмостей.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В центре опор поставлены железные башенки, на которые опирается вспомогательный рабочий мостик-кран на 5 тонн. По мере поднятия опоры, башенки наращиваются, мостик приподнимается и т. д. Железные башенки оставлены в кладке. Виадук стоит 260 000 франков.

На этой ветке, длиною 63 *км*, всего построено 54 каменных моста, общей длиной 2975 *м*.

С целью показать характер кладки приведен на фиг. 171 [1]) один из виадуков ветви Davos—Filisur той же сети Rhätische Bahn узкоколейных дорог, к которой принадлежит Albulabahn. Мосты не имеют никаких украшений; тесаная кладка не применялась; внешний вид по простоте и примитивности вполне гармонирует с характером окружающей местности; в этом



Фиг. 171. Виадук на линии Davos — Filisur.

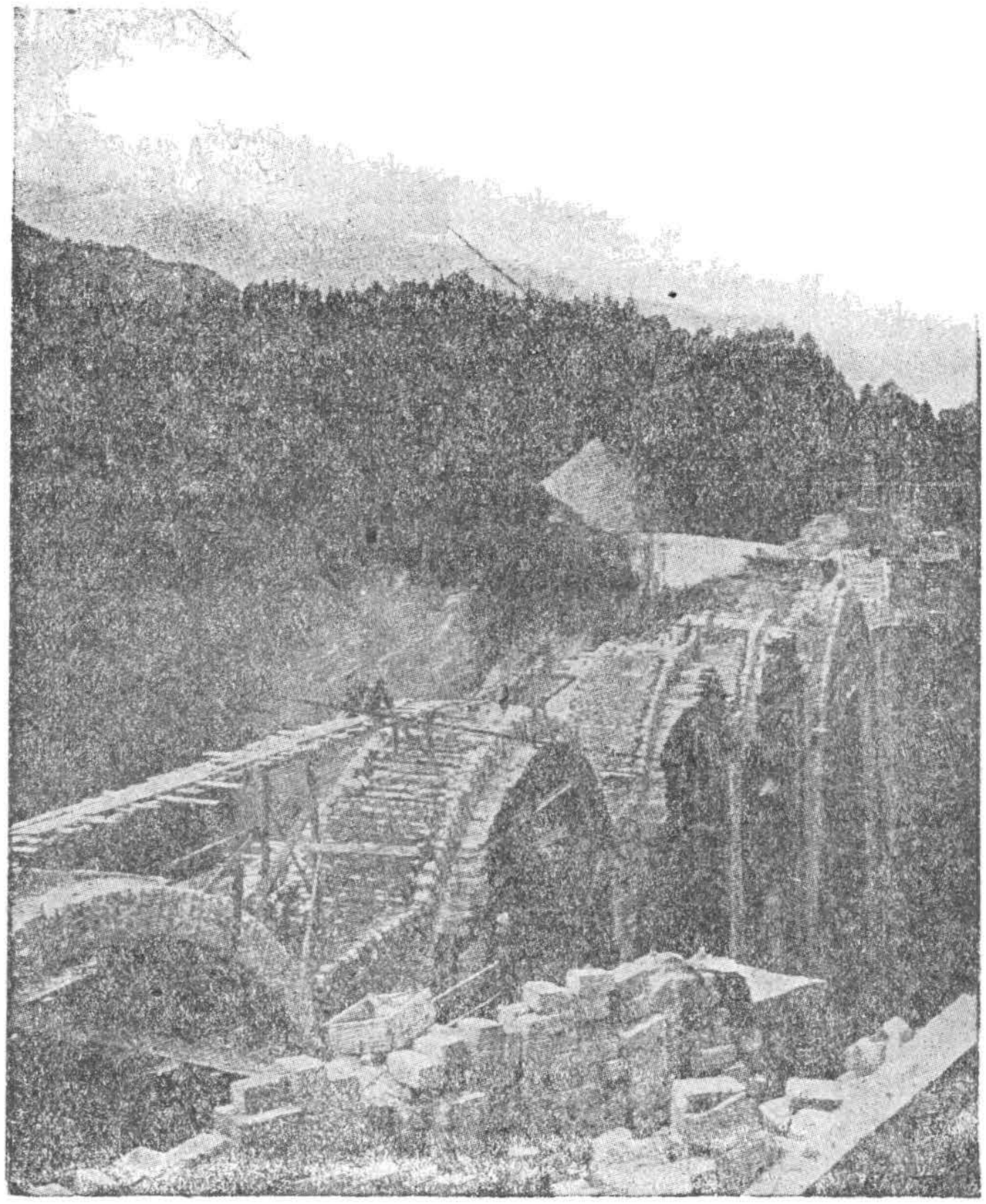
и сказывается не только тенденция к экономии, но и вкус строителей. Обращаем внимание, что облицовка щековых стен произведена из рваных камней неправильной формы лишь с околкой заусенков.

Если поблизости места работ не оказывалось подходящих пород камня, на линии Davos — Filisur применялся искусственный камень из бетона. Из такого именно камня сложены своды Визенского виадука, главный свод которого имеет пролет 55 *м* при высоте пути над водой в реке 88 *м*.

Состав бетона был взят: для камней большого свода—на 1 *куб. м* гравия 0,55 *куб. м* песку и 300 *кг* цемента; для малых (20 *м* пролет) — 1 *куб. м* + 0,45 *куб. м* + 250 *кг* цемента. Среднее сопротивление через 28 дней оказалось 390 и 350 *кг/см*^{2}; через три месяца — 460 *кг/см*^{2}.

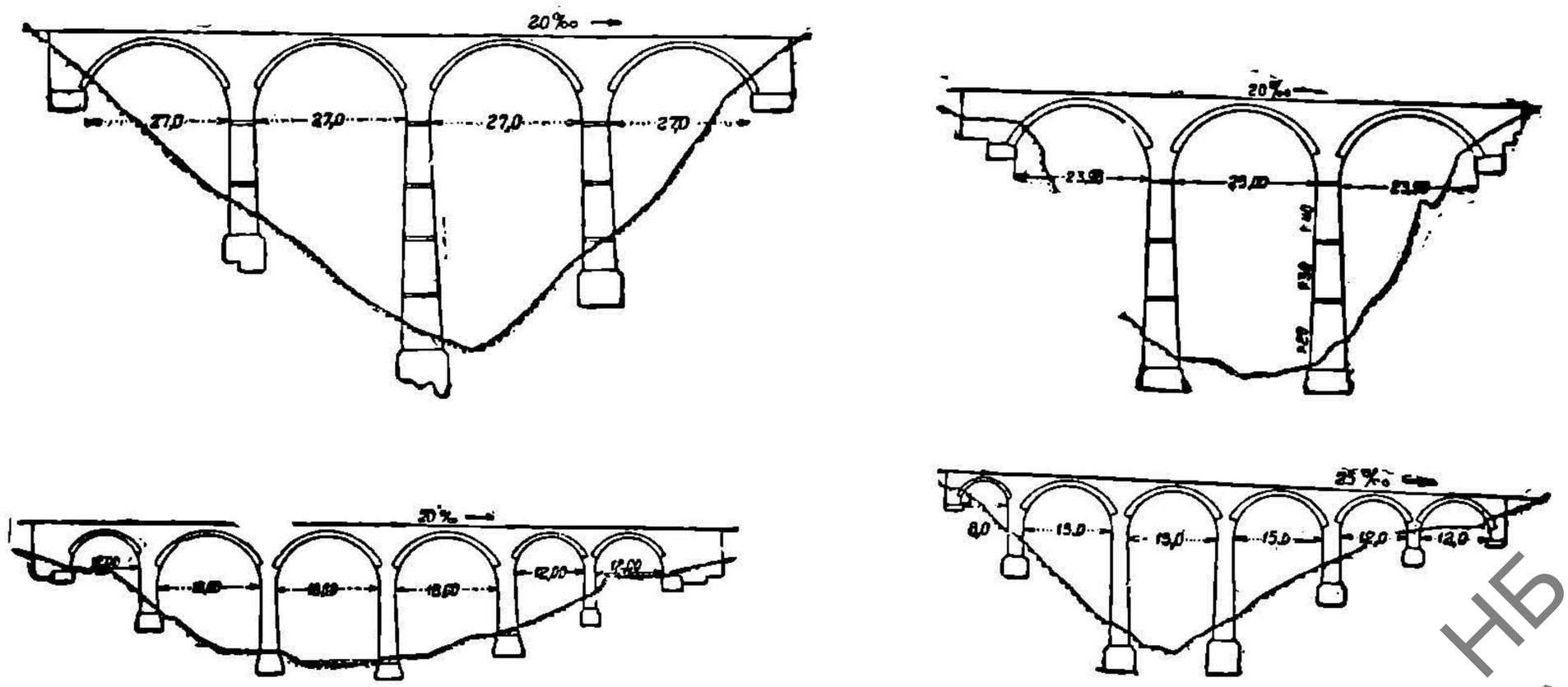
[1]) *Saluz.* Die Bahnlinie Davos–Filisur. „Schweizerische Bauz.“: Bd. 53, 1909. S. 291.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 172. Кладка Визенского виадука из бетонных камней (1908).

Камни имеют размеры 50×25 *см* при толщине от 15 до 25 *см* и выделывались в форме параллелепипедов. Облицовка сводов сделана из гранита. На фиг. 172 представлен вид работ по кладке сводов береговых 20-метровых пролетов. Виадук построен в 1908 г. На фиг. 173—176 представ-

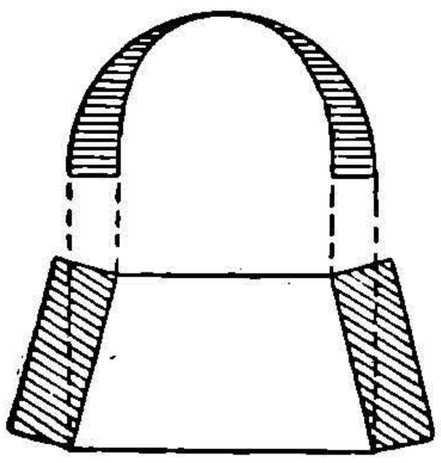


Фиг. 173—176. Виадуки линии Bevers—Schuls (1910).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

лены схемы четырех виадуков линии Bevers—Schuls сети Rhätische Bahn [1]).

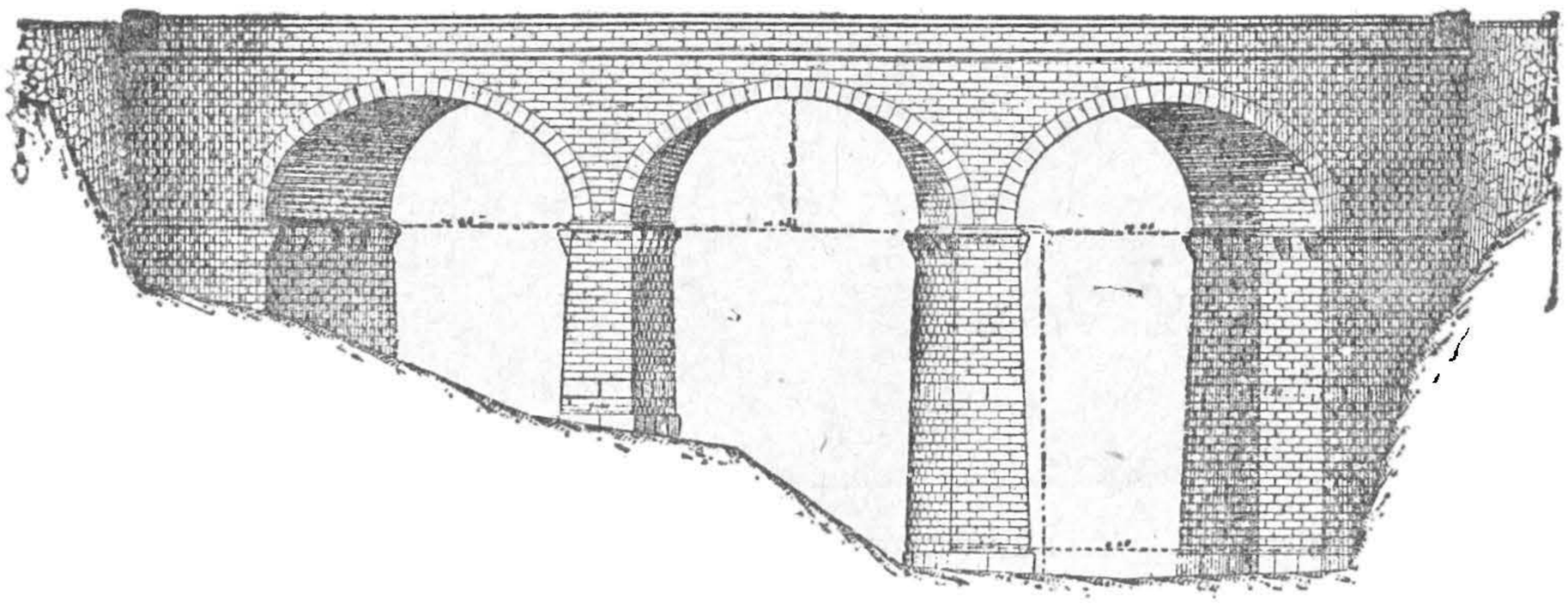
Относительно виадуков и вообще каменных мостов на закруглении следует сказать, что прием устройства их, примененный на виадуке Ландвассер (фиг. 169), является обычным даже при малых радиусах. Но это — прием не единственный.



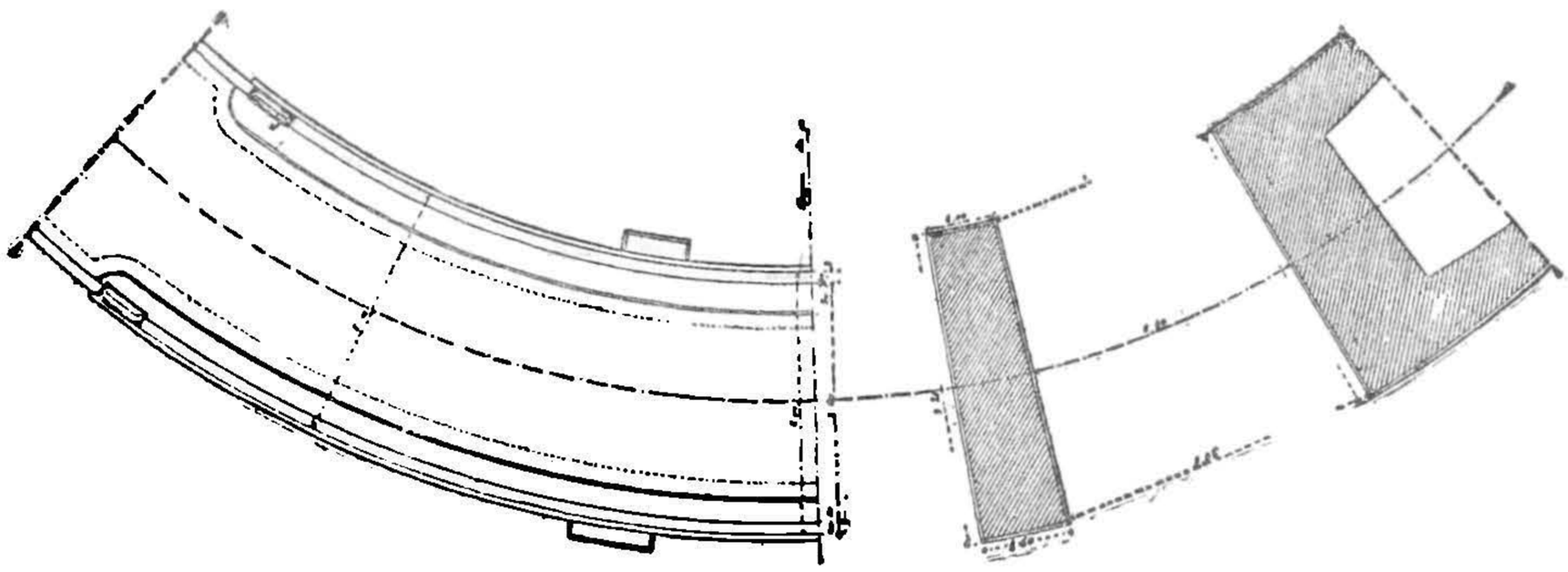
Фиг. 177.

Другой прием заключается в удержании прямоугольной формы сечений быков (фиг. 177) за счет получения горизонтальной проекции свода в виде трапеции. Внутренняя поверхность свода получается коноидальной и может быть рассматриваема как образованная движением горизонтальной прямой по двум щековым направляющим, имеющим одинаковый подъем и разные пролеты. Примером может служить Pont-Neuf в Париже.

Наконец, третий прием заключается в устройстве действительно криволинейного в плане моста. На фиг. 178—179 изображены фасад и план виа-



Фасад.



План.

Фиг. 178—179. Виадук в Монако.

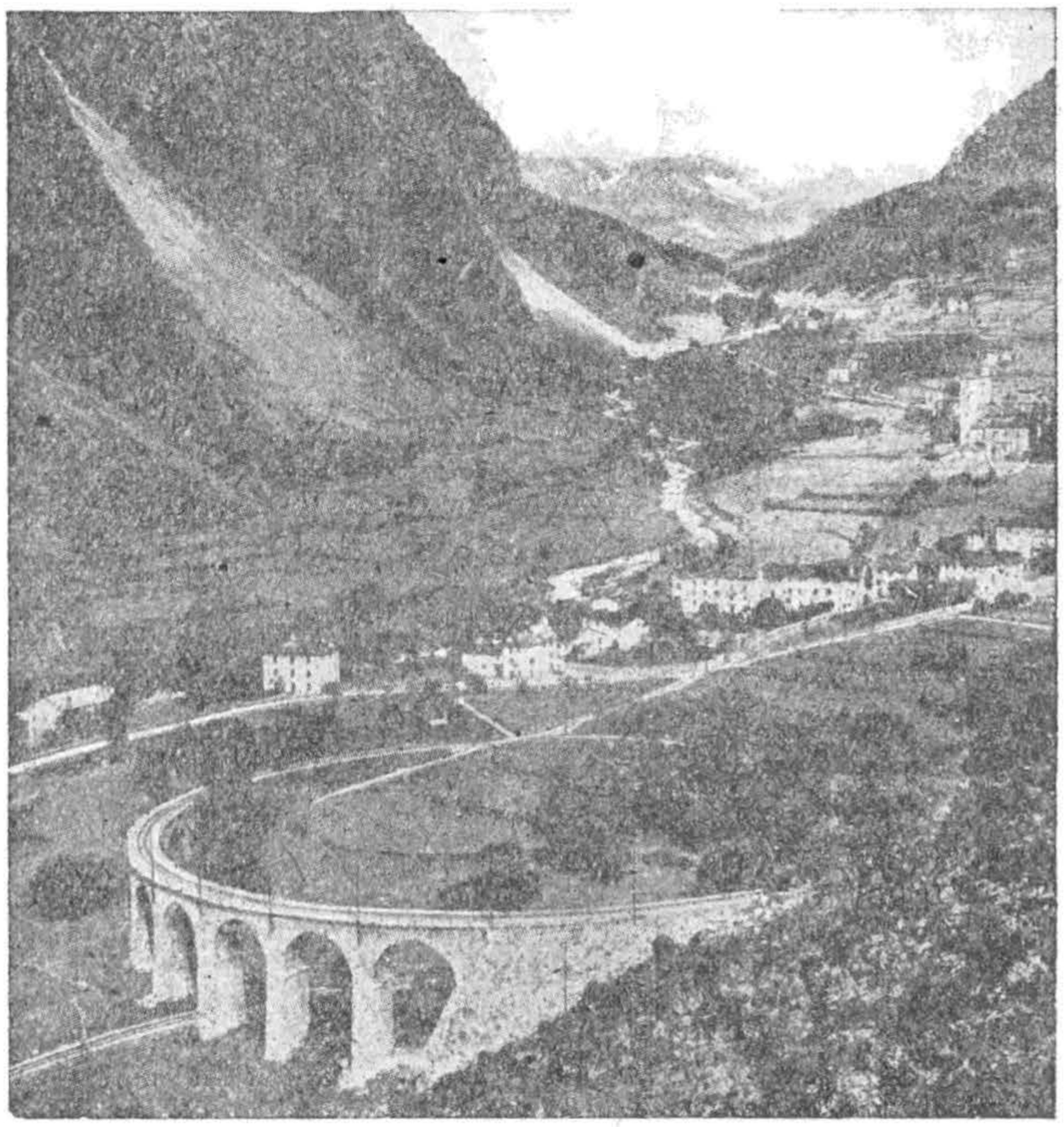
дука под обыкновенную дорогу через долину Roussa в княжестве Монако. Радиус оси пути на мосту 30,0 *м*. Ширина моста 8,0 *м*; каждый из трех пролетов имеет хорду по оси пути 8,0 *м*. Своды сложены на гидравлическом растворе из тесаных камней. Плавное цилиндрическое очертание бо-

[1]) „Schweizerische Bauzeitung", 1912, Bd. 59, S. 239.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

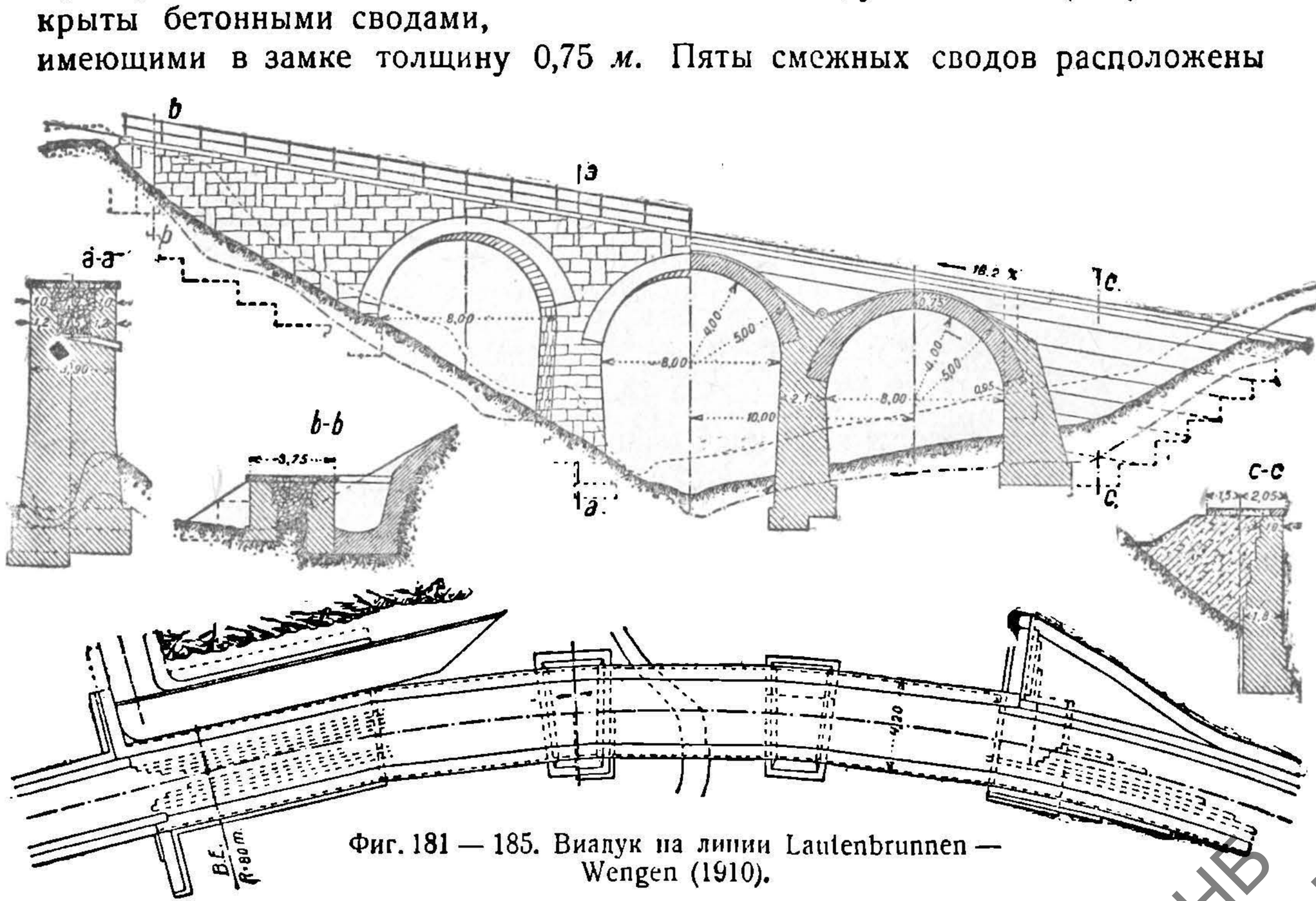
ковых поверхностей придает сооружению мягкий, спокойный вид, который отсутствует в ломаных мостах.

На электрической узкоколейной дороге Berninabahn, служащей продолжением Albulabahn и открытой для движения в 1910 г., построен большой виадук близ Brusio (фиг. 180) [1]) на закруглении радиуса 70 *м*. Виадук имеет 9 пролетов по 10 *м*, перекрытых прямыми цилиндрическими сводами.



Фиг. 180. Виадук близ Brusio (1910).

На фиг. 181 — 185 [2]) приведены чертежи небольшого виадука, расположенного на кривой радиуса 80 *м* и на значительном уклоне в 16,2‰. Три пролета по 8 *м* перекрыты бетонными сводами, имеющими в замке толщину 0,75 *м*. Пяты смежных сводов расположены



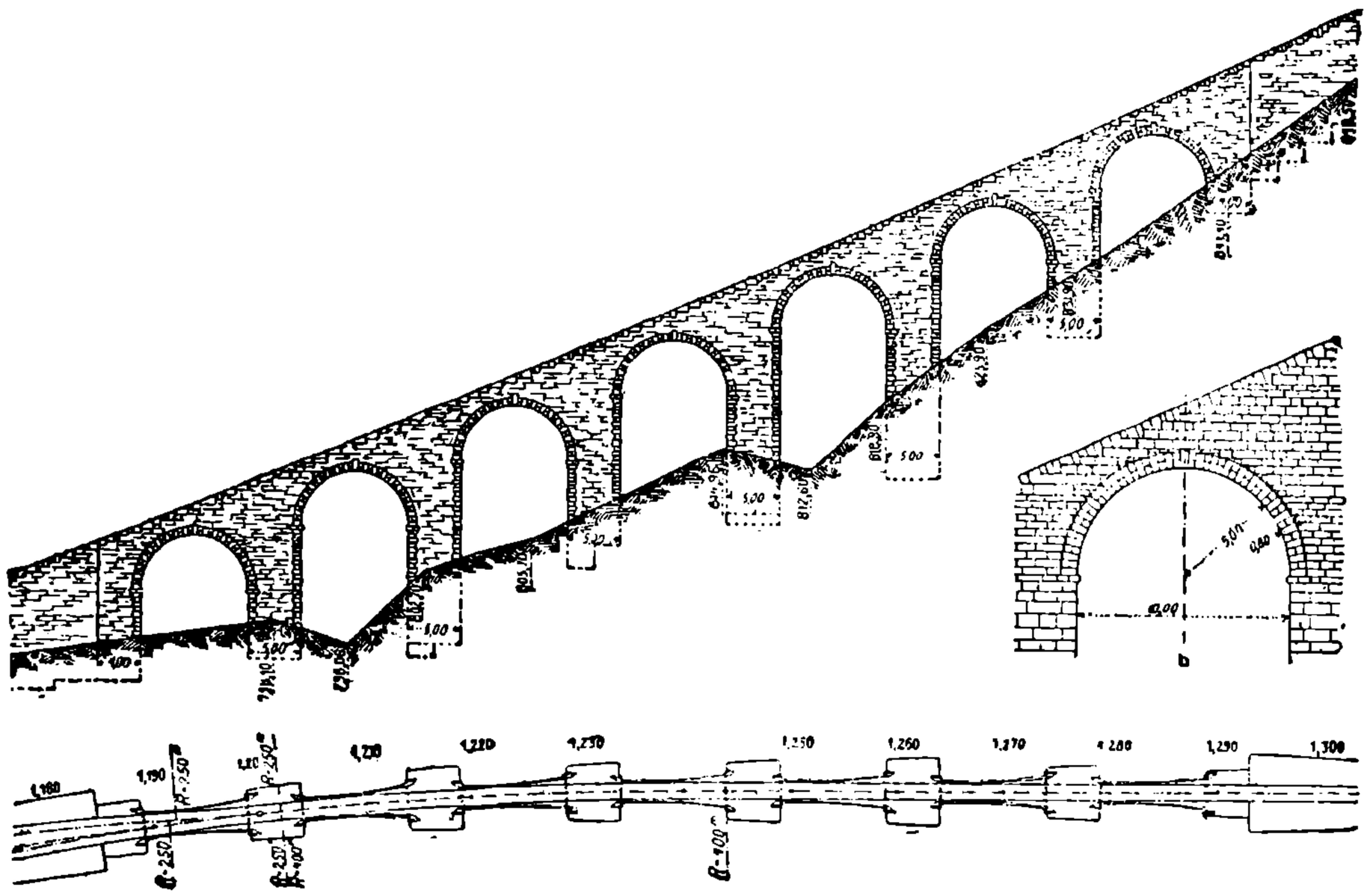
Фиг. 181 — 185. Виадук на линии Lauterbrunnen — Wengen (1910).

[1]) „Schweizerische Bauz.", 1912, Bd. 59, № 8.
[2]) „Schweizerische Bauz.", 1912, Bd. 60, № 1.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

не на одном уровне. Виадук находится на открытой в 1910 г. линии Lauten-brunnen—Wengen.

Наконец, следует отметить существование виадука, имеющего кривизну не только в плане, но и в вертикальной плоскости. Этот виадук представлен на фиг. 186—188 [1]); он построен на канатной электрической железной дороге—Mendelbahn, открытой для движения в 1903 году. Виадук имеет длину 100 *м*; на нижнем его конце путь имеет уклон 33%, на верхнем—57%, в средней части путь описывает дугу радиуса 2000 *м*, находящуюся в вертикальной плоскости и служащую сопряжением для двух участков с



Фиг. 186—188. Виадук эл. ж. д. Mendelbahn (1903).

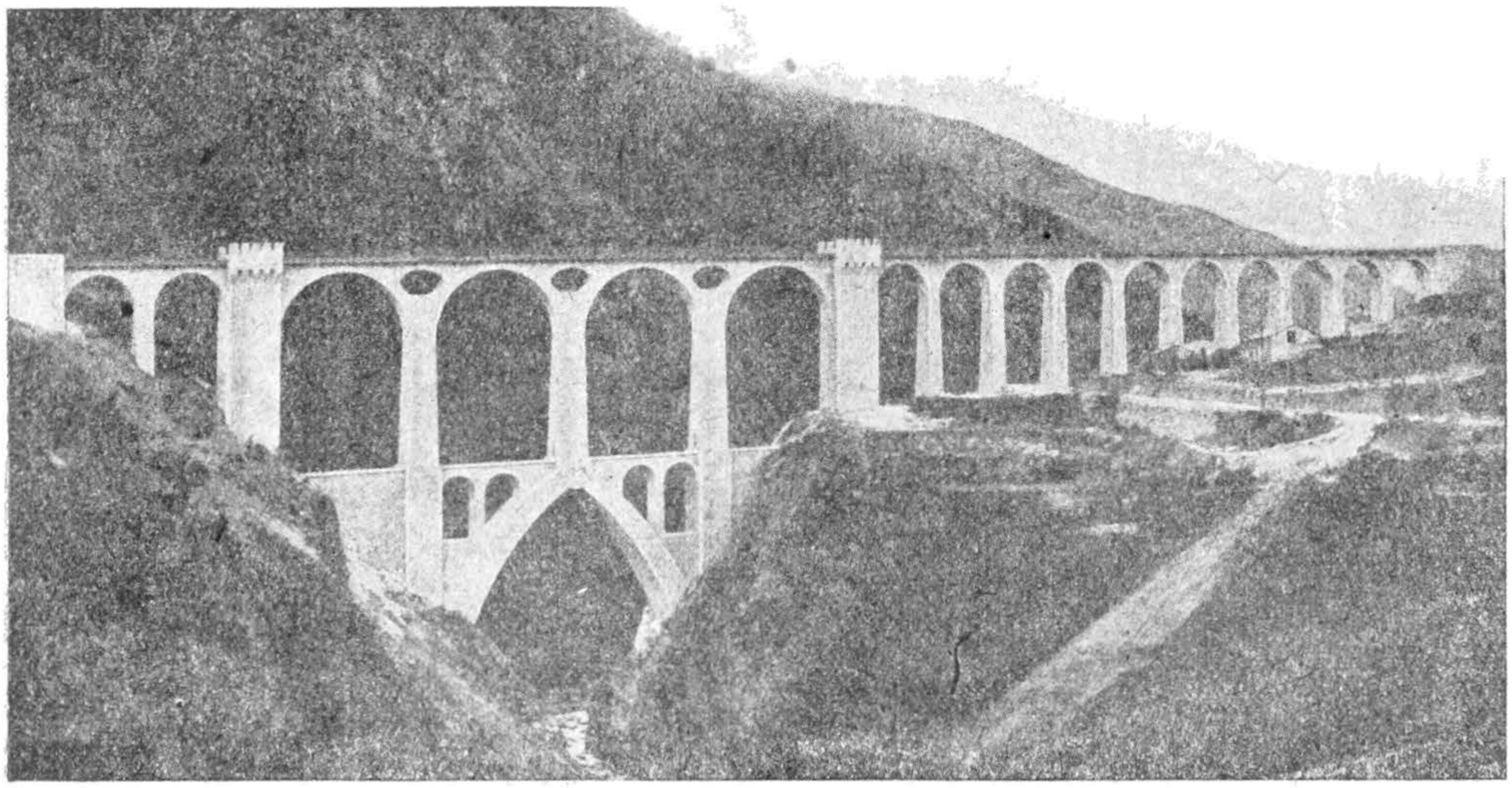
вышеуказанными уклонами. В плане нижний конец виадука лежит на кривой радиуса 250 *м*. Виадук имеет 7 пролетов по 10 *м*.

Весьма крупным творческим шагом в интересующей нас области является построенный в 1908 г. во Франции (Пиренеи) на электрической дороге виадук Fontpédrouze, общий вид которого представлен на фиг. 189 [2]). Виадук построен знаменитым французским инженером Séjourné, внесшим много ценного и оригинального в построенные им крупные каменные мосты как в отношении композиции их, так и в отношении способов производства работ.

По очертанию профиля оврага, пересекаемого виадуком, над самым глубоким его местом нужно было сделать более значительный пролет, нежели на склонах: получилось бы шаблонное уже теперь решение задачи, впервые данное также Séjourné. Вместо этого ущелье перекрыто особым низко

[1]) „Schweizerische Bauz.", 1903, Bd. 42, S. 242.
[2]) „Schweizerische Bauz.", 1912, Bd. 59, S. 51.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

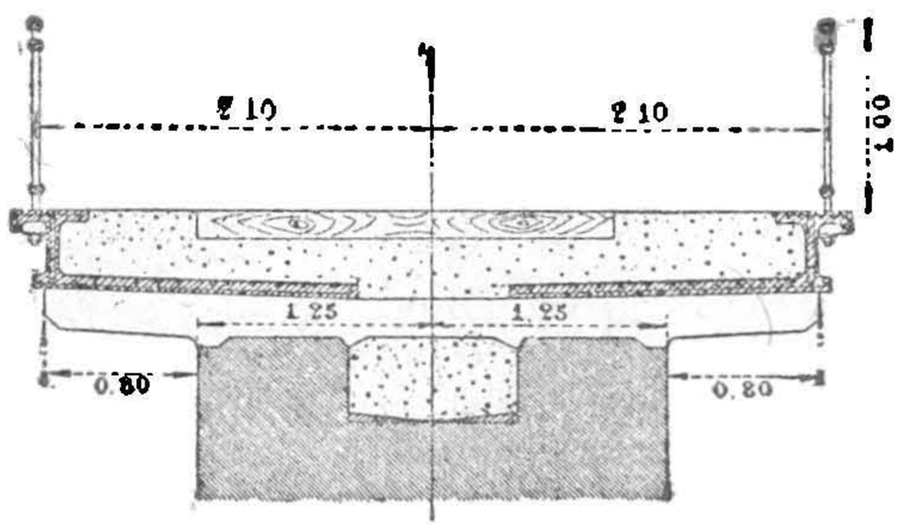


Фиг. 189. Виадук Fontpédrouze (1908).

поставленным сводом, на вершине которого покоится один из быков виадука.

Весьма возможно, что обычное решение было бы дешевле; тем более заслуживает внимания тенденция давать мостам новые формы, налагающие на них печать индивидуальности, подобно тому как в области гражданской архитектуры при постройке больших сооружений хороший художник редко копирует уже существующее.

Путь на виадуке имеет 6% уклон и находится над горизонтом воды в реке на высоте 65 *м*. Пролет нижней арки равен 30,0 *м*; сводики над нею имеют пролет по 5,0 *м*. Пролеты 4 средних арок верхнего яруса 17,0 *м* в свету; толщина промежуточных быков 3,40 *м*, толщина береговых быков 6,5 *м*. Боковые участки виадука составлены из арок пролета 9,0 при толщине быков 1,80 *м*. Общая длина виадука 236,70 *м*.



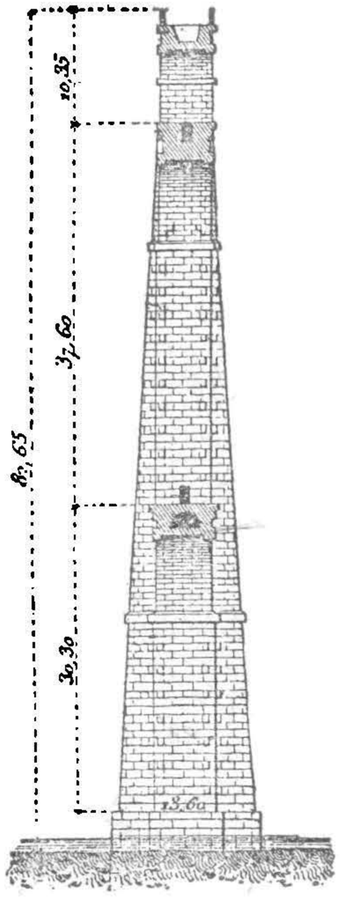
Фиг. 190. Виадук Fontpédrouze (1908): поперечный разрез железобетонного баластного корыта.

Ширина виадука вверху 2,5 *м*. Баластное корыто сделано из железобетона и имеет ширину около 4,0 *м*; расстояние между перилами 4,14 *м*; корыто свешивается в каждую сторону на 80 *см* над гранями виадука (фиг. 190).

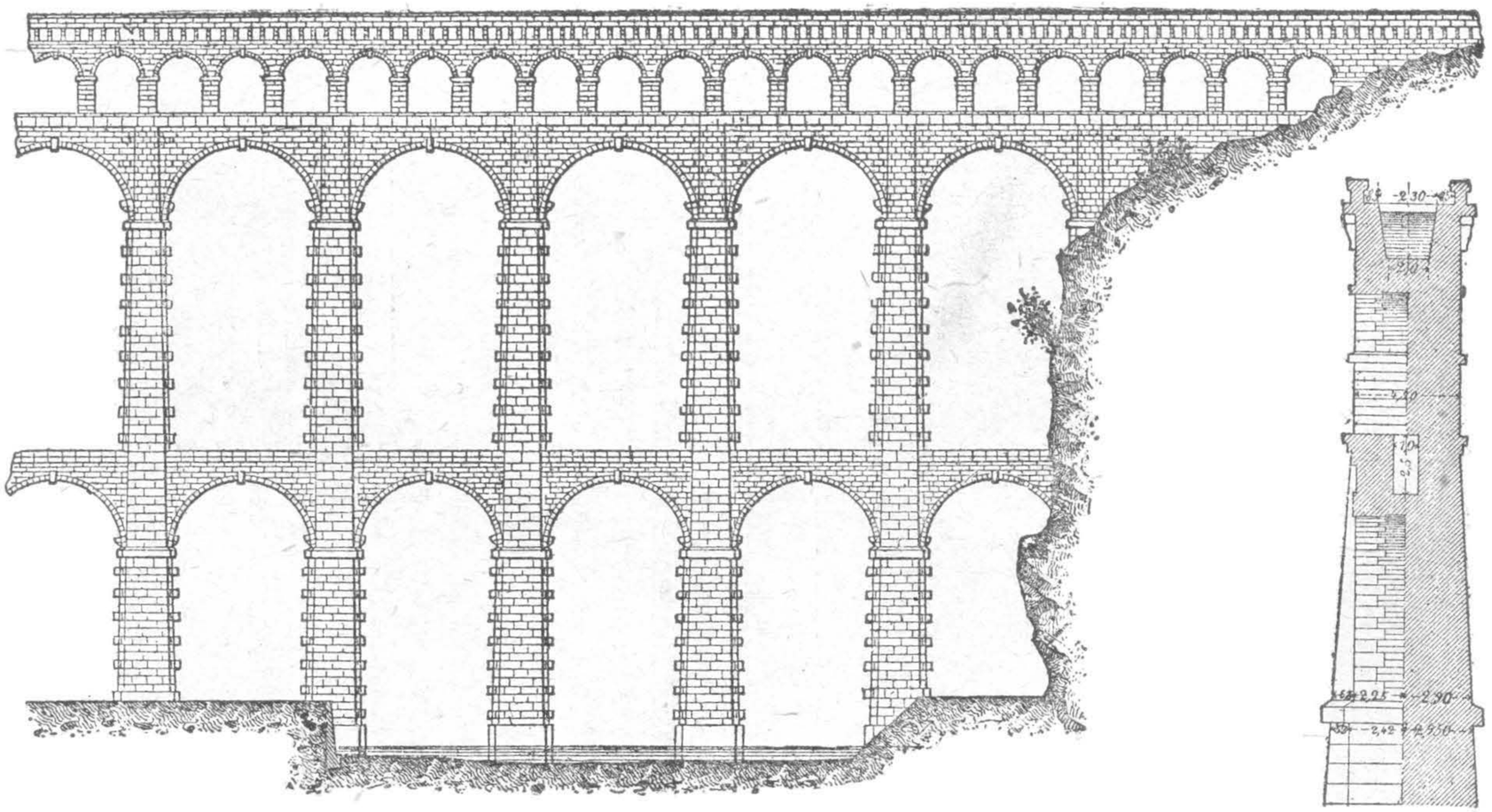
§ 5. АКВЕДУКИ.

8. — В 1840 — 1847 гг. для водоснабжения Марселя был построен один из наибольших акведуков, а именно — акведук Roquefavour (фиг. 191—193), он имеет длину 375 *м* между устоями; наибольшая высота над фундаментом достигает 82,5 *м*. Акведук имеет три яруса арок; нижний состоит из 12

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Поперечный разрез.



Общий вид.

Деталь поперечного разреза.

Фиг. 191—193. Акведук de Roquefavour (1847).

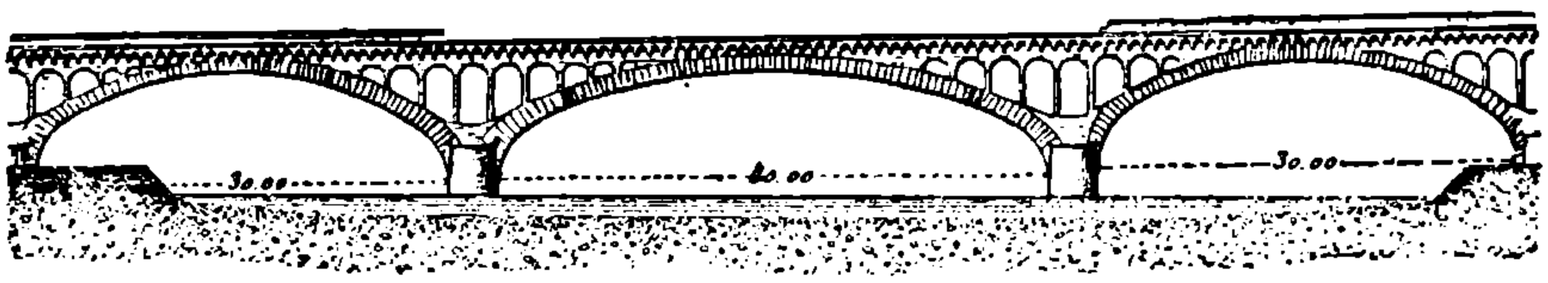
НБ УДУНТ (ДІІТ)

пролетов по 15 *м*, средний—из 15 пролетов по 16 *м* и верхний ярус из 53 арок, пролетом 5 *м*. Все арки полуциркульные.

Канал имеет глубину 2,5 *м*, ширина его по дну 2,0 и по верху 2,3 *м*. Ширина виадука в верхнем ярусе 4,5 *м*; при помощи контрфорсов опоры уширены на 13,20 *м* на уровне обреза фундамента. Толщина быков на уровне пят сводов: по верхнему ярусу 2,05 *м*, по среднему 5,40 *м* и по нижнему 6,10.

Принятые для акведука пролеты малы по сравнению с шириной опор, вид вследствие этого получается тяжелый.

Акведук, по внешнему виду представляющий обыкновенный каменный мост, изображен на фиг. 194. Здесь применены большие, сравнительно, пролеты: 30 и 40 *м* — и весьма пологое очертание арок. Надсводное строение облегчено устройством аркад. Так как большие пологие своды дают чувствительные перемещения от колебаний температуры, то применение их требует принятия особых мер для устранения фильтрации. В данном случае этого не сделано, и акведук сильно пропускает воду. Это — французский акведук через р. Yonne в Montereau.



Фиг. 194. Мост-акведук через l'Yonne.

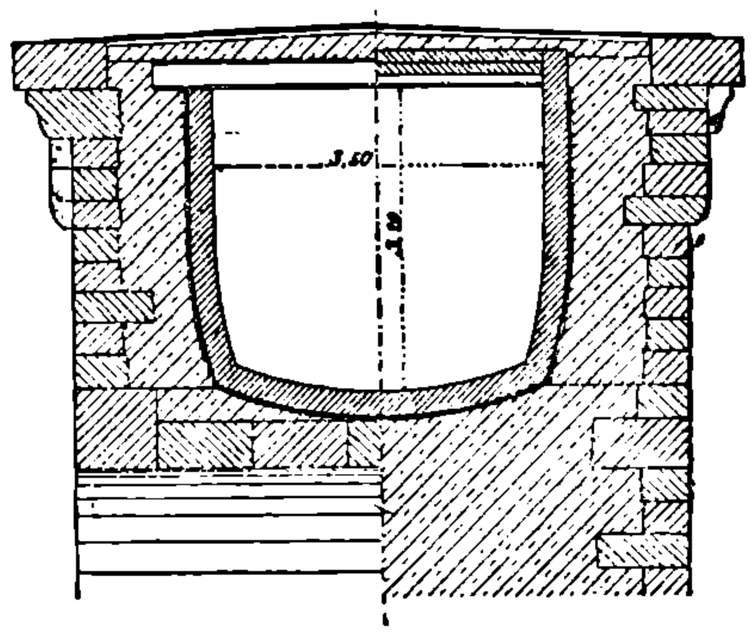
Из существующих акведуков отметим еще, кроме *Pont du Gard* (фиг. 41), акведук *Spoleto*, высотой 76,8 *м*, построенный в 600 г. (Италия), *Alcantara* близ Лиссабона, высотой 70 *м*, *Carpentras* во Франции.

В конструктивном отношении акведуки отличаются от мостов и виадуков отсутствием проезжего полотна и наличностью канала. Подвижной нагрузки нет, но зато постоянная нагрузка более значительна. Положение канала выше сводов влечет за собой устройство высоких надсводных стенок, что и создает характерный внешний признак акведуков. Важнейшей деталью конструкции их является устройство изоляции против просачивания воды. В теплом климате канал может быть сделан открытым. Там, где вода на воздухе может замерзать, канал следует прикрыть и применять меры против замерзания воды. Одним из средств против замерзания является увеличение скорости течения воды, что вместе с тем уменьшает сечение канала. Для получения выгодного сечения канала уклон на акведуке делают в 2 — 4 раза больше уклона на соседних участках канала; в существующих водопроводах уклон на мостах принят от 0,001 до 0,002.

Когда водоток в акведуке должен быть прикрыт, канал перекрывают сводом и засыпают землей для предохранения от промерзания (фиг. 195); боковые стенки делают достаточно толстыми, оставляя воздушные прослойки. На фиг. 196 вместо земли употреблен бетон и каменная облицовка в роде двускатной крыши. Так как боковые стенки канала подвергаются

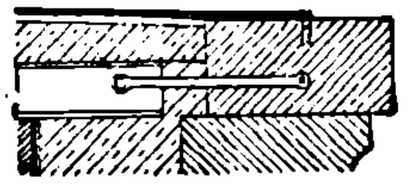
НВ УДУНТ (ДІІТ)

горизонтальному давлению воды, то применение сводчатого перекрытия может повлечь за собою увеличение толщины стенок, а, следовательно, и ширины всего сооружения; во избежание этого применяют балочное перекрытие (фиг. 197—199), которое не только не дает добавочного распора на стенки, а может быть даже приспособлено к связыванию стенок друг с другом при помощи поперечных балочек. На вышеприведенной фигуре это именно и имеет место. Поперечные двутавровые балки служат опорами для попе-



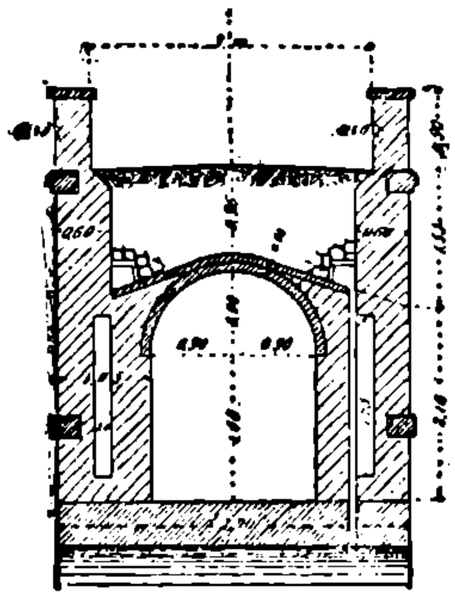
Поперечный разрез.

Продольный разрез.

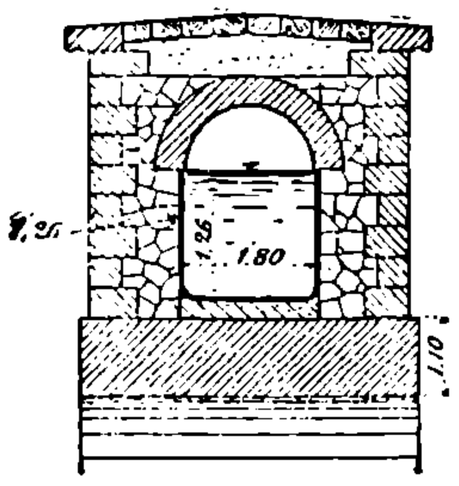


Закрепление балок.

Фиг. 197—199. Балочное перекрытие канала акведука в Бостоне.



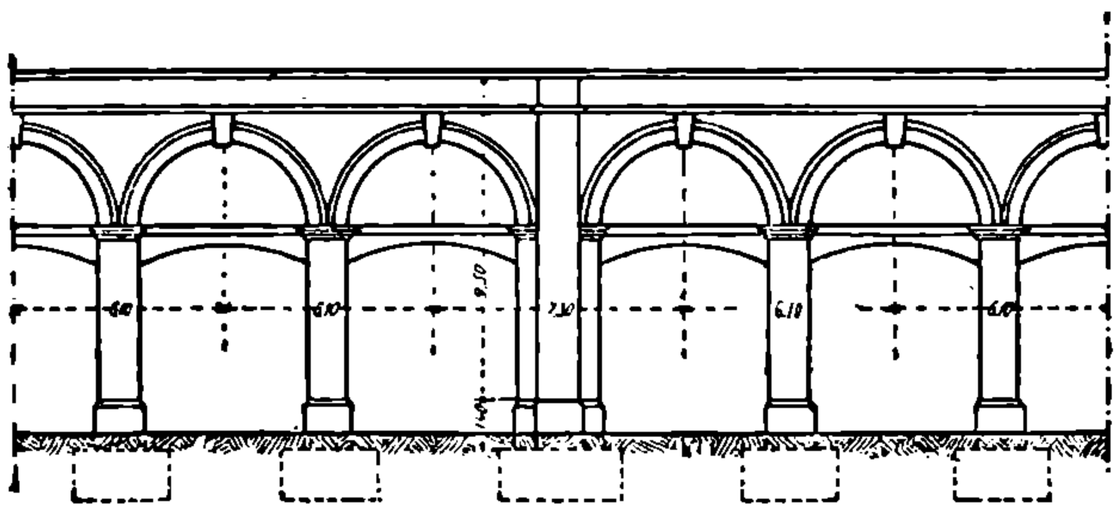
Фиг. 195.



Фиг. 196.

речных сводиков покрытия. С большим удобством здесь может быть применено железобетонное перекрытие.

Водонепроницаемость канала должна быть вполне обеспечена, ибо замерзание в кладке воды может быстро разрушить сооружение. Для достижения цели не следует допускать значительных деформаций свода, т. е., иначе говоря, больших пролетов и малых стрелок подъема. Кладка должна быть самая тщательная из хорошо подобранных камней плотных пород. Кроме того, кладка будет держаться неопределенно долгое время, когда она не пропитывается водой вследствие капиллярности; необходима надежная изоляция.

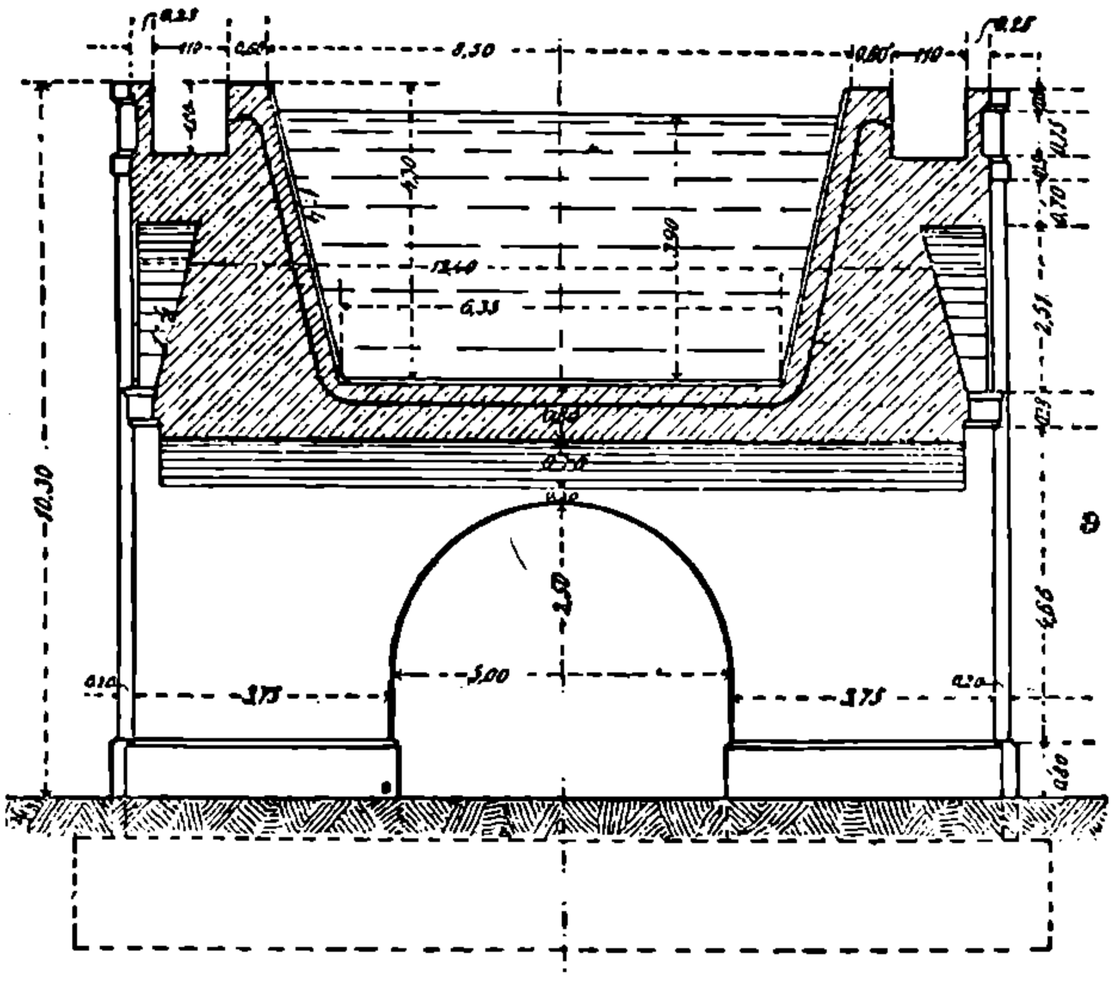


Фиг. 200. Акведук гидростанции Vizzola-Ticino: часть фасада.

При постройке венского водопровода была сделана изоляция канала из цементной смазки, толщиною 5 *см*, но цель достигнута не была, сооружение стало намокать. Цементная смазка дает волосные трещины уже при твердении; кроме того, вследствие недостатка пластичности, они появляются при неустранимых деформациях сооружения от колебаний температуры. Более удачной оказалась изоляция (фиг. 196) из смеси асфальта, гудрона и каучука.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

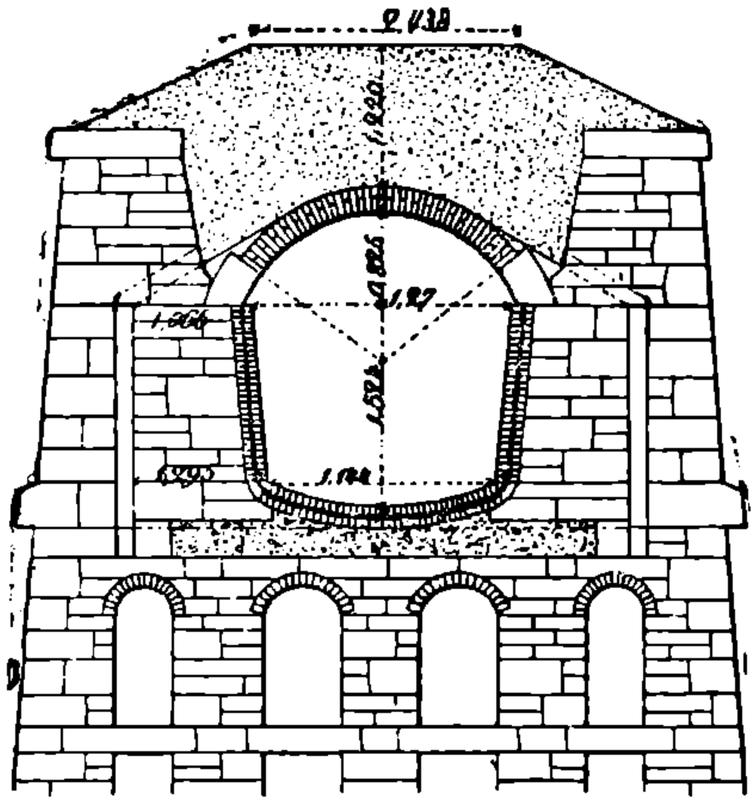
Для турбинной электрической станции Vizzola-Ticino (1897 — 1900) построен акведук длиною 200 *м*. Пролеты сводов (фиг. 200 и 201) имеют длину 4,8 *м*, опоры расположены на *свайных основаниях*. Изоляция в виде тройного слоя просмоленного войлока прикрывает дно и стенки канала; поверх изоляции канал выложен бетоном, толщиною около 30 *см*; при этом образуется как бы внутреннее корыто, независимое от моста; температура корыта равна температуре воды и очень слабо колеблется; трещины же, возможные в нижней конструкции, перекрыты изоляцией, которая предохраняет также эту часть от смачивания через поры.



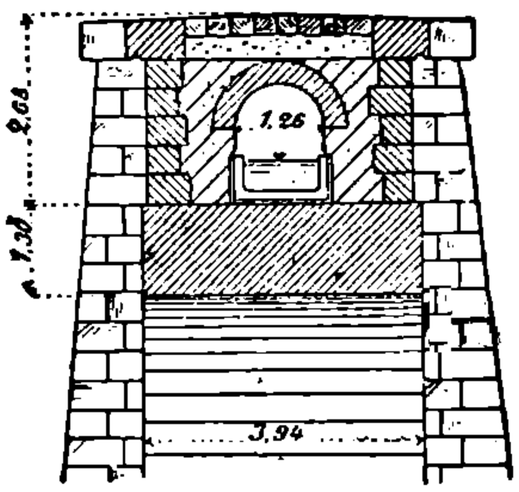
Фиг. 201. Акведук гидростанции Vizzola-Ticino: поперечный разрез.

Изоляция канала для водопровода в Бостоне (фиг. 197) состоит из слоя свинцовых листов, слоя асфальта и покрытия из кирпичной кладки.

Другие примеры устройства изоляции будут приведены в параграфе о мостах-каналах. Для акведуков следует отметить еще один прием устранения просачиваний. Он состоит в устройстве водовода отдельно от моста подобно конструкции, приведенной на фиг. 201; при этом корыто для воды может быть сде-



Фиг. 202. Акведук Sing-Sing-Kill вашингтонского водопровода: поперечный разрез.



Фиг. 203. Акведук Schwarz'a венского водопровода: поперечный разрез.

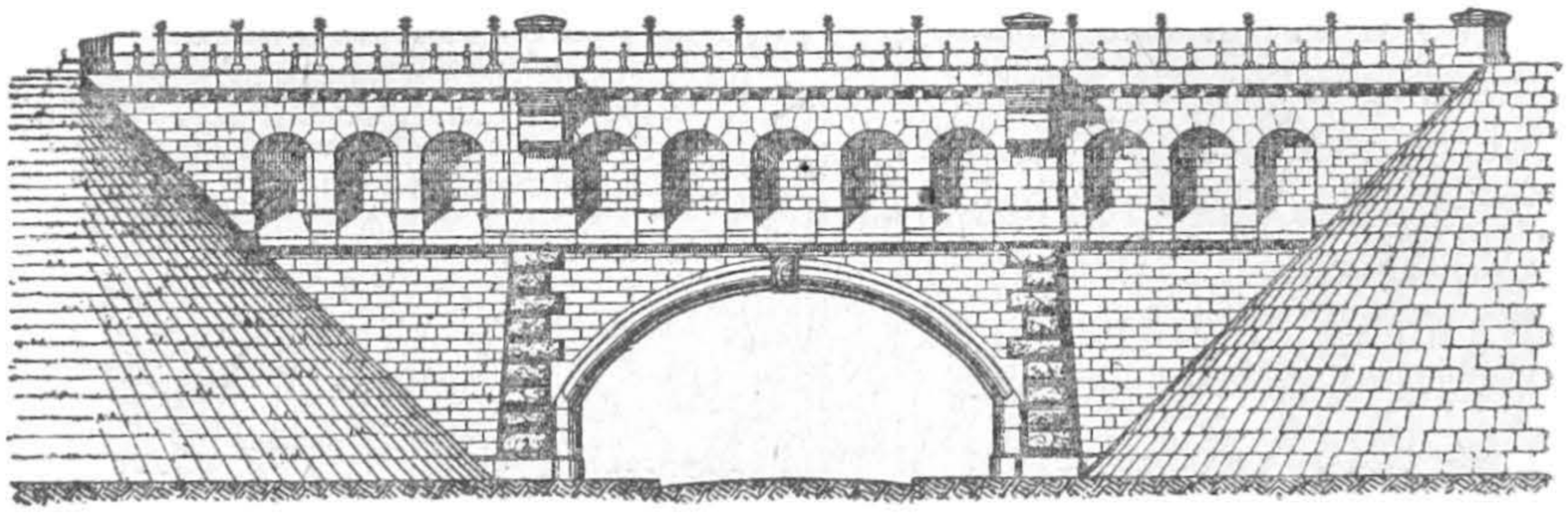
лано из железа или чугуна, как в акведуке Sing-Sing-Kill вашингтонского водопровода (фиг. 202); чугунное корыто имеет толщину 1,5 *см*.

Та же идея использована в акведуке Schwarz'a венского водопровода (1887 — 1894); в нем вода движется по бетонному корыту, отделенному толем от дна и стенок водопроводного отверстия акведука (фиг. 203).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

§ 6. МОСТЫ-КАНАЛЫ.

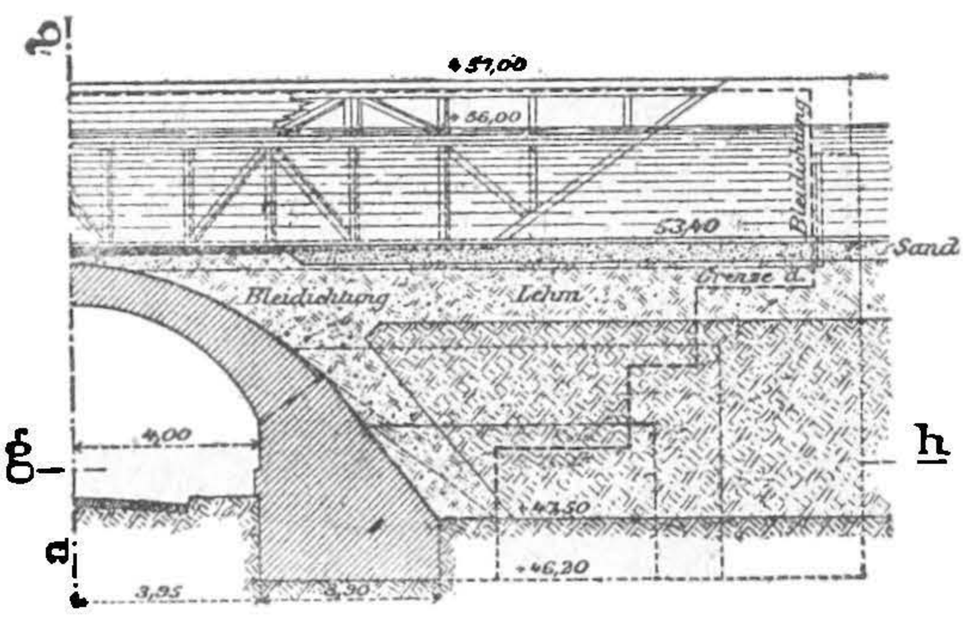
9. — Каменные мосты-каналы во Франции начали строить еще в первой половине прошлого века, существуют они теперь и в других странах; в Германии при устройстве Дортмунд-Эмского канала построено несколько прекрасно спроектированных мостов этого рода. [1])



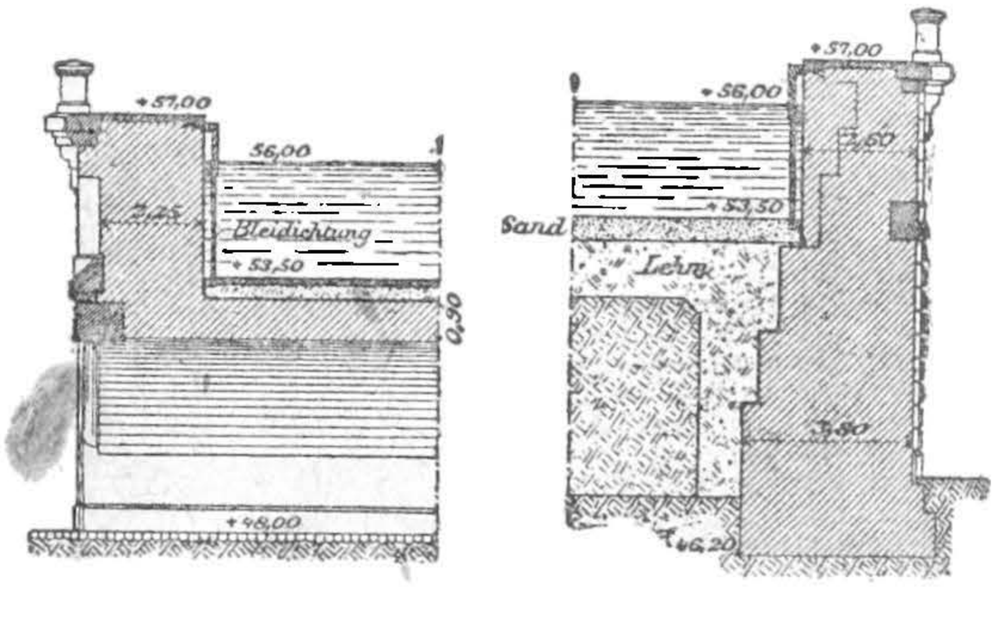
Фиг. 204. Мост-канал у Olfen: общий вид.

Мосты-каналы на этой линии сделаны шириною 18,0 *м*, достаточной для двустороннего движения судов одновременно; глубина воды 2,5 *м*, бечевники имеют ширину 2,5 — 3 *м* и возвышаются над поверхностью воды на 0,5 *м*.

Мысль о применении для пролетных строений железа вместо камня была оставлена после того, как сравнение стоимости показало, что железные будут дешевле лишь на 10%; между тем, на стороне камня солидность, долговечность и ничтожность расходов на ремонт. На фиг. 204 изображен



Фиг. 205. Мост-канал у Olfen: разрез.



Фиг. 206 — 207. Мост-канал у Olfen: разрезы по замку и устою.

фасад путепровода-канала над шоссейной дорогой у местечка Olfen. Ось канала составляет с осью шоссе угол 63°, т. е. мост косой. Пролет свода 8,0 *м*, высота просвета под мостом 4,15 *м*. Устои заложены (фиг. 205) непосредственно на прочном грунте и снабжены обратными стенками, очерченными в плане криволинейно для сопряжения прямоугольного сечения канала на мосту с трапецоидальным на насыпи.

---

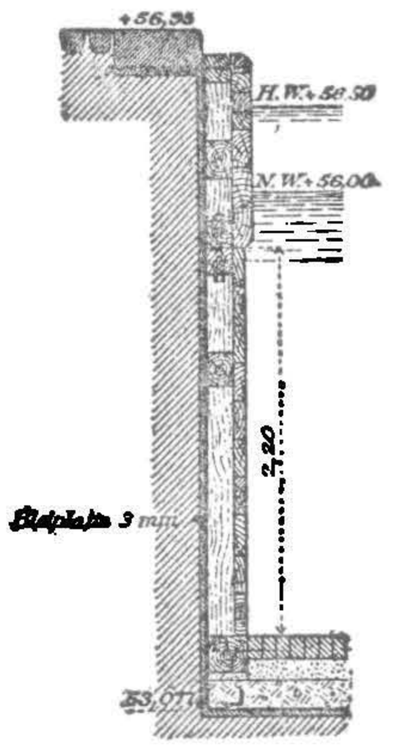
[1]) Zeitschrift für Bauwesen. 1901.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Ширина канала на мосту 18,4 *м*; глубина 2,50 *м*; толщина щековых стен 2,75 *м* (фиг. 206 — 207).

Свод сложен из камней, грубо околотых на месте производства работ по расчерченным на опалубке швам, намеченным по правилам для косых сводов (§ 8).

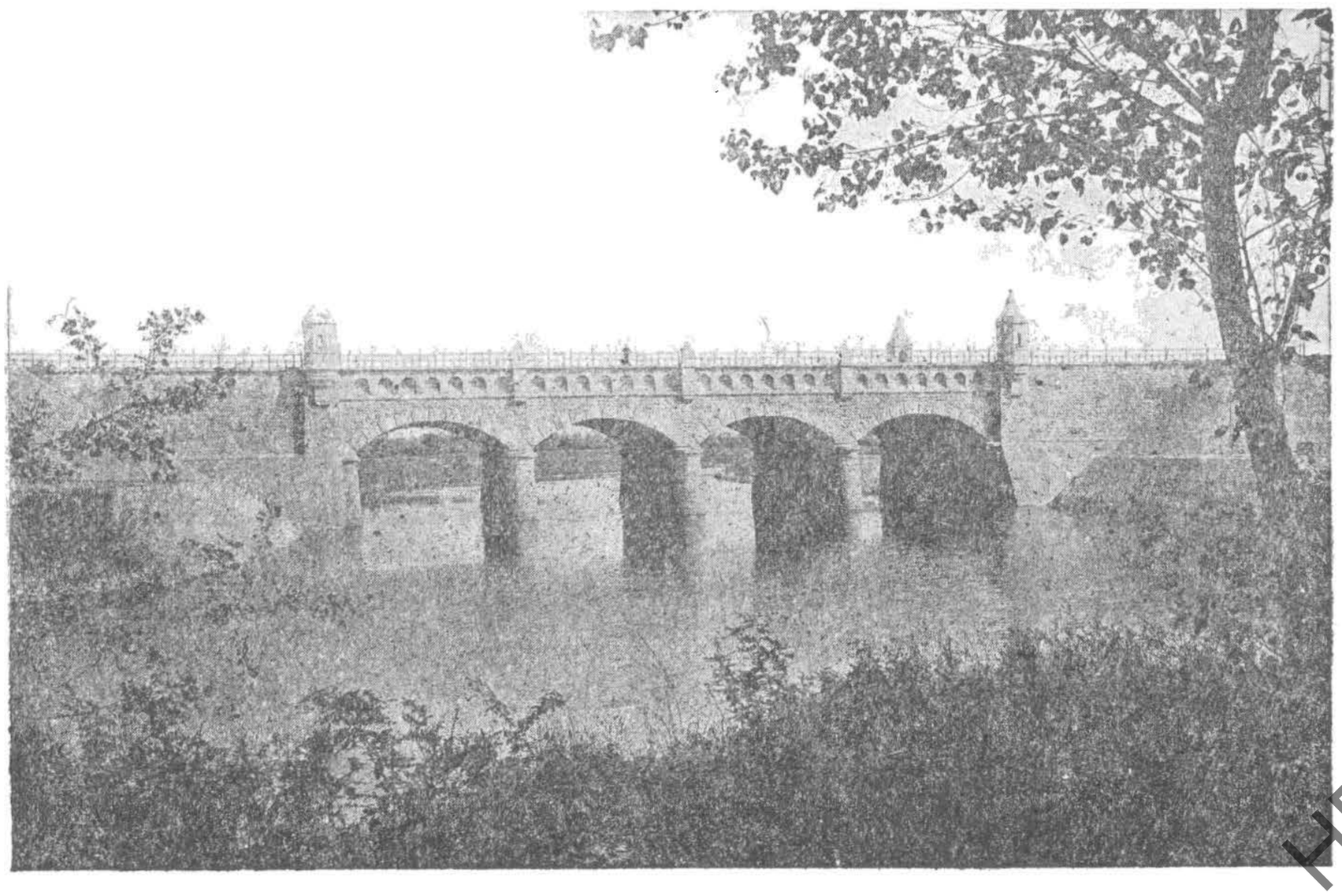
Толщина свода в замке 0,90, в пяте 1,68 *м*.



Фиг. 208. Мост-канал у Olfen: изоляция.

В качестве изоляции применена прокладка свинцового листа толщиною 2 — 3 *мм* на слое смазки в 1,5 *см*. Чтобы предупредить вредное для свинцовых листов соприкасание с цементом, листы положены по своду канала на подкладке из асфальтированного войлока или толя. На боковых стенках применена смазка по патенту Eckelt'a из смеси древесного цемента и каменноугольной смолы. Поверх свинцовых листов положен толстый слой толя. Изоляция прикрывает свод и внутренние поверхности обратных стенок. По дну канала она защищена слоем глины (фиг. 208), слоем песку и, наконец, мостовой из клинкера. На боковых стенках защита состоит из брусковой деревянной рамы, обшитой досками. Боковая стенка канала возвышается над сводом на 3,0 *м*; если ее оставить без архитектурной обработки, получится очень некрасивое, тяжелое сооружение. Наиболее удачное решение заключается в устройстве над сводом ложной эстакады (фиг. 204) в виде ниш в толще боковых стенок; это решение заимствовано в данном случае из Франции.

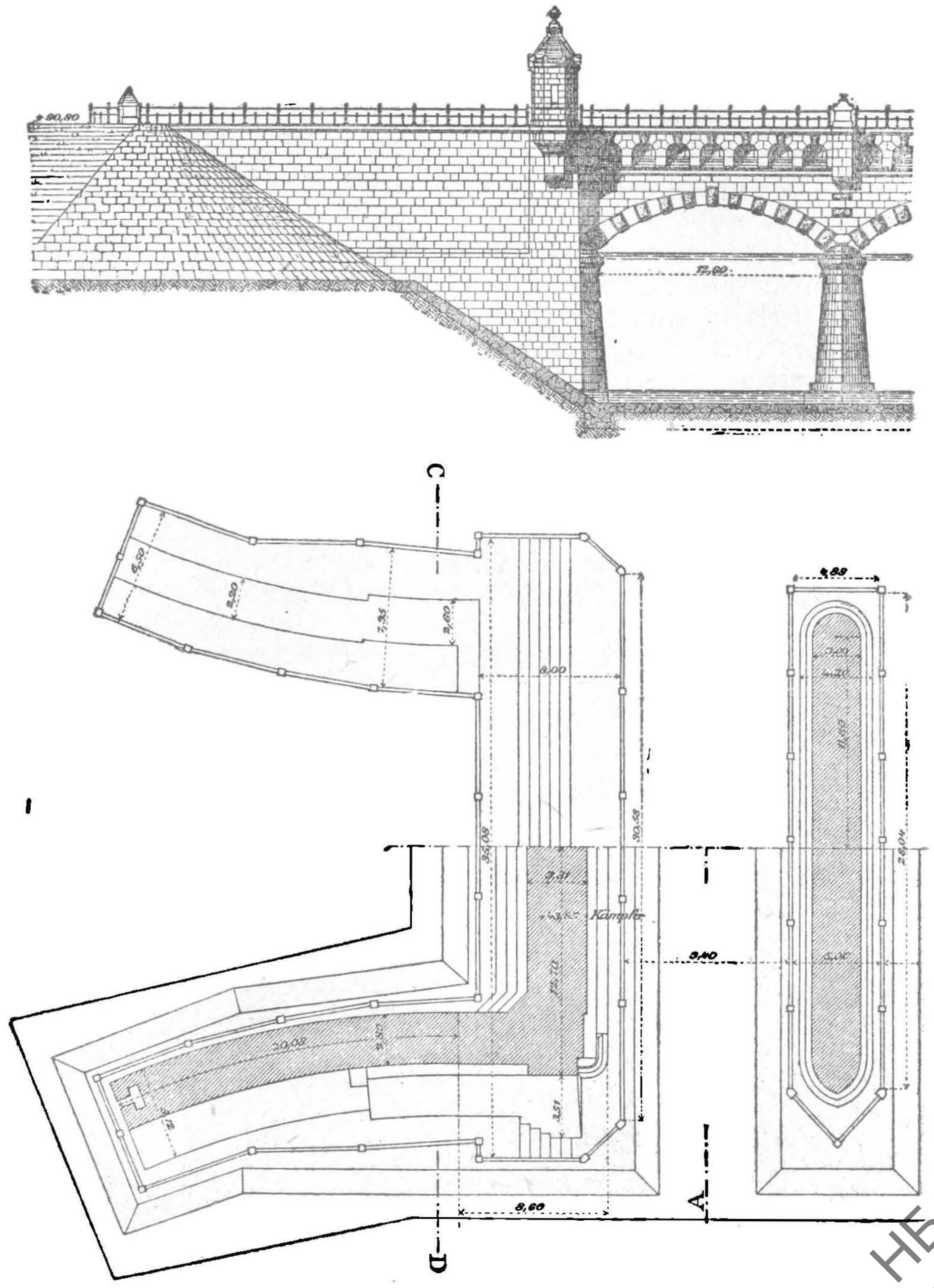
Другой пример представляет собою мост-канал через р. Эмс (фиг. 209).



Фиг. 209. Мост-канал через Эмс: общий вид.

НБ УДУНТ (ДІТ)

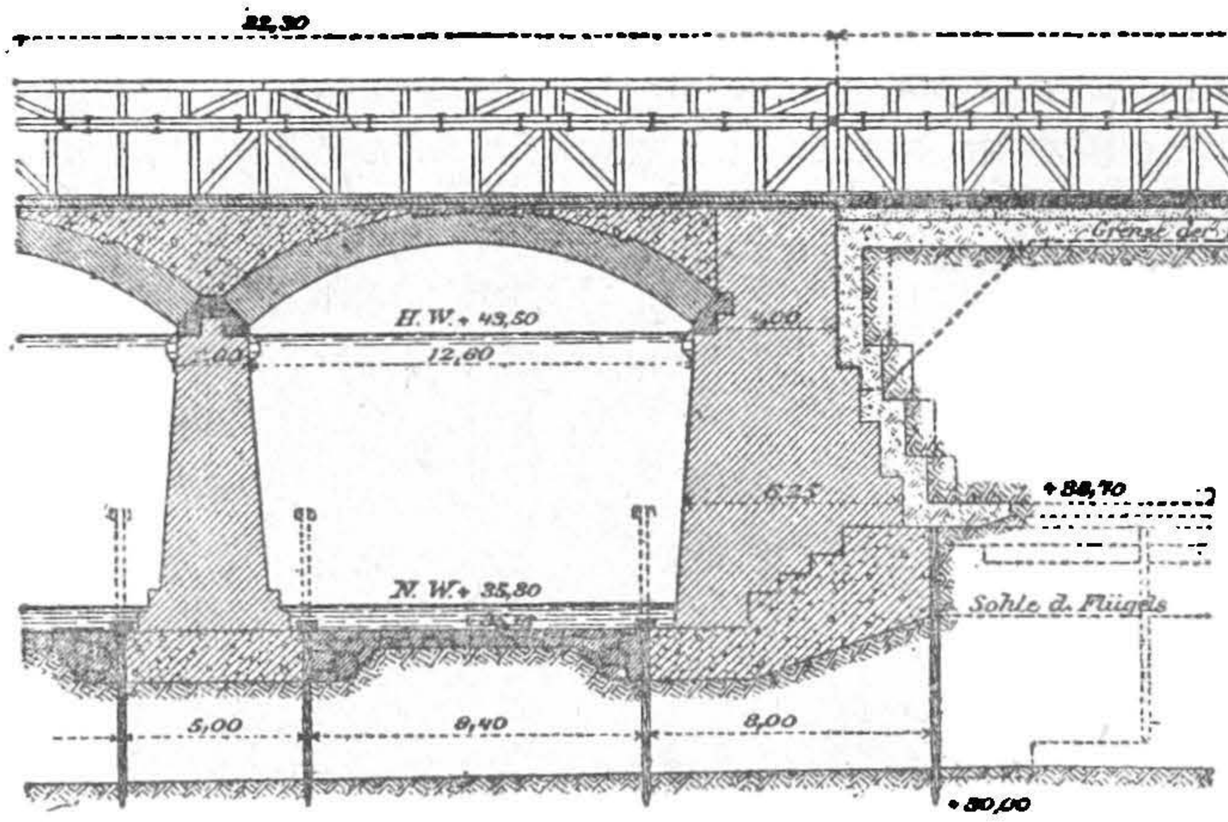
Мост состоит из 4 пролетов (фиг. 210) по 12,6 *м* на уровне пят сводов; ширина моста между наружными боковыми гранями 23,6 *м*. Грунт песчаный, под песком мергель; основания расположены непосредственно на грунте



Фиг. 210—211. Мост-канал через Эмс: часть фасада и план.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в шпунтовых ограждениях (фиг. 211 и 212). Толщина быков вверху 2,0 *м*, устоев 4,0 *м*. Обратные стенки устоев расширяются в плане для сопряже-



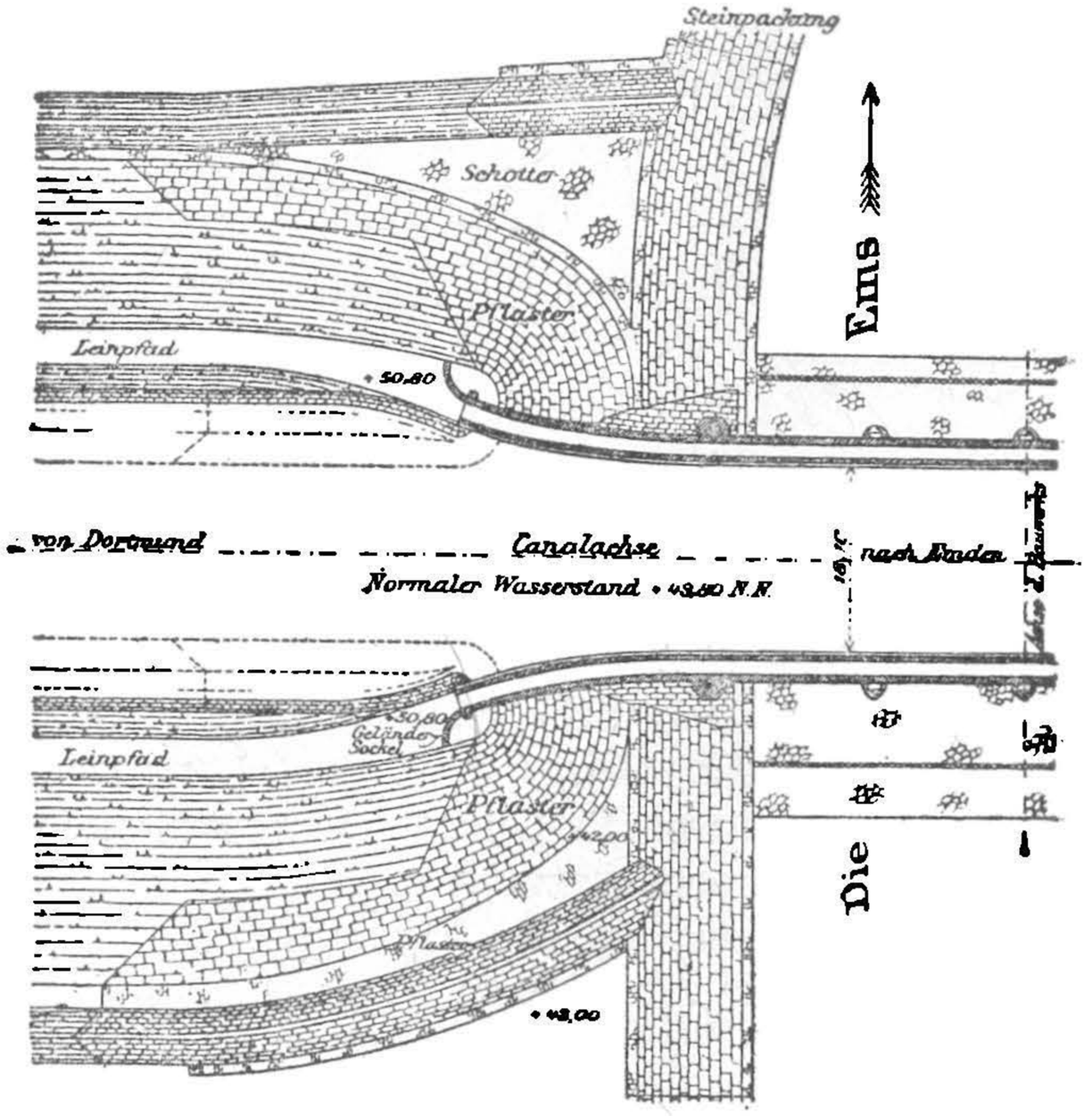
Фиг. 212. Мост-канал через Эмс: продольный разрез.

ния с насыпью канала. Эта последняя с полуторными откосами состоит из песка.

Своды очерчены по дуге круга и имеют стрелку 1 : 5,3 пролета. Пяты сводов подняты на 0,35 *м* выше высокого горизонта; для кладки сводов применен клинкер и цементный раствор состава 1 : 2. Остальные части моста сложены из песчаника, точно также как и облицовка сводов по фасаду.

Толщина свода под каналом 0,77 в замке и 1,03 *м* в пятах, а под боковыми стенками 0,90 и 1,16 *м*, причем напряжения достигают 16,6 *кг* на *кв. см*.

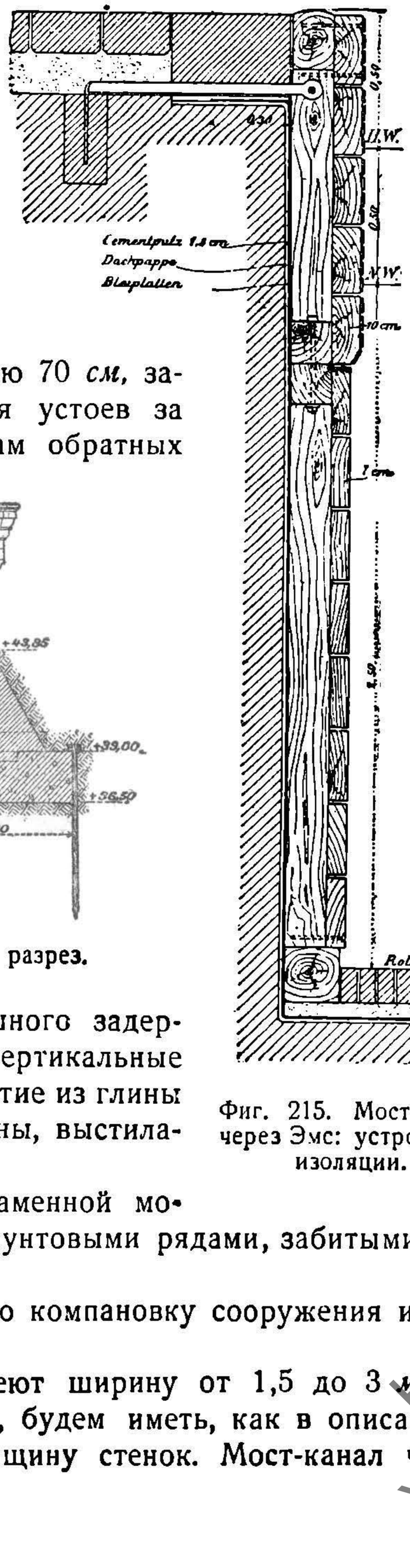
Пазухи между сводами заполнены бетоном, поверх которого положена изоляция. Последняя устроена следующим образом. По дну и боковым стенкам наложена цементная смазка толщиною 1,5 *см*, на которой уложены толь и слой листового свинца толщиною 3 *мм*; листы свинца тщательно спаяны друг с другом в нахлестку на 20 *мм* и запущены в кладку боковых стен на 20 *см* выше поверхности воды (фиг. 215). Изоляция защищена от повреждений



Фиг. 213. Мост-канал через Эмс: сопряжение с насыпью.

НБ УДУНТ (ДІТ)

извне по дну канала при помощи клинкерной мостовой на слое песку, на боковых поверхностях при помощи деревянной обшивки; нижняя часть стенки на высоту 2,3 *м* обшита досками толщиною 7 *см* по раме из брусков сечением 15 × 15 *см*, верхняя состоит из досок 10 *см* по клетке из брусков 15 × 20 *см*. Устройство изоляции на этом мосту стоит 79 000 марок, при полной стоимости моста 867 000, т. е. составляет около 9% последней.



Фиг. 215. Мост-канал через Эмс: устройство изоляции.

На фиг. 213 представлен план сопряжения моста с насыпью канала. Конструкция этого места требует особого внимания в виду возможного просачивания воды по поверхности соприкасания кладки устоев с насыпью. В рассматриваемом случае для устранения просачивания внутренние грани устоев обложены непрерывным слоем глины, толщиною 70 *см*, запущенным вниз до бетонного основания устоев за шпунтовой стенкой (фиг. 214); по концам обратных

Фиг. 214. Мост-канал через Эмс: поперечный разрез.

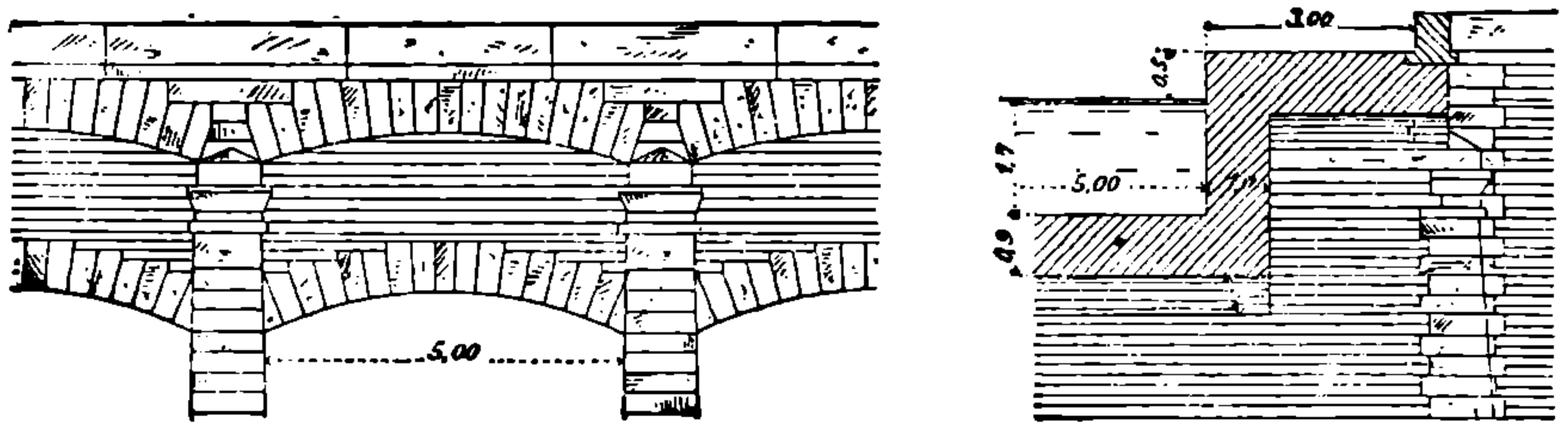
стенок устоев (фиг. 211) для более успешного задержания воды устроены таврового сечения вертикальные каналы, забитые глиной. Описанное прикрытие из глины сопрягается непосредственно с слоем глины, выстилающим дно и стенки канала в насыпи.

Под мостом ложе реки укреплено каменной мостовой и прикрыто от размыва двумя шпунтовыми рядами, забитыми поперек реки выше и ниже моста.

Из французских мостов удачную общую компановку сооружения имеет мост через реку Largue.

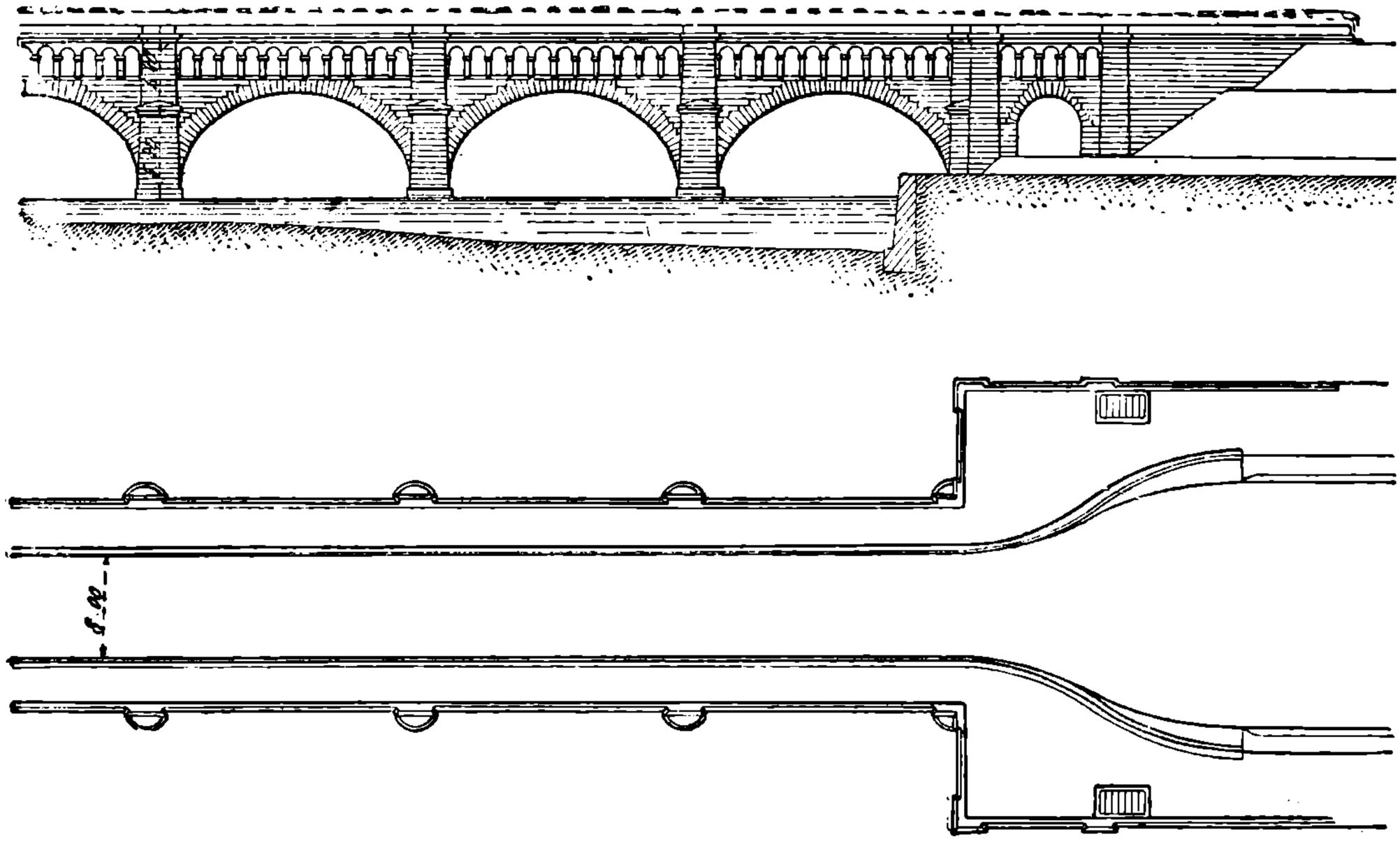
Так как бечевники вдоль канала имеют ширину от 1,5 до 3 *м*, то, располагая их на боковых стенках моста, будем иметь, как в описанных выше немецких мостах, значительную толщину стенок. Мост-канал через

Largue (фиг. 216 — 217) имеет бечевники по 3,0 *м*, но для поддержания их устроены особые своды; толщина боковых стенок принята лишь 1 *м*.



Фиг. 216 — 217. Мост-канал Largue.

Мост-канал de Béziers (фиг. 218 — 220) имеет общую длину 198 *м*, своды при пролете 17 *м* и при стреле подъема 7 *м* имеют коробовое очертание; толщина в замке 1,13 *м*. Толщина быков 3,0 *м*. Для уменьшения кладки в боковых стенках и для устранения тяжелого вида моста применен особый прием (фиг. 220): в боковых стенках сделаны продольные галереи, перекрытые особыми сводиками, поддерживаемыми с наружной стороны аркадой с пролетами 1,20.



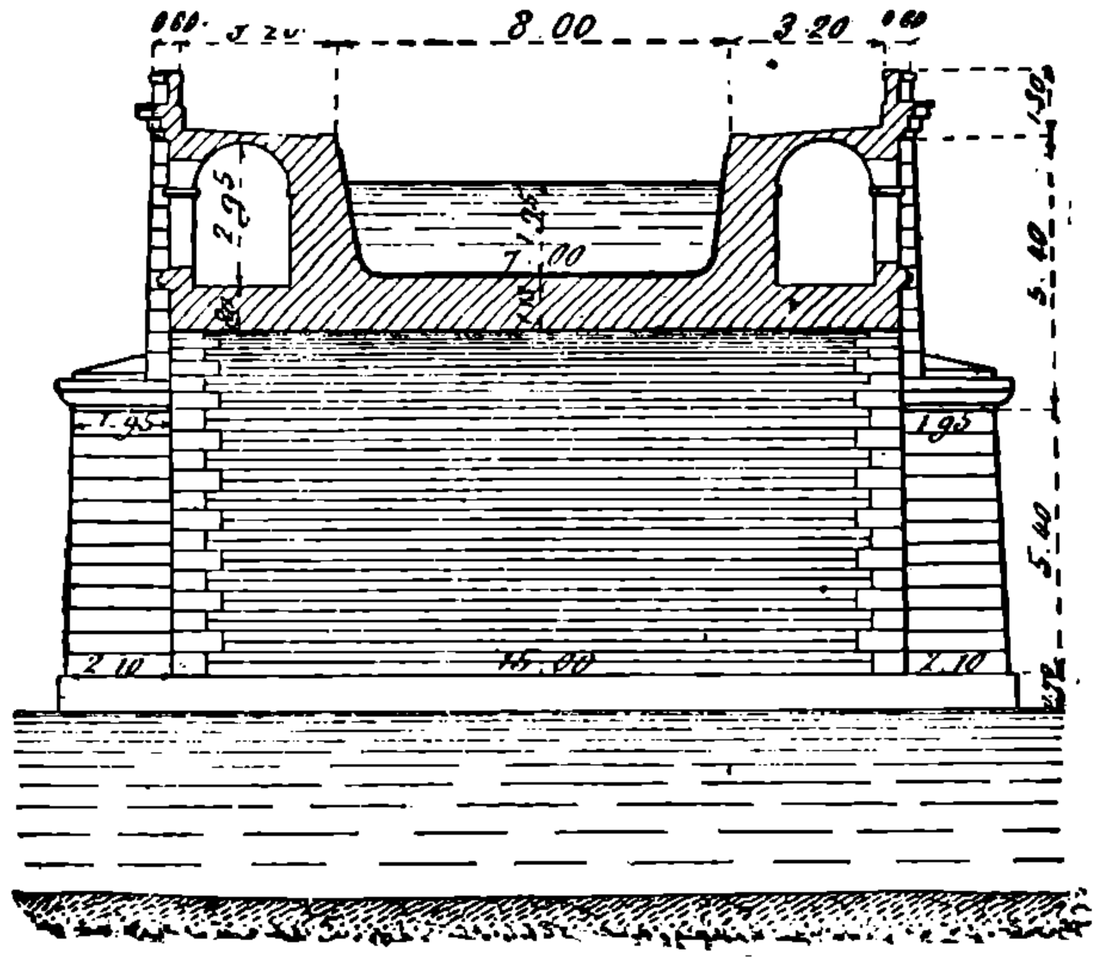
Фиг. 218 — 219. Мост-канал de Béziers: общий вид и план.

По этому же типу построен мост-канал d'Agen через Гаронну, состоящий из 23 пролетов, по 20 *м* каждый.

Что касается изоляции, то на первых мостах ее помещали по поверхности канала в виде слоя асфальта; однако опыт показал, что такая изо-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

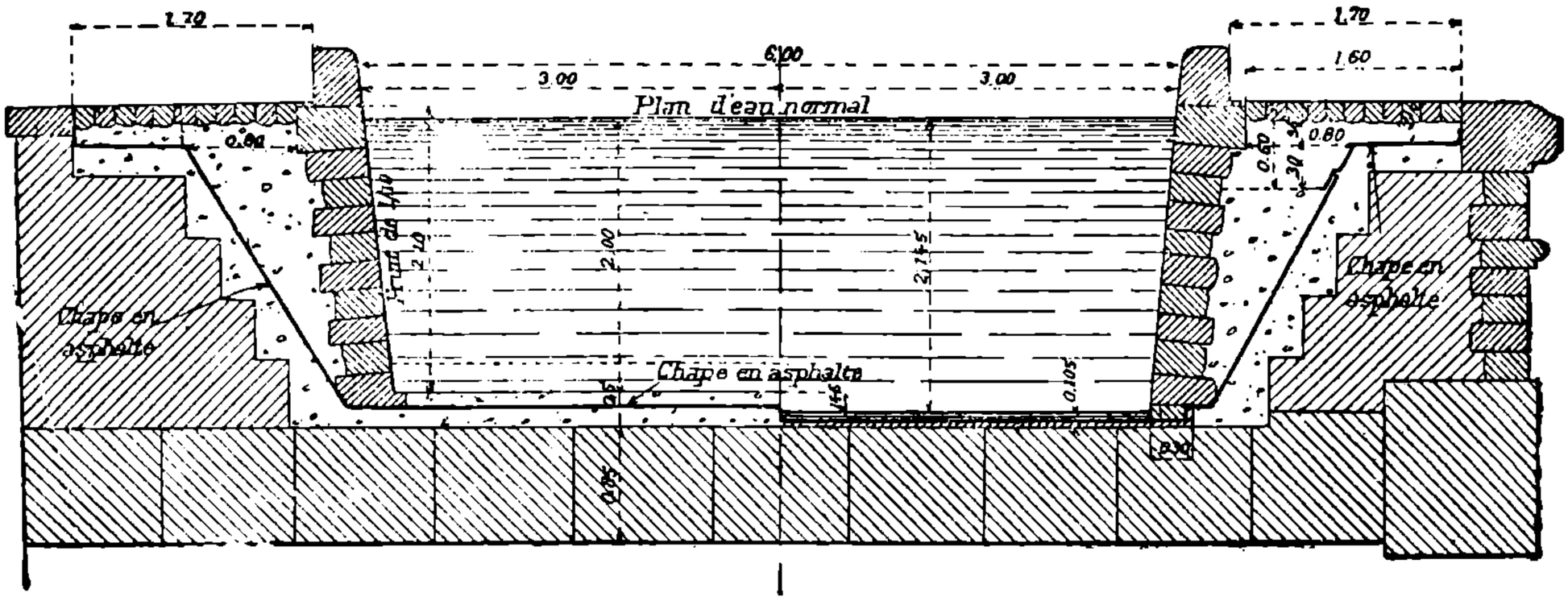
ляция легко подвергается повреждениям баграми и, отставая от кладки, дает трещины. Хорошие результаты получены были, когда слой асфальта заделывался в кладку стен (фиг. 221), а по дну прикрывался бетоном или кирпичной кладкой с заливкой швов асфальтом.



Фиг. 220. Мост канал de Béziers: поперечный разрез.

Водонепроницаемость старых мостов поддерживается повторяемой ежегодно или через 2 года смазкой поверхности канала горячим гудроном, который заливает поры камней и волосные трещины, возникающие вследствие колебаний температуры.

На одном из французских мостов-каналов был случай, который следует отметить. Зимою 1870/71 г. на мосту-канале Troussey не озаботились окол-

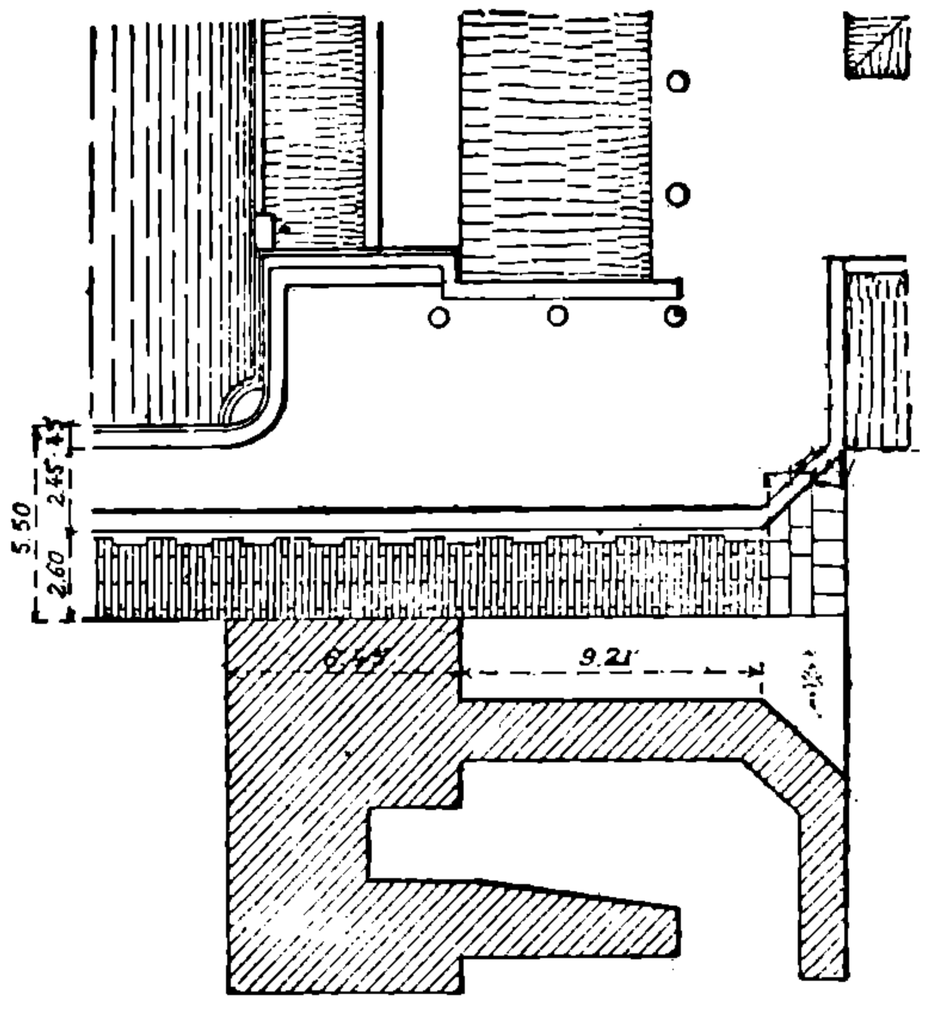


Фиг. 221. Поперечный разрез моста-канала.

кой льда по мере его образования; лед оказал настолько сильное распирающее давление, что одна из стен канала была отклонена внаружу, причем в своде образовалась большая трещина, заделать которую стоило больших трудов и значительной потери времени.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

На фиг. 222 представлено сопряжение моста Saint-Florentin с насыпью. Устой значительно уширен по сравнению с шириною самого моста; между обратными стенками его и стенками канала получается большая толща земли; тем не менее, для лучшей обеспеченности от фильтрации устроены прикрывающие каждую обратную стенку особые диафрагмы из каменной кладки.



Фиг. 222. Сопряжение моста-канала с насыпью.

§ 7. ТРУБЫ.

10. — Каменная труба — очень распространенное на железных дорогах искусственное сооружение, устраиваемое для пропуска ливневых вод суходолов, ручьев и, иногда, речек, пересекаемых дорогой. Как выше было упомянуто, труба представляет собой особый тип каменного моста небольшого пролета, устои которого или совершенно отсутствуют, или берутся по высоте не в соответствии с насыпью, а в соответствии с высотою подпертой воды.

При возведении моста в перерыве высокой насыпи потребовалось бы устройство высоких и длинных, а, следовательно, очень дорогих устоев. Чем выше насыпь, тем выгоднее строить вместо моста трубу, которая как бы пронизывает насыпь поперек по ее подошве. Отсюда вытекают две характерные черты трубы: 1) наличность над трубой более или менее высокой толщи насыпи, иногда до 20 *м*; 2) развитие ширины сооружения, считая таковую поперек пути; ширина здесь определяется не шириной ездового полотна, а шириной насыпи на том уровне, на котором труба заложена. Ширина сооружения обращается в *длину* трубы. Например, для 20-метровой насыпи труба имеет длину по обрезу фундамента $2\ (1^1/_2 \cdot 20) + 5{,}60 = 65{,}60$ *м*; на значительное развитие длины трубы теряется значительная часть экономии, получаемой на понижении высоты сооружения, но все же еще остается часть ее, и сооружения эти рекомендуются, как экономные, для насыпей средней и большой высоты.

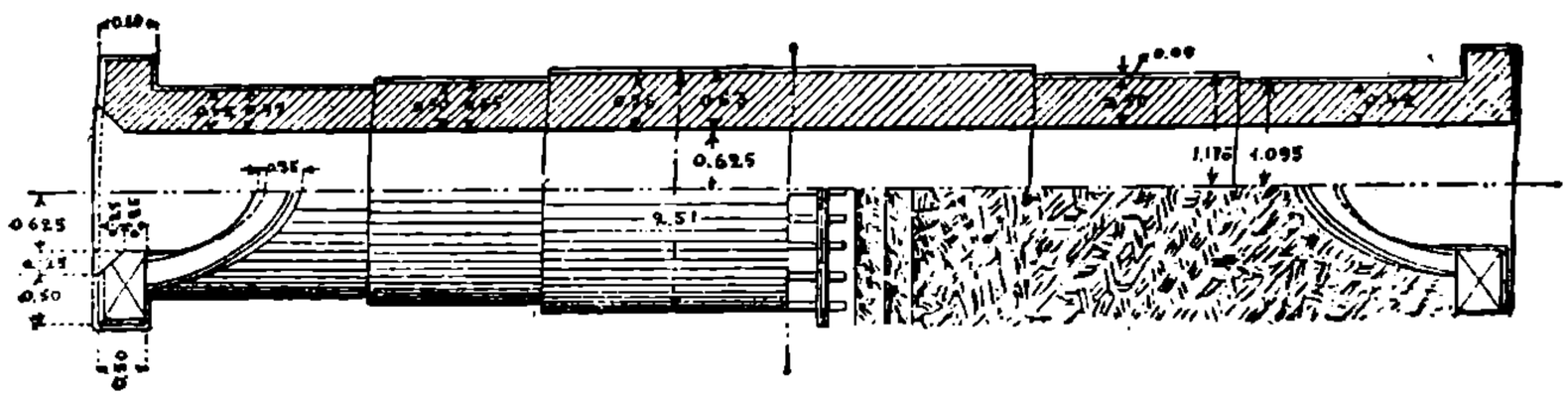
Каменные трубы применяются у нас отверстием от 1,0 метра до 6,5 *м* и изредка до 8 *м*. Наибольшая средняя скорость протекания воды в них при устройстве русла в трубе из каменной кладки, что обыкновенно всегда и бывает, равна 5,0 *м/сек*.

Труба отверстием 6,5 *м* может при этом пропустить около 60 куб. метров в секунду. Иногда устраивают двухпролетную трубу, которая может пропустить поток с расходом, вдвое большим.

Труба, изображенная на фиг. 223 — 225, состоит из подъемистого свода, очерченного по кривой давления, и сплошного фундамента. Толщина

НБ УДУНТ (ДІІТ)

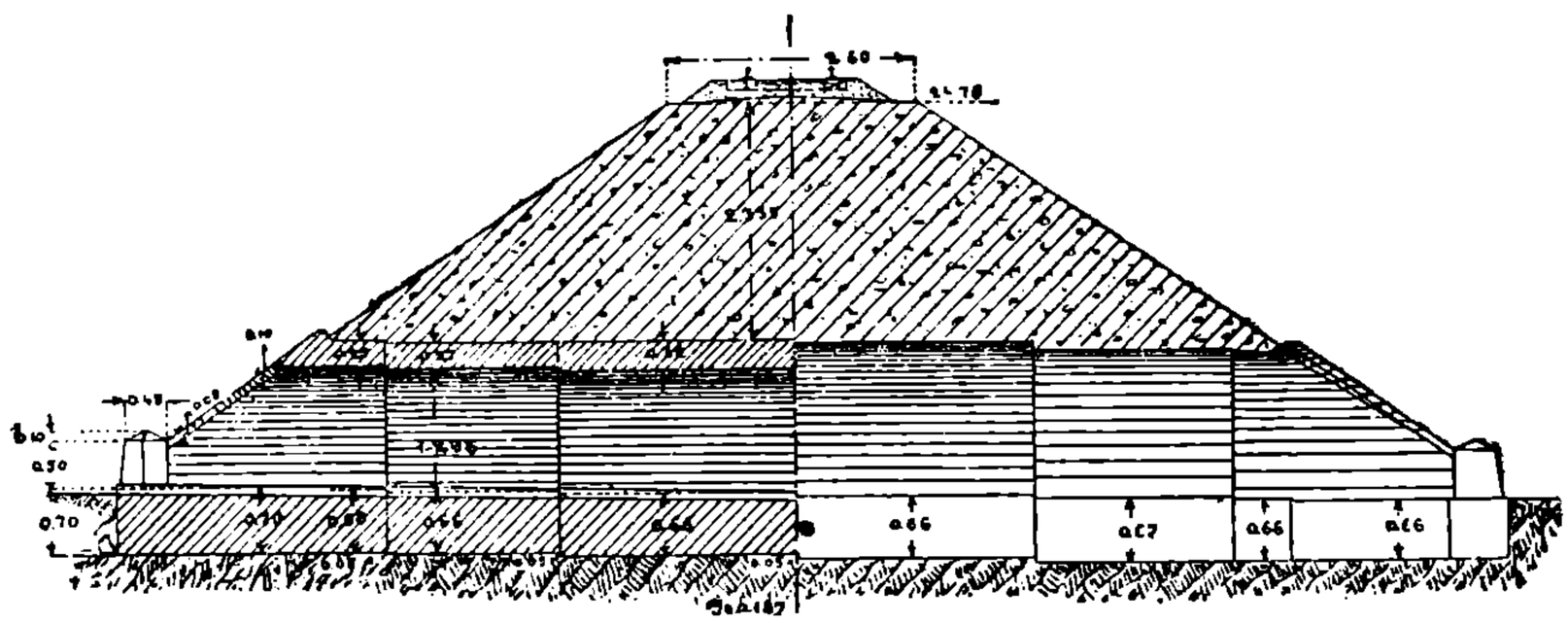
свода изменяется по длине трубы, в зависимости от большей или меньшей высоты лежащей над ней насыпи.



План.

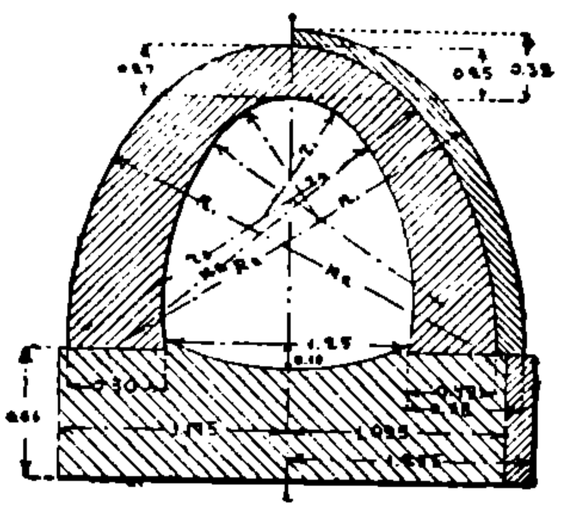
Фиг. 223. — 224. Труба.

Вследствие различной нагрузки различных участков трубы, а также вследствие возможной неодинаковости грунта на значительном ее протяжении, возможна неравномерная осадка трубы, следствием которой может



Продольный разрез.

оказаться появление трещин, излом трубы в нескольких поперечных сечениях. Во избежание получения неправильных трещин, трубу разрезают на отдельные звенья, длиною от 3,00 до 6,50 *м*; сквозные разрезы устраиваются прокладкой шелевки на время кладки. Изменение толщины свода и ширины фундамента делается с переходом от одного звена к другому (фиг. 224).



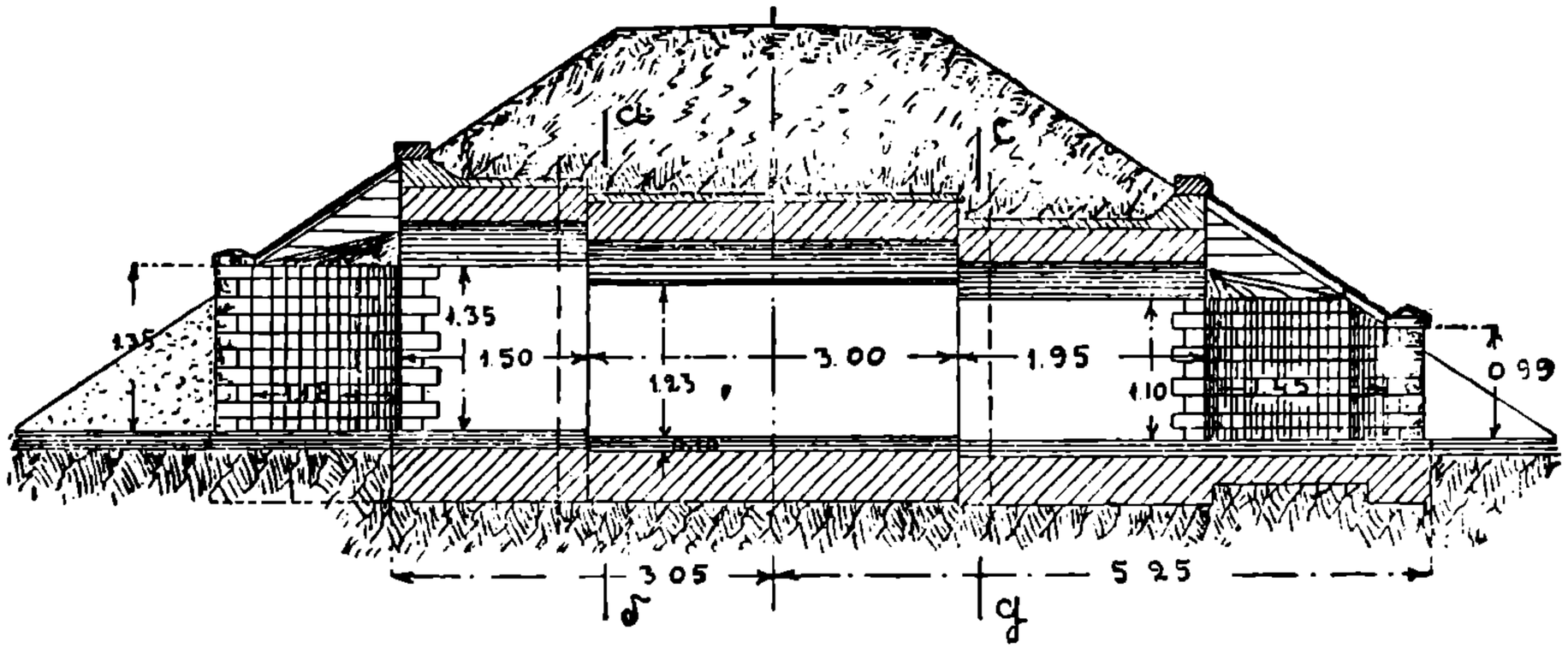
Фиг. 225. Труба: поперечный разрез.

Кроме свода и фундамента, следует обратить внимание на устройство входного и выходного *оголовков* трубы. Так называются верхний и нижний концы трубы, считая по течению потока. На фиг. 223 — 224 оголовки почти отсутствуют. Конец трубы срезан плоскостью, параллельной откосу, и снабжен легким воротником. Для закрепления нижних острых концов воротника таковые прикрыты короткими стенками — тумбами.

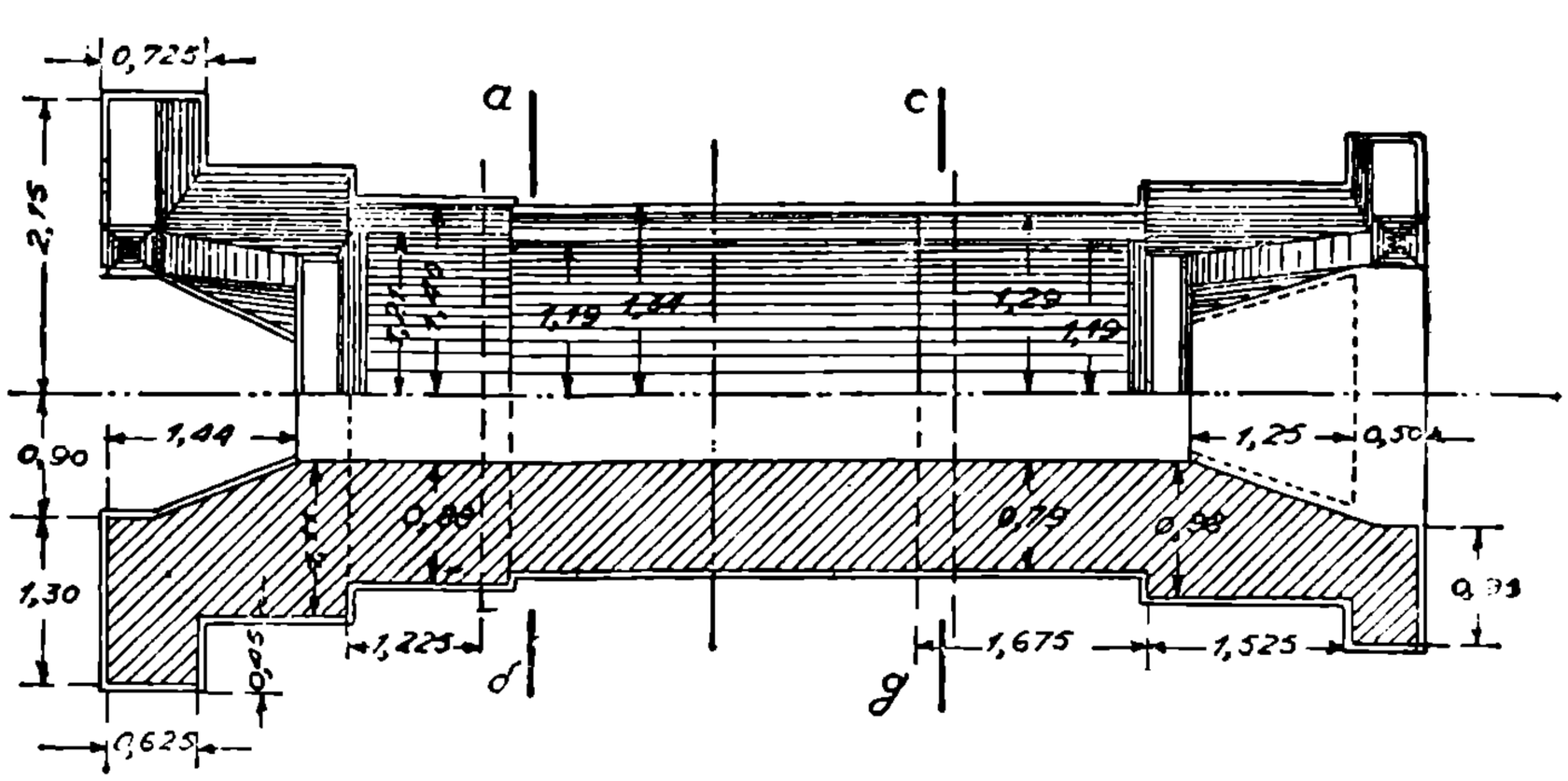
Труба, изображенная на фиг. 226 — 229, отличается от предыдущей, во-первых, очертанием свода. Свод пологий, поддерживаемый устоями, прикрыт забуткой и смазкой. Во-вторых, в тех сечениях, где свод трубы прорезает откосы, труба обрывается вертикальными плоскостями, параллель-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

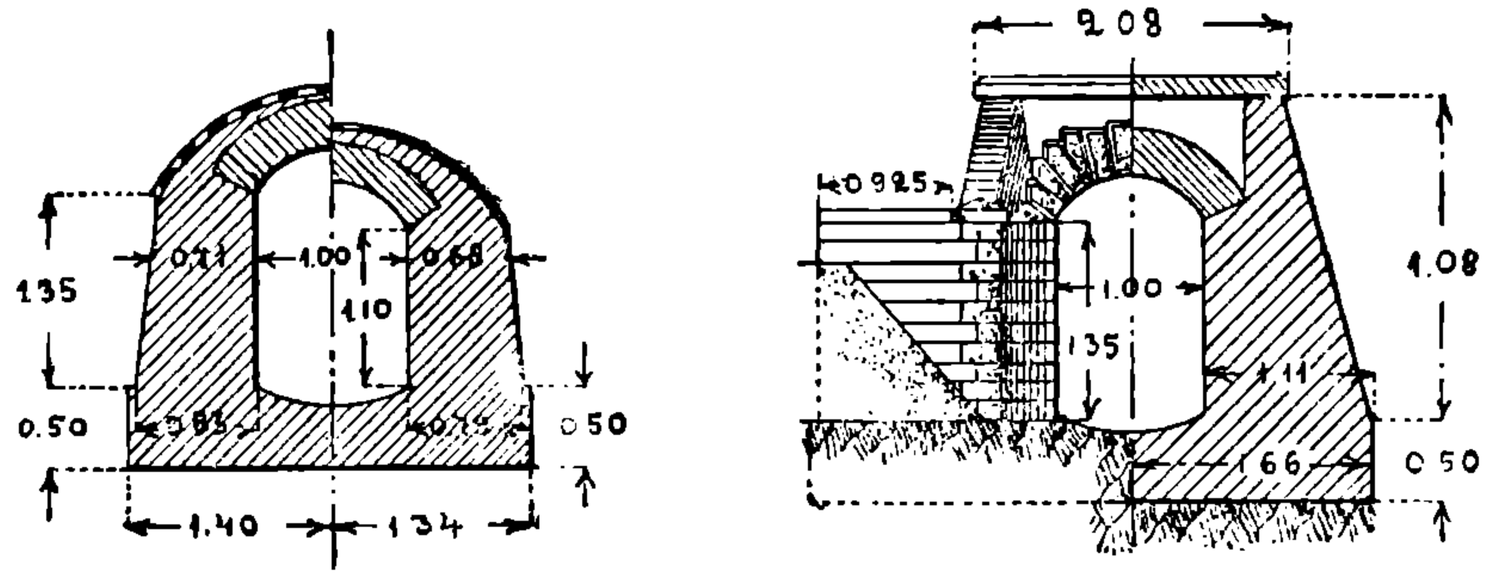
ными оси пути, и с этого места снабжена оголовками, состоящими из подпорных стенок, образующих воронкообразное уширение отверстия трубы. При такой конструкции оголовков вода спокойнее проходит в трубу, с меньшим развитием водоворотов, что сказывается уменьшением отверстия трубы при прочих равных условиях. Расходящиеся стенки оголовка следят за уклоном откоса, но не доведены до подошвы его. На уровне, немного



Продольный разрез.



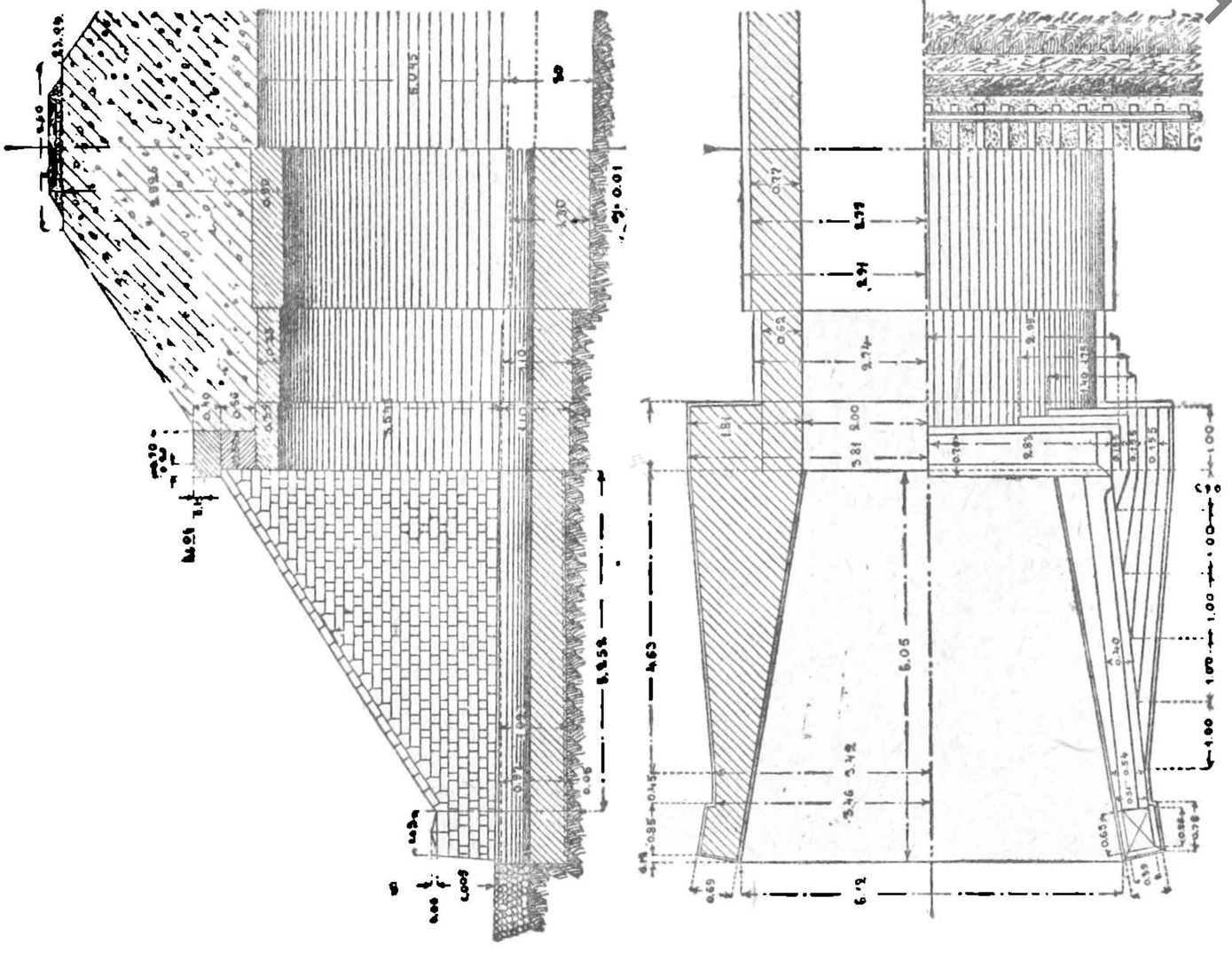
План.



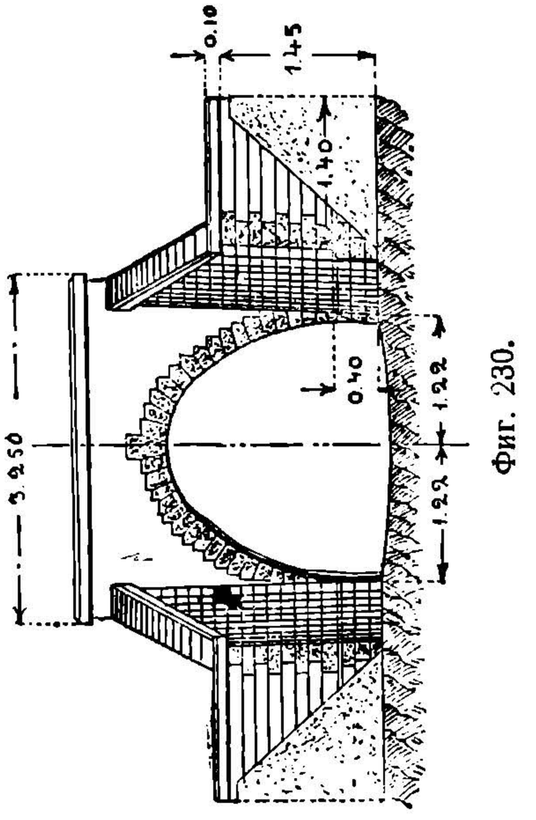
Поперечные разрезы.

Фиг. 226 — 229. Труба.

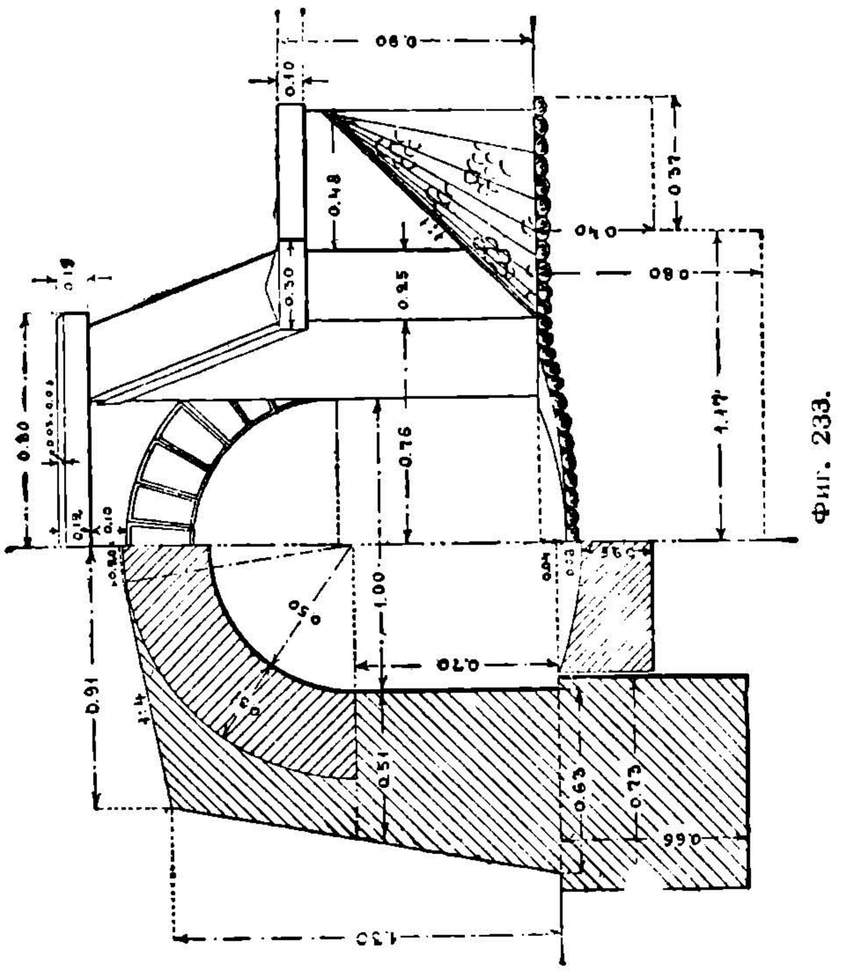
НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 231 — 232.



Фиг. 230.



Фиг. 233.

превышающем уровень подпертой воды, стенки поворачивают вдоль оси пути, а откос спускается конусом (фиг. 226); длина стенки сообразуется с длиной заложения конуса.

Что касается фундамента, то здесь он также сплошной под звеньями трубы; в оголовках — устроен лишь под стенками, хотя у выходного оголовка и промежуток между фундаментами стенок заложен кладкой (фиг. 227).

Фиг. 234 — 236. Английская труба.

Высота устоев постепенно уменьшается к выходному концу трубы, соответственно предполагаемому понижению уровня воды с увеличением скорости протекания.

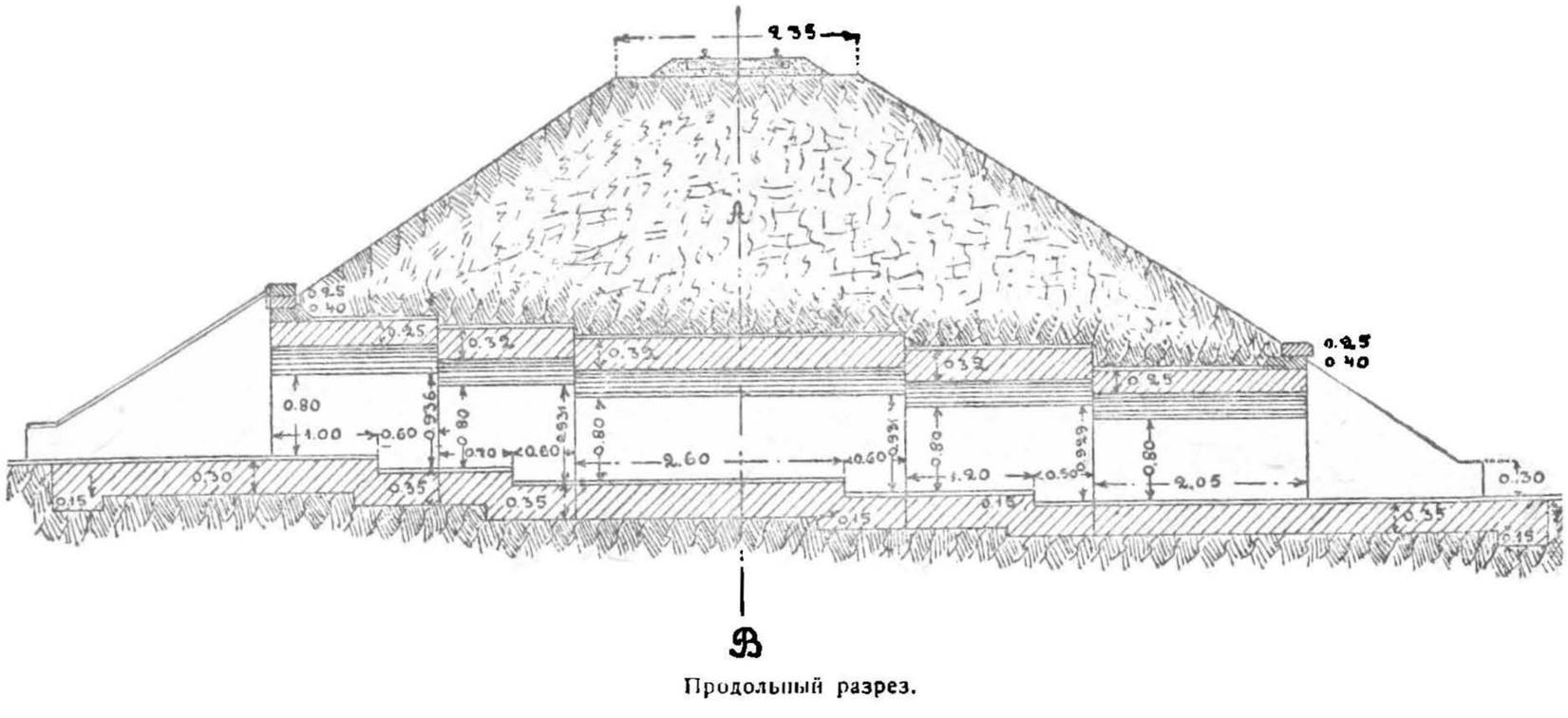
Количество кладки в трубах этого типа гораздо больше, чем типа предыдущего.

Оголовки с подпорными стенками устраивают также и при более рациональном очертании свода трубы, чем по предыдущему примеру. На фиг. 230 — 232 приведена конструкция трубы для подобного очертания.

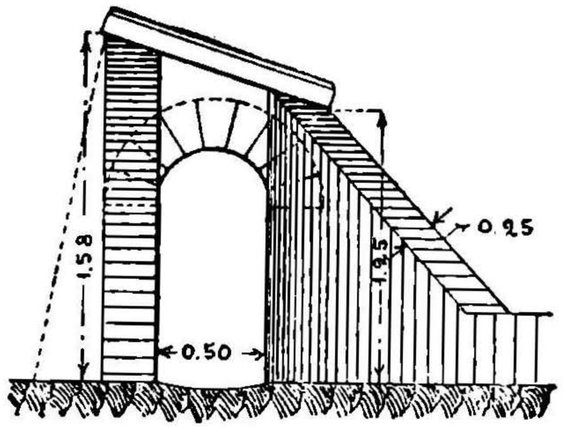
На фиг. 233 представлен случай, когда, в виду достаточно плотного грунта, фундаменты под устоями сделаны отдельные. При этом дно (лоток) трубы может быть вымощено одиночной или двойной мостовой, в зависимости от предусматриваемой скорости протекания воды, которая определяется естественными данными и величиной отверстия трубы.

Лоток трубы чаще, однако, делают из каменной кладки (как это и по-

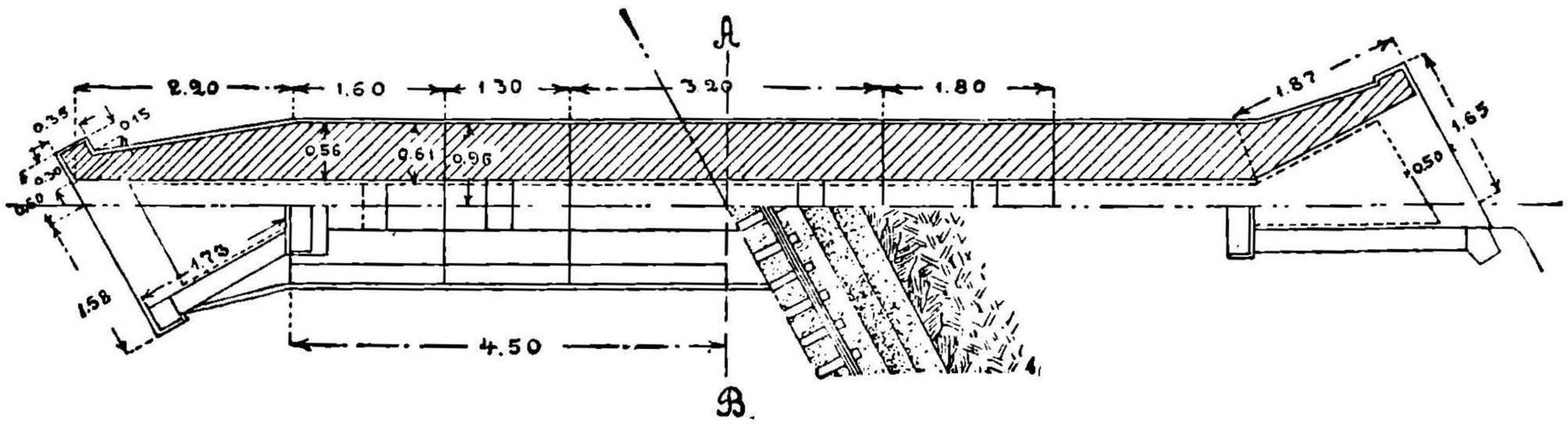
НВ УДУНТ (ДІІТ)



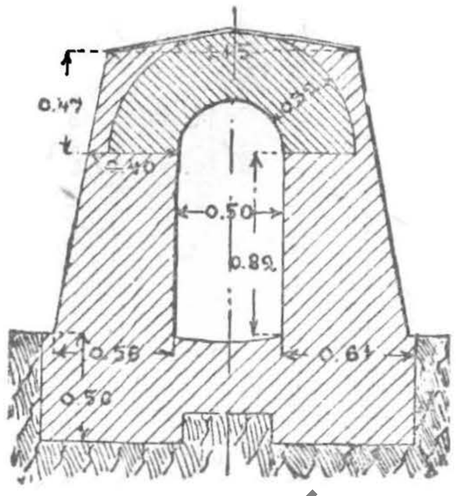
Продольный разрез.



Оголовок.



План



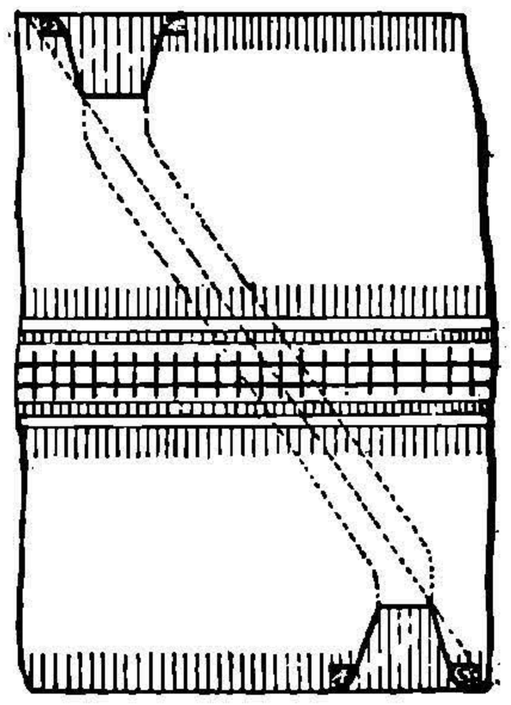
Поперечный разрез.

Фиг. 237 — 240. Косая труба.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

казано на фиг. 233), так как при этом допускается бóльшая скорость, а, следовательно, можно обойтись меньшим отверстием, а, кроме того, каменный лоток образует как бы распорку между двумя стенками трубы, подвергающимися сплющиванию напором насыпи с боков. Бывали случаи, когда труба раздавливалась боковым давлением земли в период засыпки раскружаленной трубы.

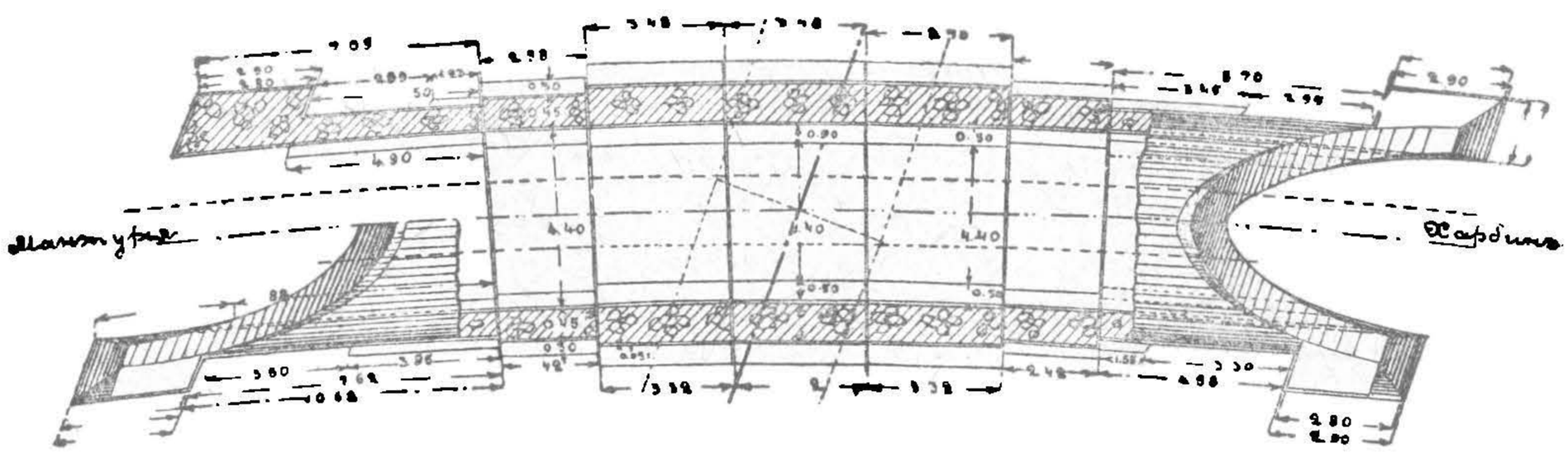
Глубина фундамента определяется либо напластованием грунта, либо глубиной промерзания. Если в случае приличного грунта приходится считаться лишь с глубиною промерзания, то нужно иметь в виду, что грунт под трубой промерзает с открытой поверхности лишь у концов трубы, внутри же глубина будет определяться не промерзанием грунта, а промерзанием кладки лотка. В виду изложенного на концах трубы опускаются поперечные стенки, глубиною не меньше 1,7 *м* (0,80 саж. на фиг. 233), а в середине нередко фундамент закладывается на меньшей глубине.



Фиг. 241.

Английские трубы отличаются той же разработанностью конструкции в интересах экономии в материале, как и другие виды каменных мостов. На фиг. 234 — 236 представлены чертежи трубы для невысокой насыпи; уместно применение сравнительно пологого свода и вертикальных боковых стенок. При высоких насыпях свод переходит в стенки, образуя одно криволинейное целое. Экономия в кладке устоев получена устройством частых контрфорсов, имеющих общий с продольной стенкой фундамент в виде плиты.

Иногда по местным условиям ось трубы приходится располагать не под прямым углом к оси пути; в таком случае получается *косая* труба.



Фиг. 242.

Косина отражается либо на концах трубы, либо только на ее оголовках. На фиг. 237 — 240 приведены чертежи трубы, оголовки которой имеют по одному крылу, отклоненному от оси трубы по нормали к оси пути. На этой же трубе сказывается сравнительно большой уклон лога: труба спускается уступами, положение которых не совпадает с положением поперечных щелей.

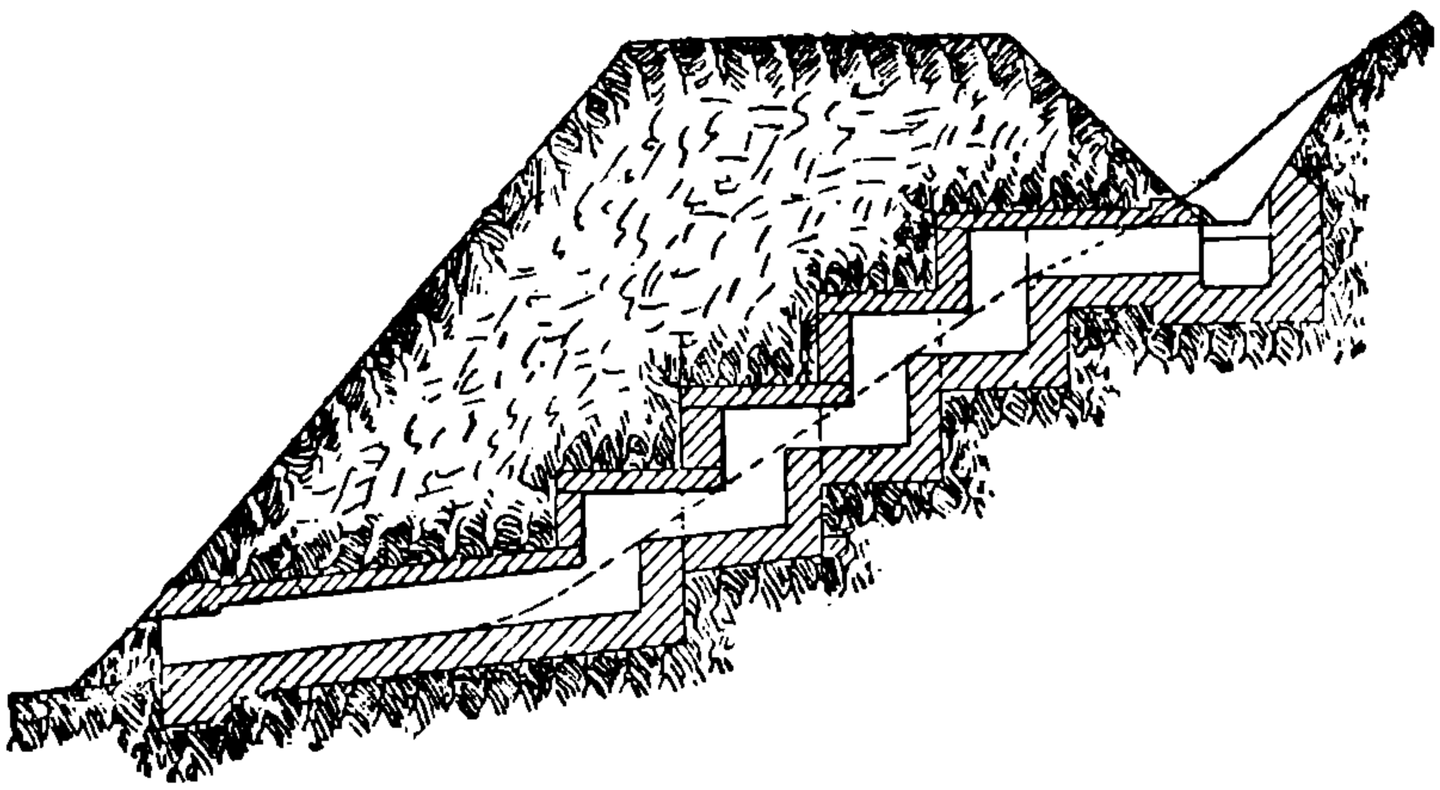
ГБ УДУНТ (ДІІТ)

Чтобы получить более благообразный вид оголовков косой трубы, можно поворот концов сделать внутри насыпи, оголовки тогда получаются прямыми (фиг. 241).

На фиг. 242 представлен план трубы Китайской Восточной ж. д.; труба устроена для пропуска пути той же дороги, делающей здесь петлю. Отсутствие подпорных стенок оголовков весьма упростило конструкцию. Труба расположена по кривой.

На Ставропольской ветви Владикавказской ж. д. построена весьма длинная труба, которая, следуя оврагу, извивается на плане змееобразно.

Лотку трубы придают, вообще говоря, такой продольный уклон, который давал бы приращение скорости, равное потере ее величины от трения



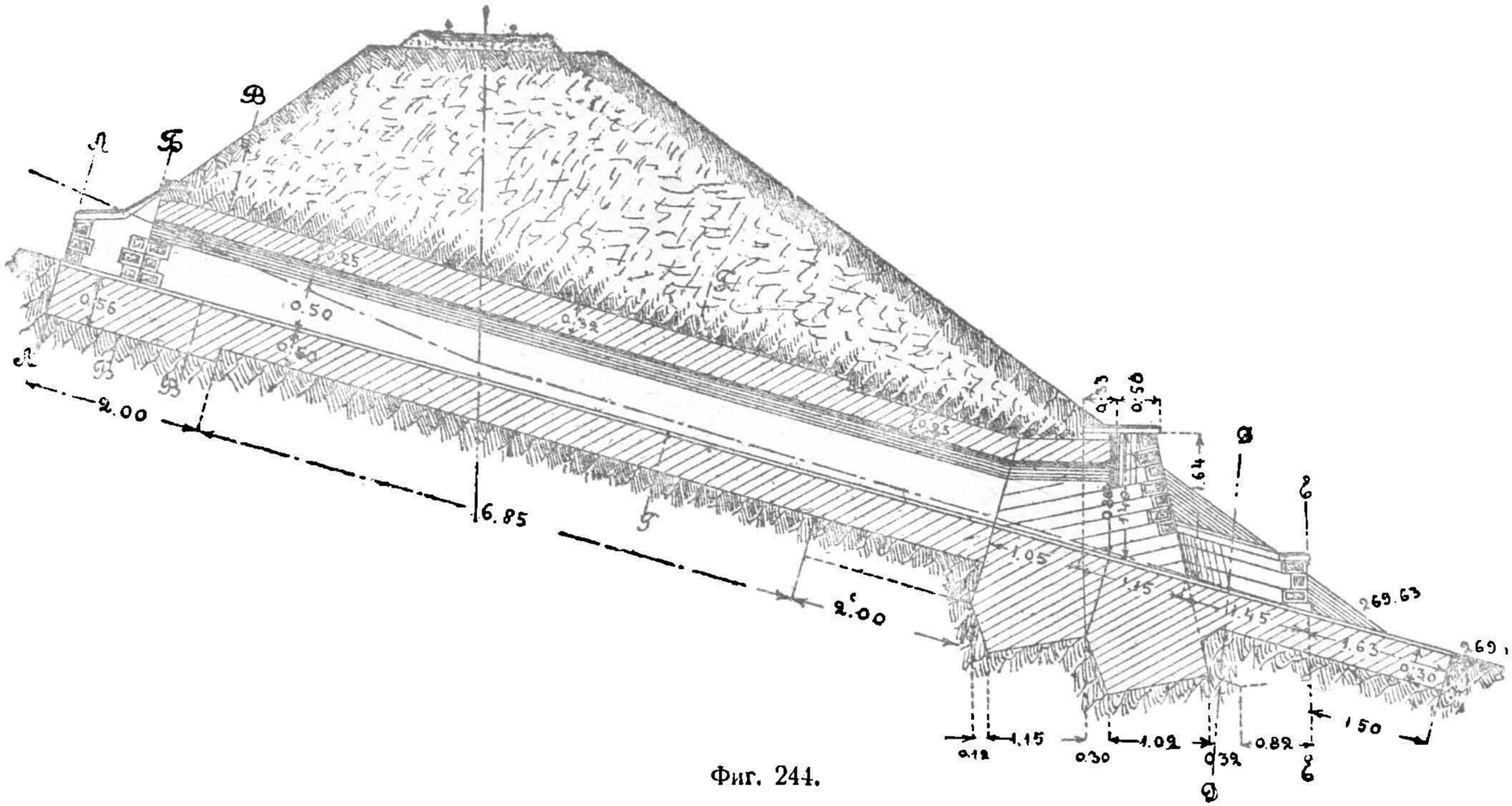
Фиг. 243.

воды о стенки канала. Но в случае устройства трубы на косогорах общий уклон лотка равен уклону дна лога. Уклон в трубе достигается устройством уступов, причем расположение уступов по фиг. 237, когда уступ не совпадает с поперечною щелью, нужно признать лучше расположения, когда это совпадение имеет место.

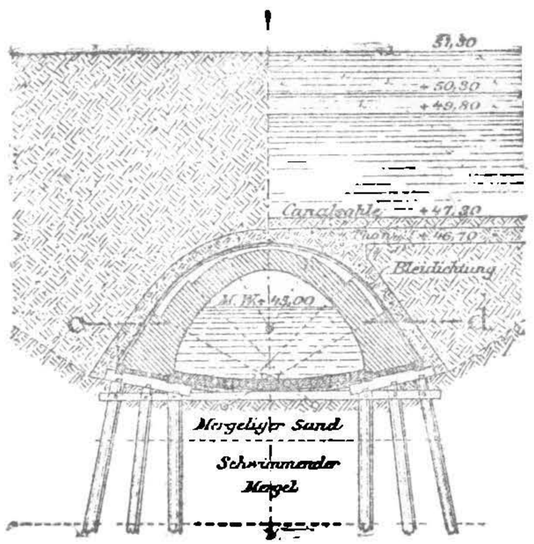
Если косогор очень крутой, то труба принимает вид, подобный показанным на фиг. 243 и 244.

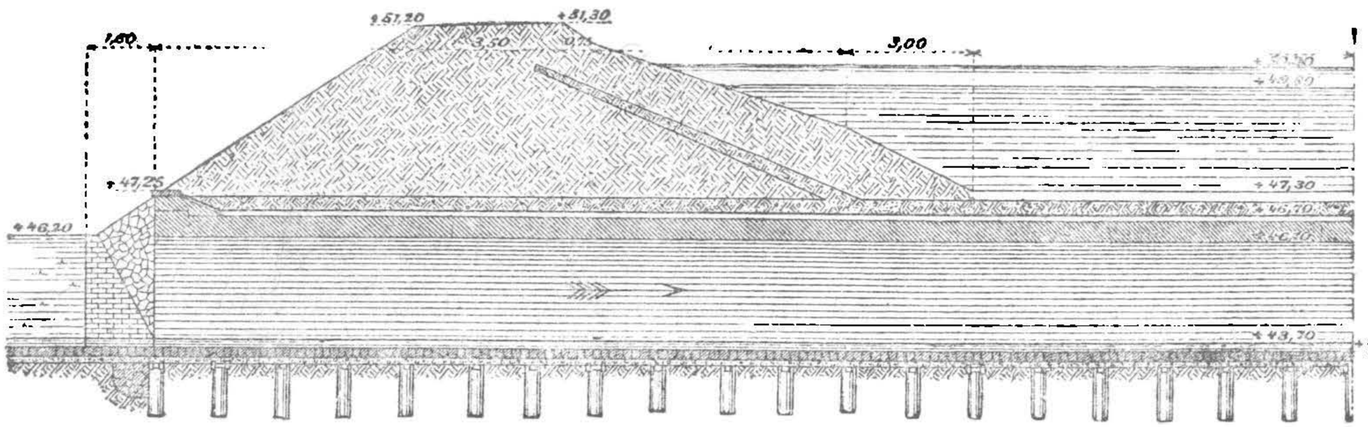
Трубы устраиваются также и под каналами; чертежи фиг. 245 и 246 относятся к одной из труб, устроенных под каналом Дортмунд—Эмс. Очертание трубы параболическое, хорда отверстия 4,5 *м*, стрелка 2,6 *м*; в полую воду труба работает полным сечением. Так как грунт оказался слабым, под пятами трубы устроены свайные основания с соединением рядов свай насадками и схватками. Концы трубы обрезаны вертикальными плоскостями, а насыпь поддерживается соответственными стенками с выпуском конусов. Труба сложена из бута кольцевой кладкой, примененной с целью избежать трещин в своде. По длине она не имеет разрезов. В качестве изоляции предположено было применить слой бетона и слой глины. Но при возве-

НТБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 244.





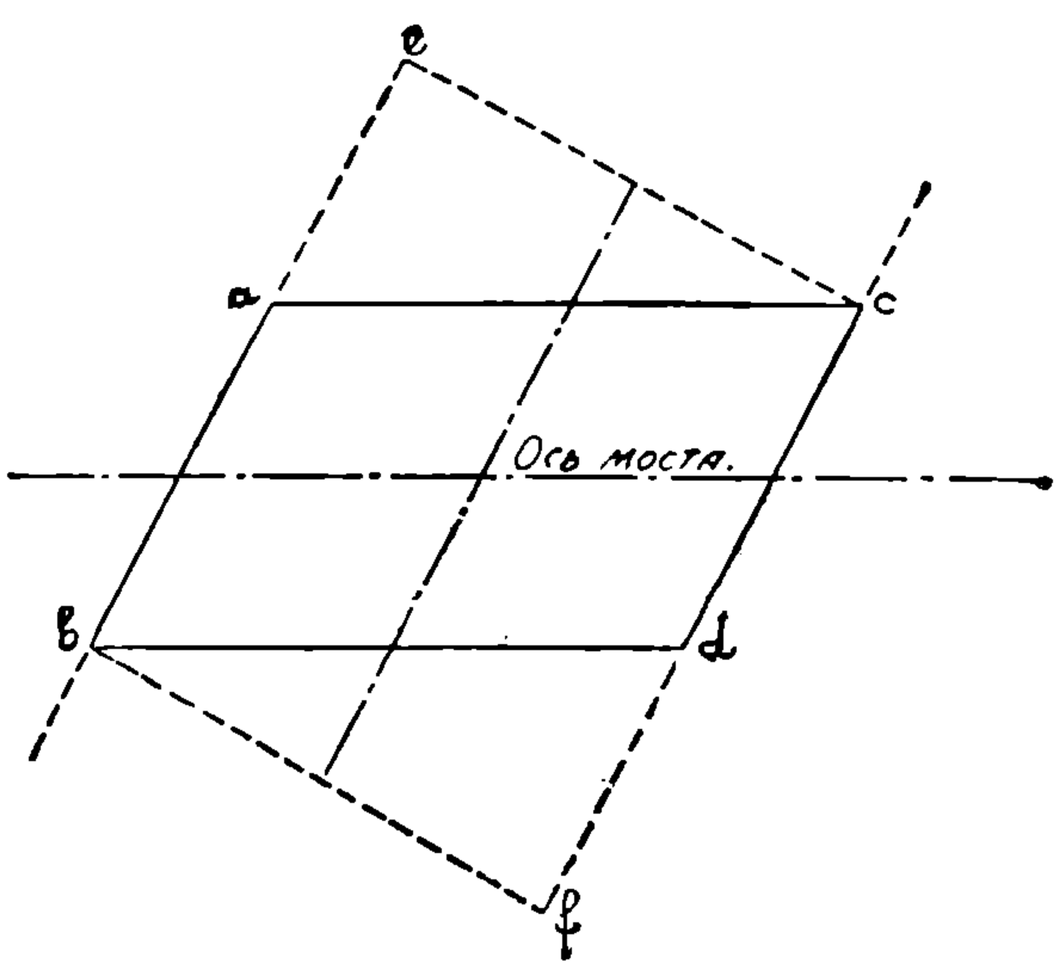
Фиг. 245 — 246.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

дении насыпи канала труба дала поперечные трещины, изломалась на несколько кусков по длине. Трещины были залиты раствором, а изоляцию должны были поставить из листового свинца, как в мостах-каналах.

§ 8. КОСЫЕ МОСТЫ.

11. Общие соображения о сопротивлении косых сводов. — Когда продольная ось моста пересекается с осью водного потока или нижнего пути не под прямым углом, получается, как уже известно, *косой мост* (фиг. 247). Косина измеряется величиною острого угла между осями: чем он меньше, тем косина больше.

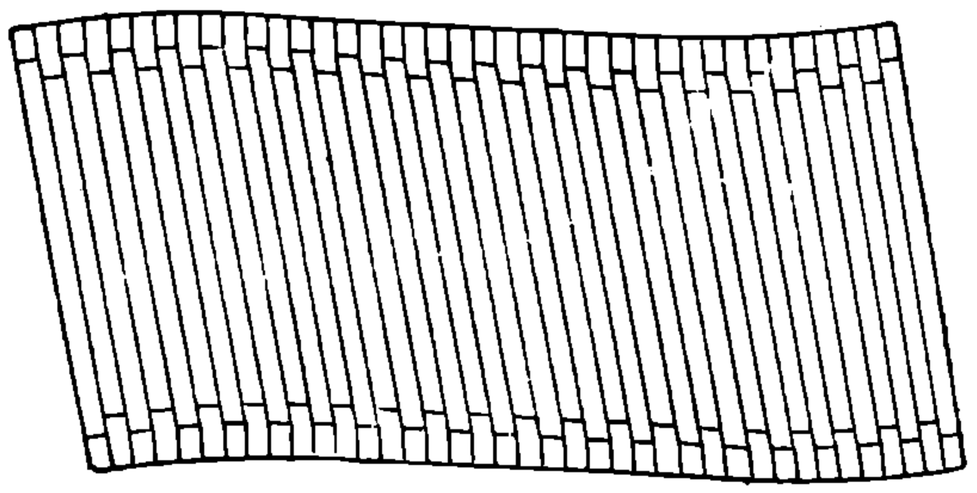


Фиг. 247.

Сопротивление косых сводов не изучено до сих пор; практика прошлого века выработала некоторые приемы кладки косых сводов, главным образом разрезки камней или положения и направления швов свода. Кладка косых сводов сопряжена с более или менее значительными добавочными расходами, а потому, вообще, желательно принимать все меры, чтобы мост получился прямой. Но не всегда удается этого достичь, приходится строить косые мосты.

Если косина значительная, напр., около 45°, то от постройки косых каменных сводов лучше всего отказаться; можно применить *бетонные* своды, кладка которых одинакова для косых и для прямых сводов; еще надежнее будет прибегнуть к применению железобетона.

С другой стороны, косые своды с углом косины от 80° до 90° не вызывают никаких затруднений и могут быть сложены как прямые своды. При угле косины от 75° до 80° свод кладется, как прямой, но швы облицовки щек поворачиваются нормально к щековым поверхностям (фиг. 248).


Фиг. 248.

Таким образом, осложнения в кладке косых сводов относятся практически к мостам с углом косины от 50° до 75°.

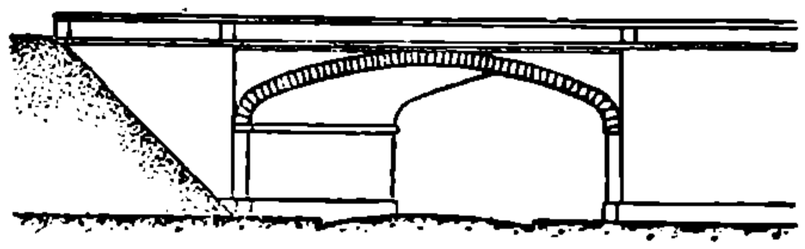
Какие явления могут происходить в косом своде, показывает следующий пример. На фиг. 249 изображен мост под железную дорогу через бульвар Alésia в Париже. Пролет по прямому направлению (нормально к граням устоев в плане) 22 *м*, стрелка $^1/_7$, очертание коробовое, близкое к эллипти-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

ческому; угол косины 65°. При раскружаливании свода появились значительные трещины и щели (фиг. 250, свод в развертке), ряды камней по швам перелома раздробились, пришлось свод разобрать и сложить снова с особыми предосторожностями.

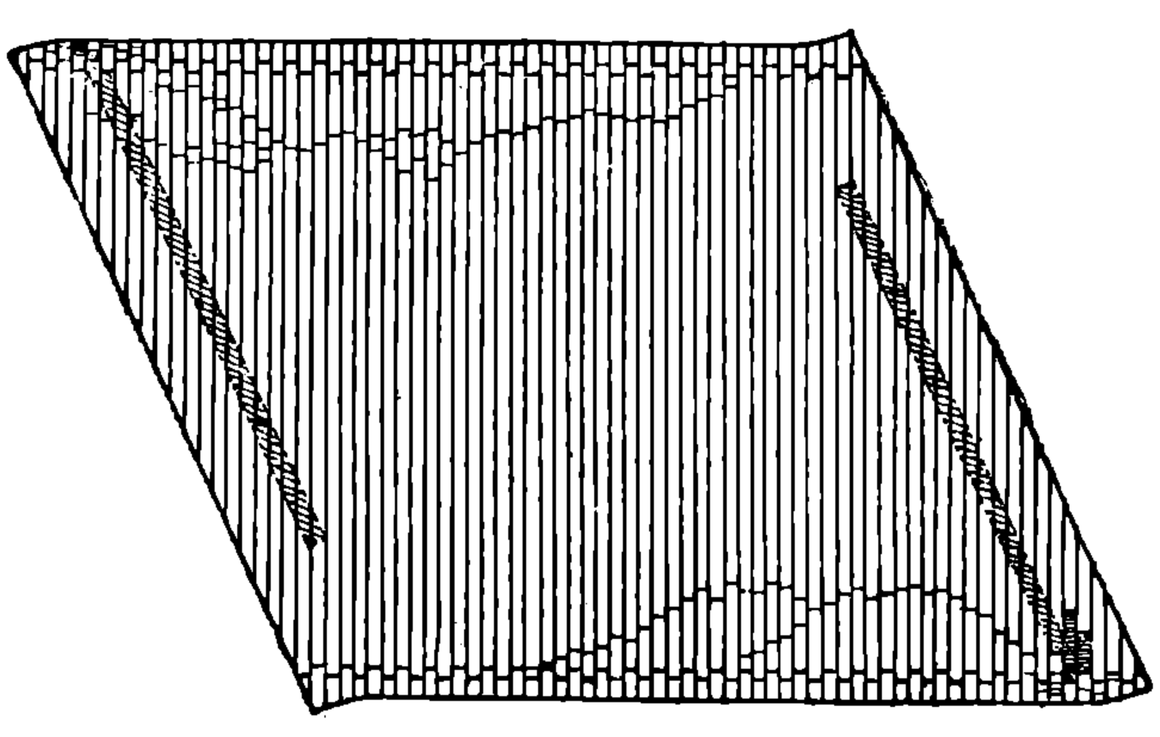
В других случаях, когда даже разрушения не происходило, замечали, что щековые грани свода более или менее выпучивались у тупых углов плана свода.

Эти явления прежде объяснялись следующим образом.

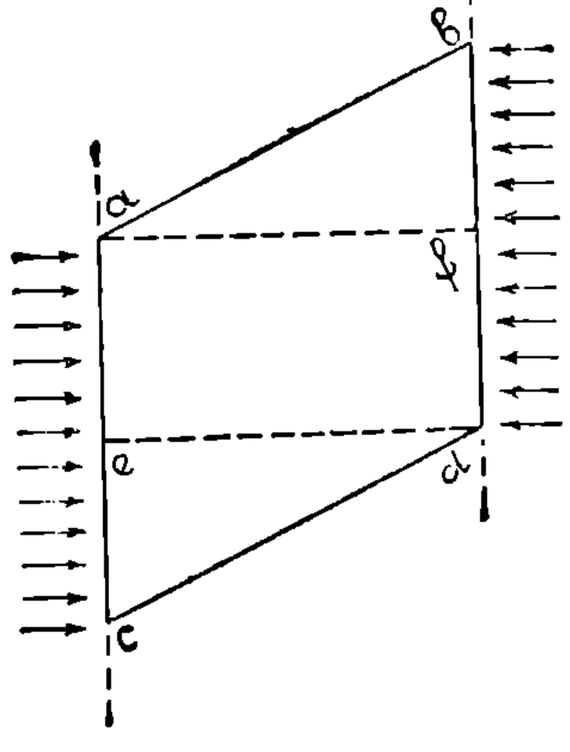


Фиг. 249. Мост Alésia.

В косом своде (фиг. 251) выделяли плоскостями *af* и *de* участок прямого свода и рассматривали его, как находящийся в обычных условиях равновесия свода; каждый из боковых треугольников получает как бы распор лишь от одной опоры; этот распор стремится сдвинуть треугольник внаружу, вследствие чего он получил название *распора в пустоту* (poussé au vide); действием его и объясняли появление трещин по линиям *af*, *de* и выпучивание щековой поверхности. Никакой разрезкой кладки нельзя устранить распора в пустоту, нужно принимать лишь меры для возможного поворота его от щековой грани; рекомендовали ставить железные стяжки для прикрепления треугольников к средней части свода.



Фиг. 250.



Фиг. 251.

В настоящее время дается иное объяснение (Résal).

Если внутреннюю поверхность косого свода *abcd* (фиг. 252, план) развернуть на плоскость, то получится параллелограмм с двумя искривленными сторонами; пятовые образующие лягут в виде прямых $a'b'$ и $c'd'$: щековые же линии дадут в развертке кривые с точкой перегиба; для круговых щековых линий кривые в развертке будут синусоидами. Величина выпуклости и впадины кривых $a'c'$ и $b'd'$ относительно хорд $a'c'$ и $b'd'$ тем больше, чем больше подъем свода.

При раскружаливании свода или при его нагрузке он оседает, подъем уменьшается; в развертке, сделанной для осевшего свода, выпуклость и

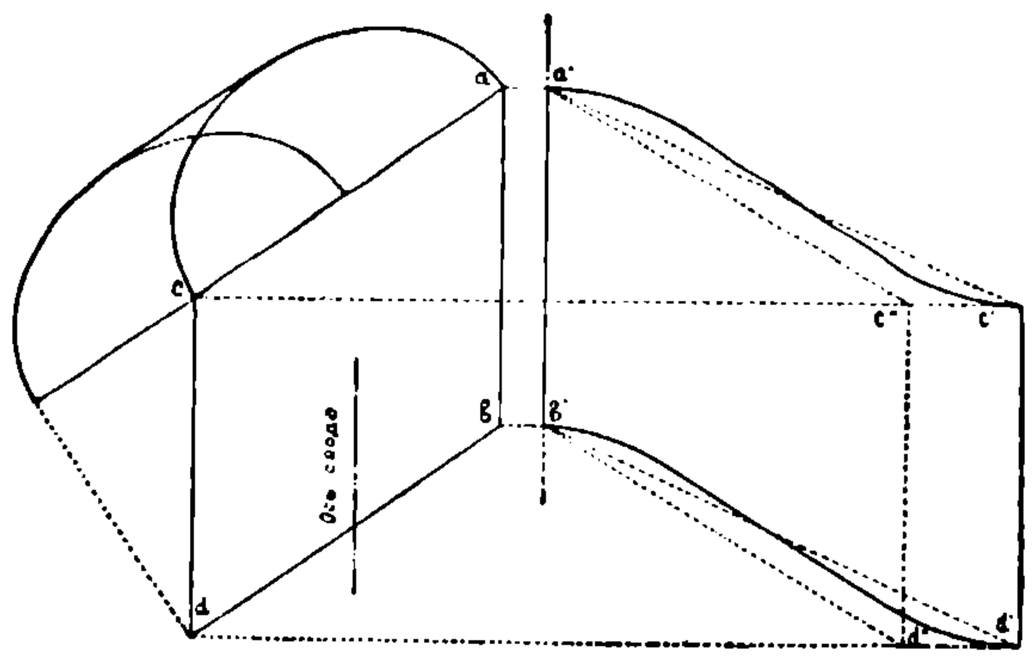
НБ УДУНТ (ДІТ)

вогнутость кривых сторон уменьшаются по сравнению с первоначальной разверткой; а так как кладка отвечает последней, то на щековых гранях неразвернутого свода у тупого угла появится выпуклость, а у острого — впадина.

Явление очень удобно поясняется моделью из тонкого картона, который нагибают на цилиндр и обрезают косыми (щековыми) плоскостями, как свод. Цилиндр удаляют.

Раздвигая постепенно опорные концы изогнутого в виде свода картона, будем замечать, что щековой обрез уже не будет лежать на плоскости: у тупого угла плана свода появится впадина, у острого — выпуклость. В пределе, когда картон ляжет на плоскость, выпуклость и впадина достигнут величины, получающейся на развертке.

Эти соображения и наблюдения вполне объясняют искривление щековых поверхностей свода; что же касается появления трещин по фиг. 250, то описанная выше деформация не может их вызвать, так как она возникает свободно, без напряжений, как результат сокращения свода. Модель из картона при развертывании не испытывает никаких напряжений, стремящихся разорвать ее, подобно разрыву свода по фиг. 250.



Фиг. 252.

В отношении появления трещин объяснение с точки зрения распора в пустоту правдоподобнее.

Вопрос о деформациях косого свода может быть решен, очевидно, лишь на основании изучения упругих деформаций тела, поставленного в условия косого свода. Можно отметить, что, кроме сжатия, такой свод претерпевает перекашивание. Так как (фиг. 252) длина свода сокращается, а устои остаются на месте, а с ними и пятовые образующие, то после деформации свода развертка его расположится по трапеции $a'b'c''d''$ с измененными углами по сравнению с первоначальной разверткой. Перекашивание сопряжено с удлинением большой диагонали, могущим сопровождаться разрывами кладки свода, если швы у острых, свободных углов, подверженных распору в пустоту, не приближаются к положению нормальному к большой диагонали; если же это условие соблюдено, то будет замечаться лишь раскрытие швов по нижней поверхности свода. Разрезка, принятая на фиг. 250, менее всего отвечает этому условию.

12. Приемы устройства косых сводов. — К середине прошлого столетия установился и теперь принимается взгляд, по которому косой свод следует рассматривать состоящим из элементарных прямых сводов, получающихся делением косого свода вертикальными плоскостями, параллельными щекам. С этой точки зрения и разработан весьма важный в конструкции косых каменных мостов вопрос о разрезке сводов.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Разрезка каменной кладки вообще должна удовлетворять следующим условиям:

1. Швы, отделяющие один ряд кладки от другого, должны располагаться по плоскостям или поверхностям, пересекающимся с наружными поверхностями по возможности под прямым углом; в особенности это относится к поверхностям видимым.

Камни, составляющие смежные ряды, должны иметь стыки, не совпадающие в смежных рядах, иными словами, кладка должна иметь перевязку швов. Все швы должны быть по возможности перпендикулярны друг к другу, чтобы избегнуть острых двугранных и трехгранных углов в камнях; такие углы легко откалываются; кроме того, упрощается работа по изготовлению камней.

2. Ряды кладки должны быть по возможности нормальны к кривой давления, чтобы устранить или ослабить стремление к сдвижению одного слоя по другому под действием тангенциальной составляющей давления на кладку в данном шве. Перевязка второстепенных швов, о которой упоминалось выше, устраняет расслаивание кладки под действием сжатия по плоскостям этих швов, параллельных давлению.

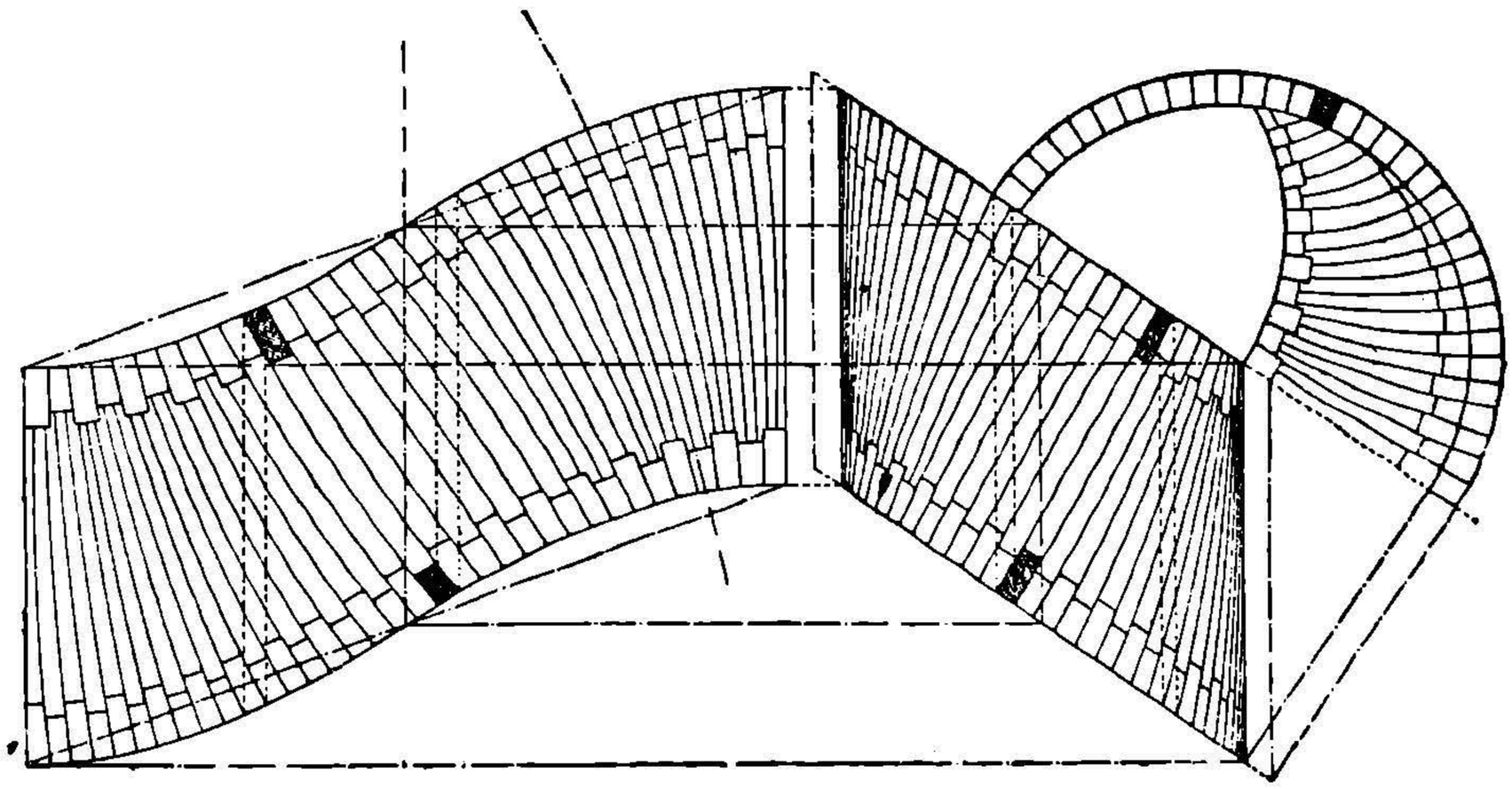
3. Перемена материала кладки может быть допущена лишь в пределах между рядами и на полной длине рядов; например, на несколько рядов каменной кладки можно положить ряды кирпичной кладки, затем ряды бетона, затем снова каменной кладки и т. д.; этим не нарушается одинаковая сжимаемость кладки смежных элементарных колонн, на которые мысленно можно разделить массив плоскостями, параллельными сжимающей силе. В крайних случаях следует стремиться к тому, чтобы каждый ряд кладки при деформациях массива деформировался непрерывно, без резких перемен в величине перемещений различных его точек.

Вообще говоря, не следует допускать кладки, состоящей из полос разнородного материала, имеющих направление вдоль действующих сил сжатия. Применение массивной *гранитной* облицовки для свода из *кирпича* противоречит этому правилу, и опыт показывает, что она может отстать и выпучиться в сторону; такую облицовку нужно ставить с особыми мерами предосторожности, направленными к тому, чтобы устранить различную — вследствие различной сжимаемости материалов — осадку разнородных продольных полос свода; например, облицовку укладывать насухо и заливать швы лишь по раскружаливании свода.

Применив вышеизложенные правила разрезки кладки к косому своду, получим так называемую *ортогональную разрезку*. Представим себе свод разрезанным продольными плоскостями, параллельными щекам свода, на несколько арок; в развертке пересечения этих плоскостей с внутренней поверхностью свода изобразятся кривыми, подобными щековым кривым. По этим кривым расположатся второстепенные швы в перевязку. Для сквозных швов, ограничивающих ряды кладки, надо провести кривые, нормальные к первым кривым. Разрезка примет вид, показанный на фиг. 253.

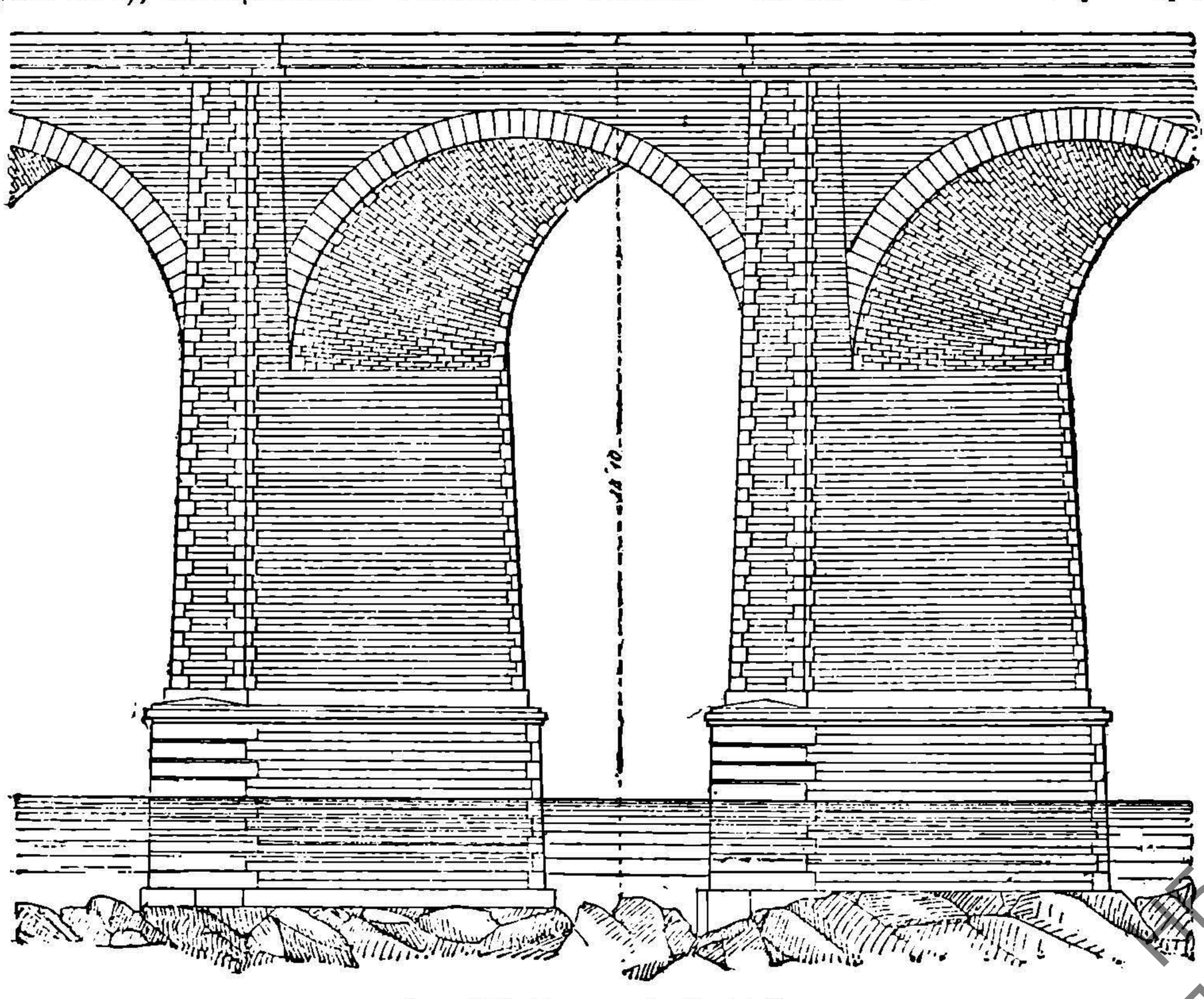
Исполнение этой разрезки из камня очень дорого и трудно: толщина рядов изменяется при переходе от одного ряда к другому и от одного

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 253.

камня к другому в одном и том же ряду; у пят постель ряда асимптотически приближается к образующей, если очертание свода касательно к вертикальной поверхности устоя, как в полуциркульном своде; толщина рядов приближается к нулю; приходится по два-три ряда объединять в один (фиг. 254); поверхности отдельных камней — не плоскости и не разверты-

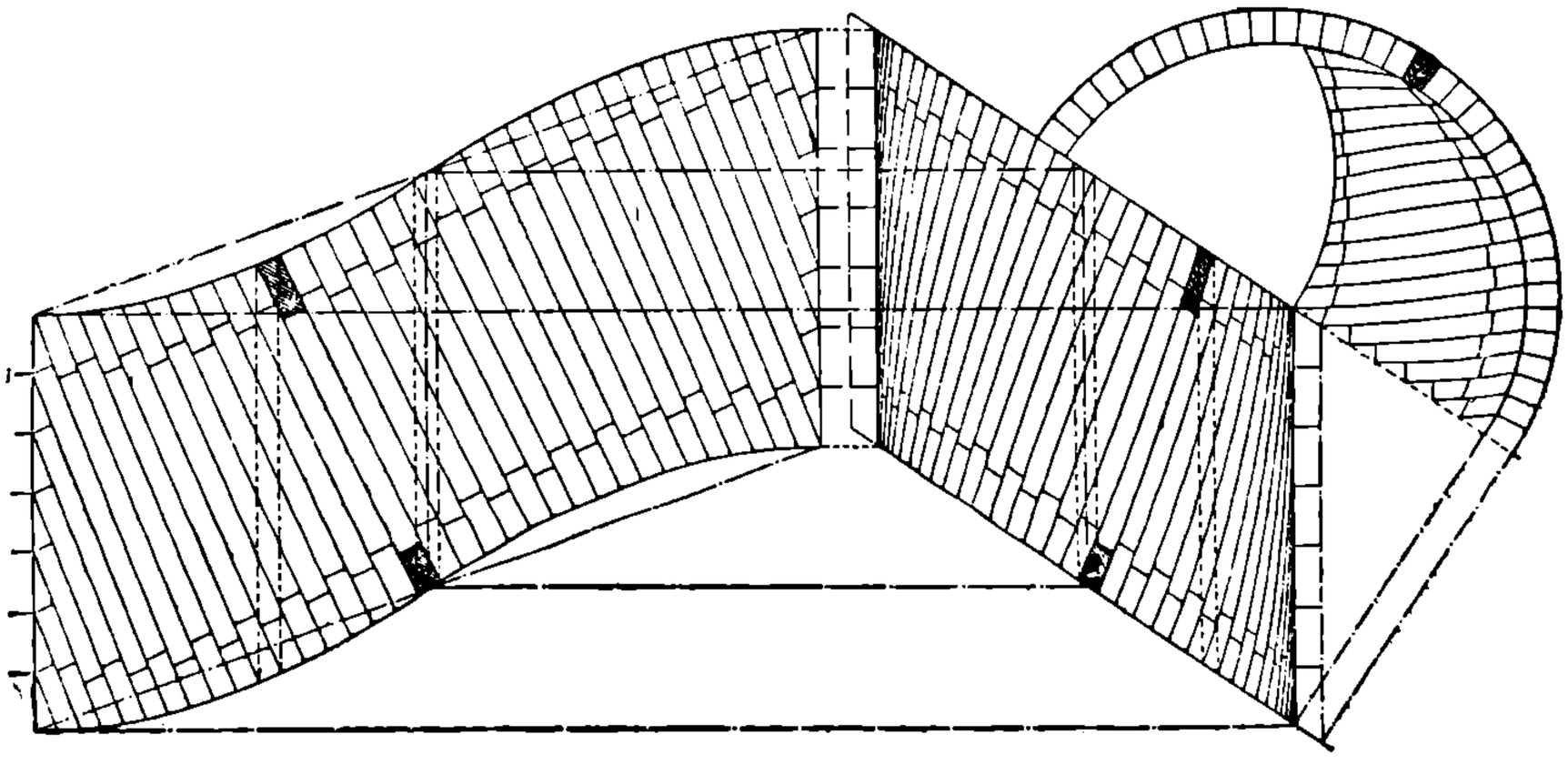


Фиг. 254. Виадук de Corbinières.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

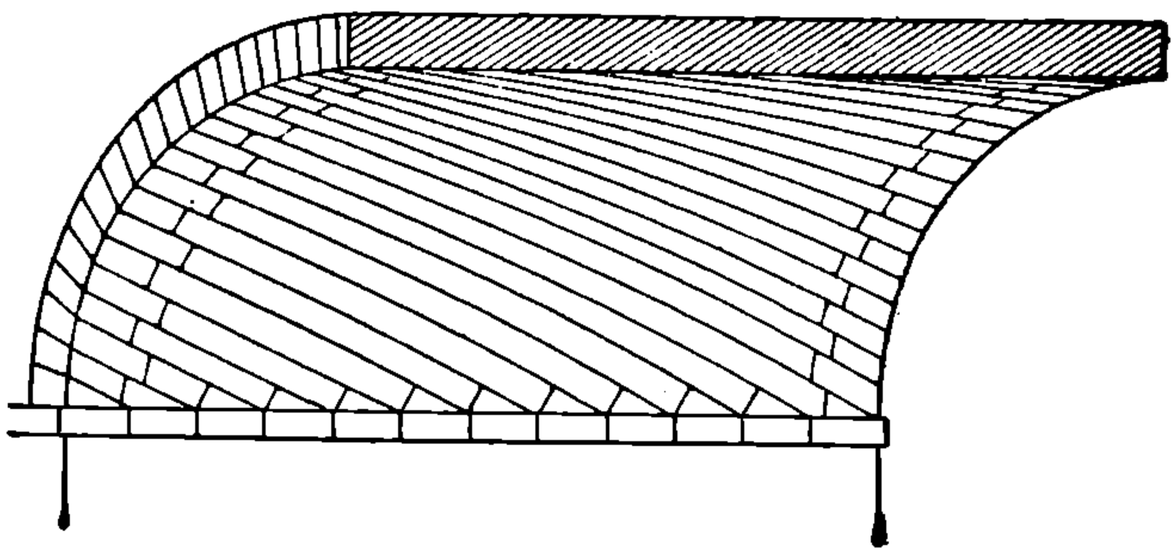
ваются на плоскость, что очень усложняет теску камней и заставляет вести ее очень тщательно, чтобы получить согласованную систему клиньев.

Эту разрезку следует применять лишь в особо ответственных случаях. На фиг. 254 приведен фасад виадука de Corbinières под железную дорогу; высота виадука 24,10 *м*; пролет 12,5 (по оси пути); угол косины 54°.



Фиг. 255.

Гелисоидальная разрезка получается, если в развертке кривые, подобные щековым, заменить их хордами и по ним расположить второстепенные прерывающиеся швы; швы, отделяющие ряды кладки друг от друга, будут в таком случае нормальными к ним прямыми. Ряды кладки изобразят тогда собою выступы винта с прямоугольной нарезкой. Этого рода разрезка изображена на фиг. 255. Винтовые поверхности камней можно заменить соответственной величины плоскостями; камни, за исключением облицовочных, получаются в виде параллелепипедов, что упрощает и облегчает постройку косого свода. Разбивка рядов по опалубке очень проста: швы прочерчиваются при помощи гибкой линейки.

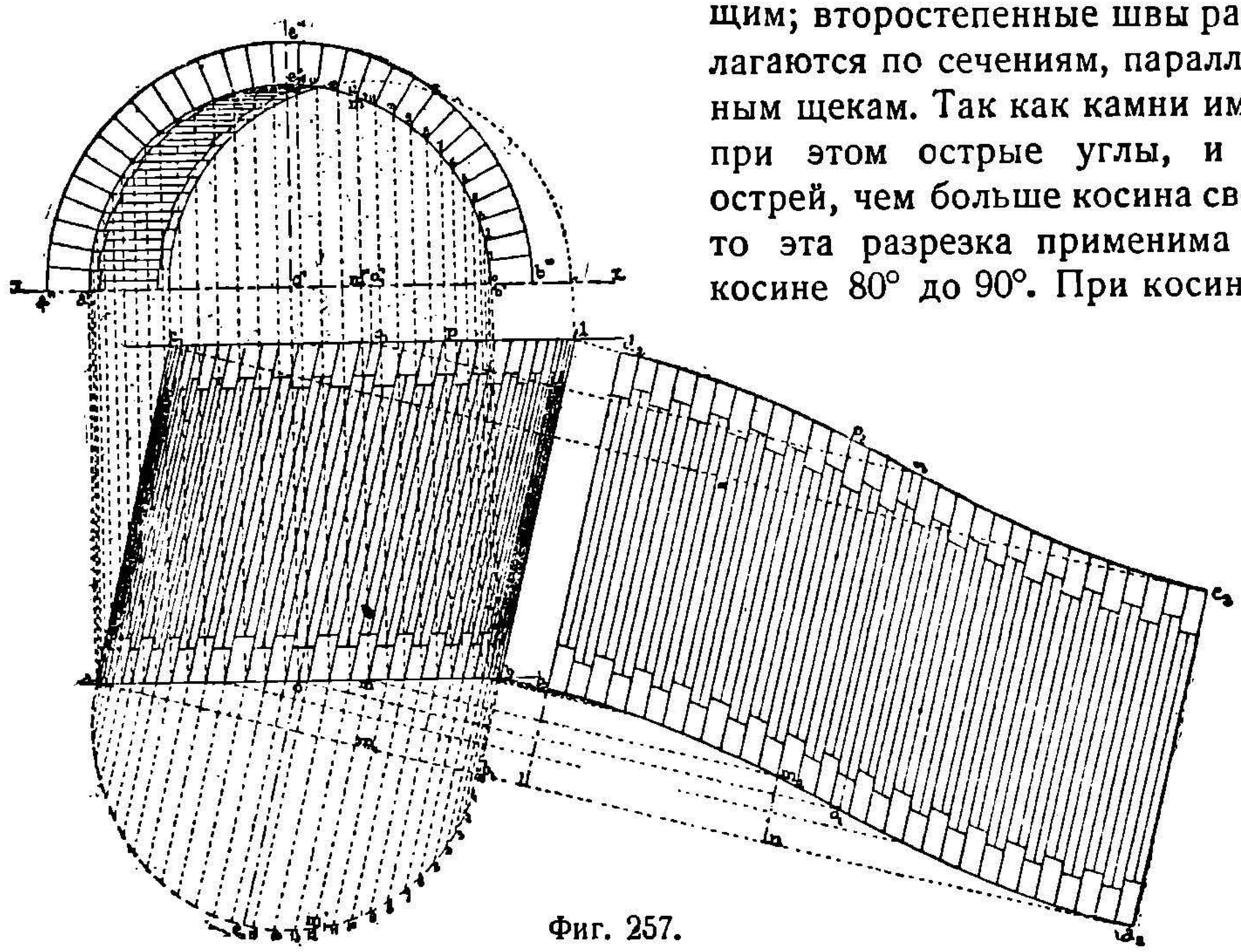


Фиг. 256.

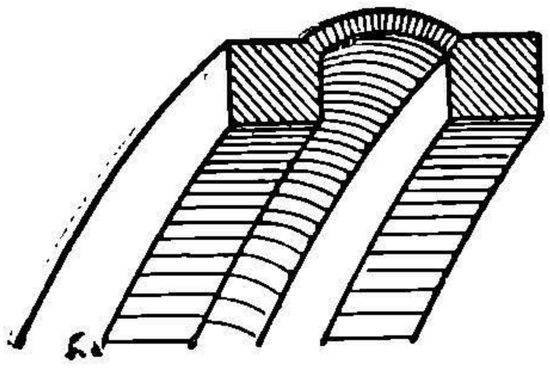
Для пологих сводов, очерченных по дуге круга, разница между гелисоидальной и ортогональной разрезками невелика; но если поверхность свода в пятах касается к поверхности устоев (полуциркульный свод, эллиптический, коробовый), то применение гелисоидальной разрезки сопряжено с употреблением камней с заметно острыми углами и, кроме того, вызывает необходимость особого ряда из фасонных камней, сопрягающего в каждой пяте кладку свода с кладкой устоя (фиг. 256).

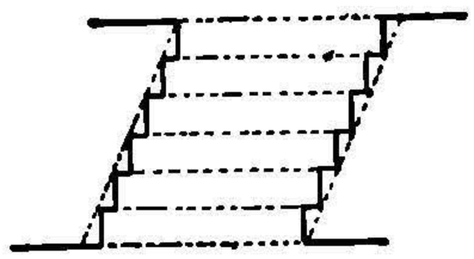
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Прямая разрезка еще более проста и удобна для работы. Она состоит (фиг. 257) в том, что ряды кладки отделяются друг от друга по образующим; второстепенные швы располагаются по сечениям, параллельным щекам. Так как камни имеют при этом острые углы, и тем острей, чем больше косина свода, то эта разрезка применима при косине 80° до 90°. При косине от



Фиг. 257.

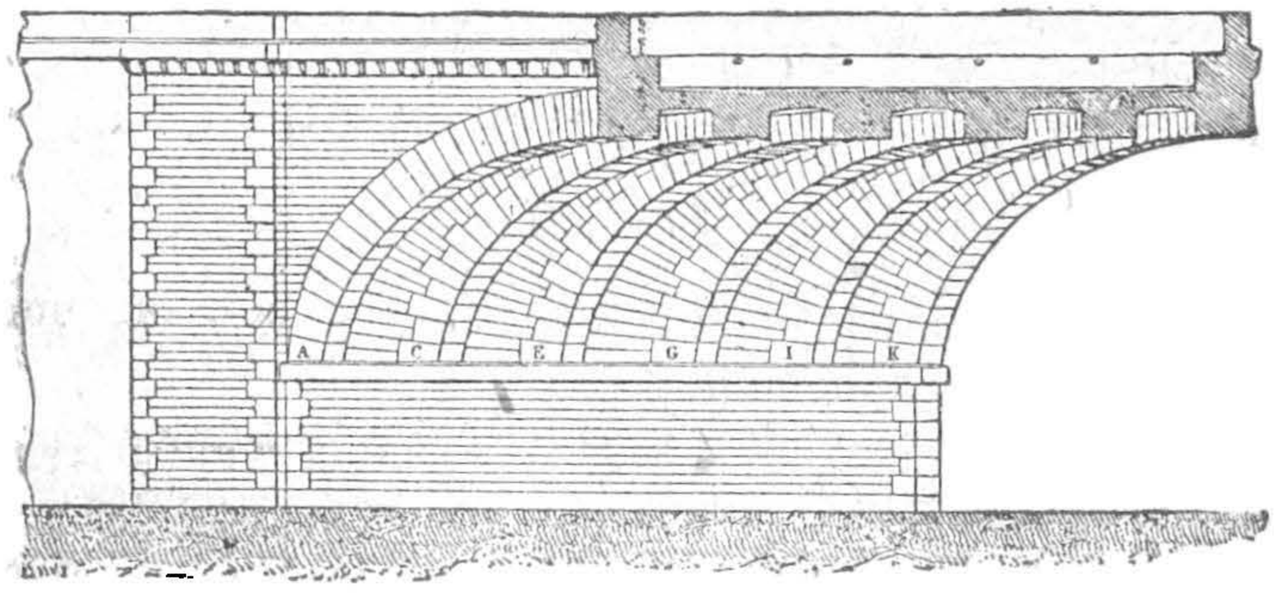




Фиг. 258.

70° до 80° вносится, как уже упоминалось, поправка в облицовочные камни; их швы ставят нормально к щековым плоскостям (фиг. 248) [1]).

Кладка косых сводов отдельными арками. При значительной косине моста, косой свод заменяется серией прямых каменных арок, располагаемых друг возле друга с промежутками, перекрываемыми второстепенными сводиками (фиг. 258). Способ этот неудобен вследствие большой поверх-



Фиг. 259.

[1]) Разрезке кладки и изготовлению чертежей и моделей камней посвящена особая наука *стереотомия*. Подробные указания по этим вопросам даны в статье *Graeff* „Annales des ponts et chaussées", 1852. См. также *Chaix* „Traité des ponts", Prem. partie, t. II, p. 81 — 200.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

ности для облицовки, недостаточной обеспеченности устойчивости арок и беспокойного внешнего вида (фиг. 259).

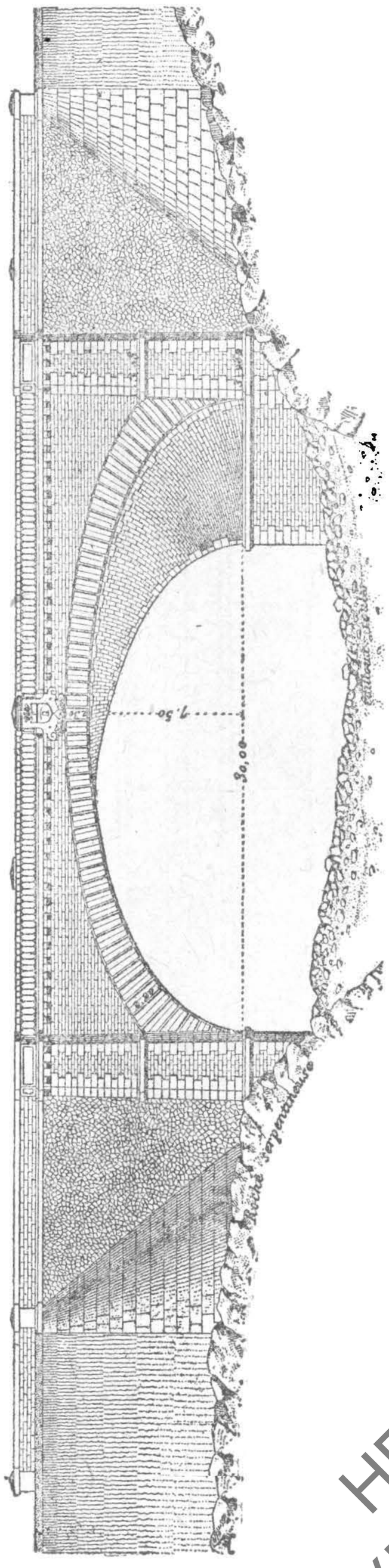
13. Примеры. — Первый косой мост построен при Августе в Rimini; угол косины 77°; пролеты 8 — 10 *м*; своды сложены были как прямые, т. е. ряды кладки свода отделялись друг от друга плоскостями, проходящими через образующие поверхности свода.

Затем лишь в 1787 г. в Ирландии через канал было построено несколько мостов; из них мост Einay имеет косину 39°. В 1830 г. в Англии же для железной дороги была построена новая серия косых мостов; косина одного из них достигает 27°; прямое отверстие этого моста 5,7, косое — 12,4 *м*. Английские косые мосты были сложены с разрезкой гелисоидальной, которую называют иногда английской, в отличие от ортогональной — французской разрезки, впервые примененной инженерами Лямэ и Кляпейроном.

Один из наибольших по пролету косых сводов имеет мост через р. Тавиньяно на Корсике (фиг. 260 — 264), угол косины 52°. Пролет по косому направлению 30,0, по прямому — 23,96 *м*, стрелка свода 7,50 *м*; очертание внутренней кривой свода эллиптическое в нормальном сечении. Ширина моста 10 *м*; одна его половина отведена под железную дорогу, другая под шоссе.

Продольное сечение свода (фиг. 263) показывает сильное его утолщение к пятам; толщина в замке около 1,25 *м*, в пятах около 5 *м*. Благодаря этому, ось свода не так круто поворачивает к вертикали у пят, как это имеет место в очертании внутренней кривой; более плавное очертание оси, вследствие огромного утолщения свода, дало возможность раскружалить свод через 7 дней по его замыкании без возведения надсводной кладки. Свод с эллиптическим очертанием оси при раскружаливании без загрузки пятовых участков провалился бы.

Торопиться с раскружаливанием пришлось в виду наступления периода дождей и паводков, подмывших опоры кружал и угрожавших обрушением их.

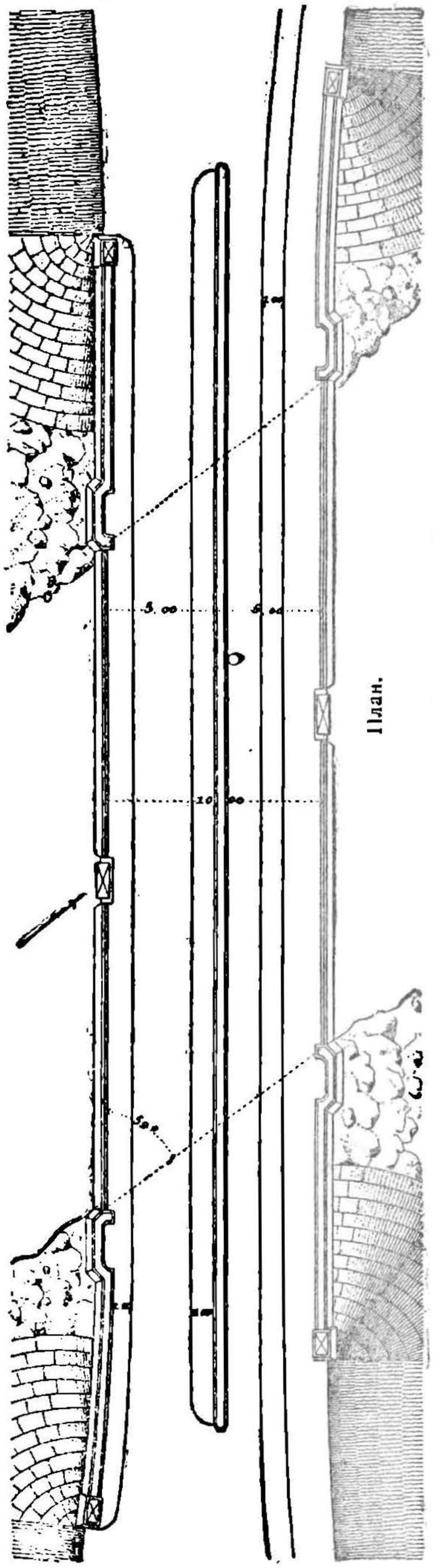


Фиг. 260. Мост через р. Тавиньяно: общий вид.

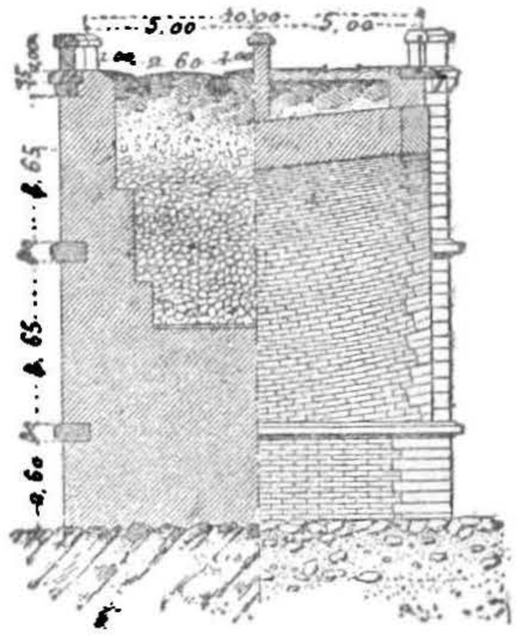
НБ УДУНТ (ДІІТ)

На фиг. 264 изображена примененная для этого свода ортогональная разрезка кладки.

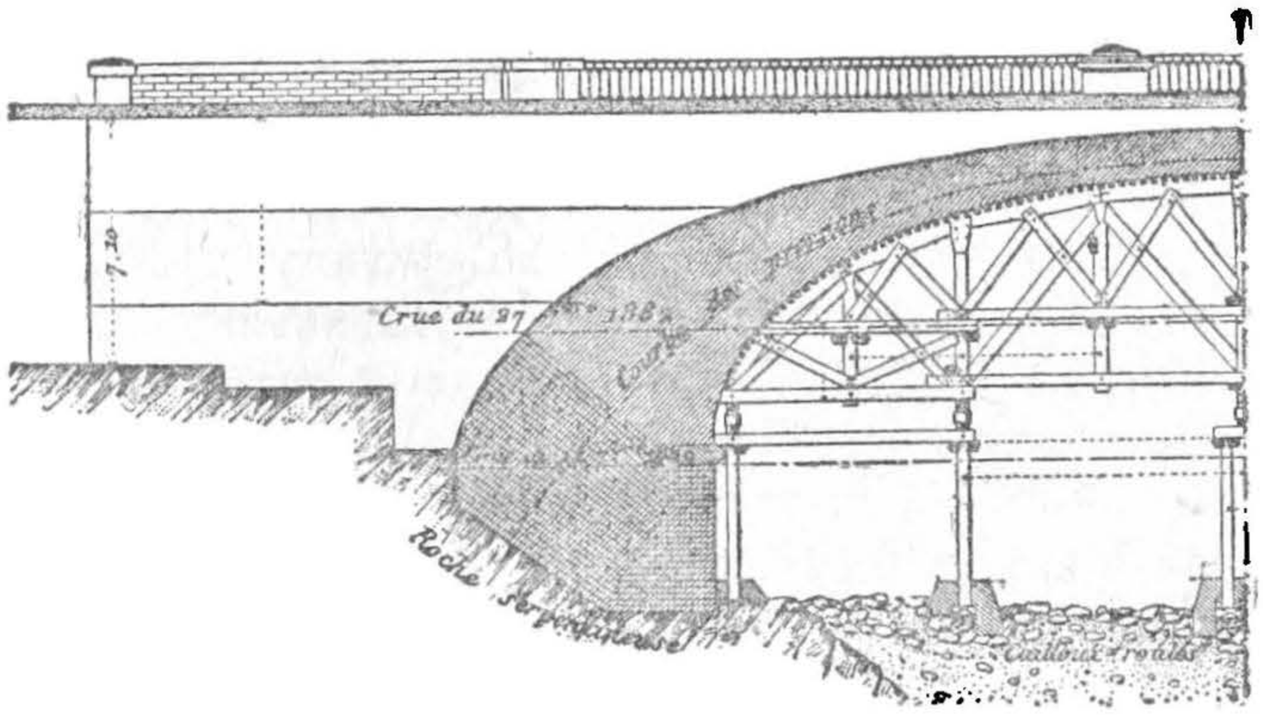
При раскружаливании свод дал осадку 70 *мм*; осадка на кружалах 42 *мм*, всего 112 *мм*. При раскружаливании же свода у трех камней в остром углу свода, с одной стороны, и у двух камней — с другой, раздробились кромки, что строитель объясняет малой толщиной (0,5 *см*) принятых швов; раствор был еще пластичен и камни уперлись ребрами друг в друга при повороте сечений в швах перелома.



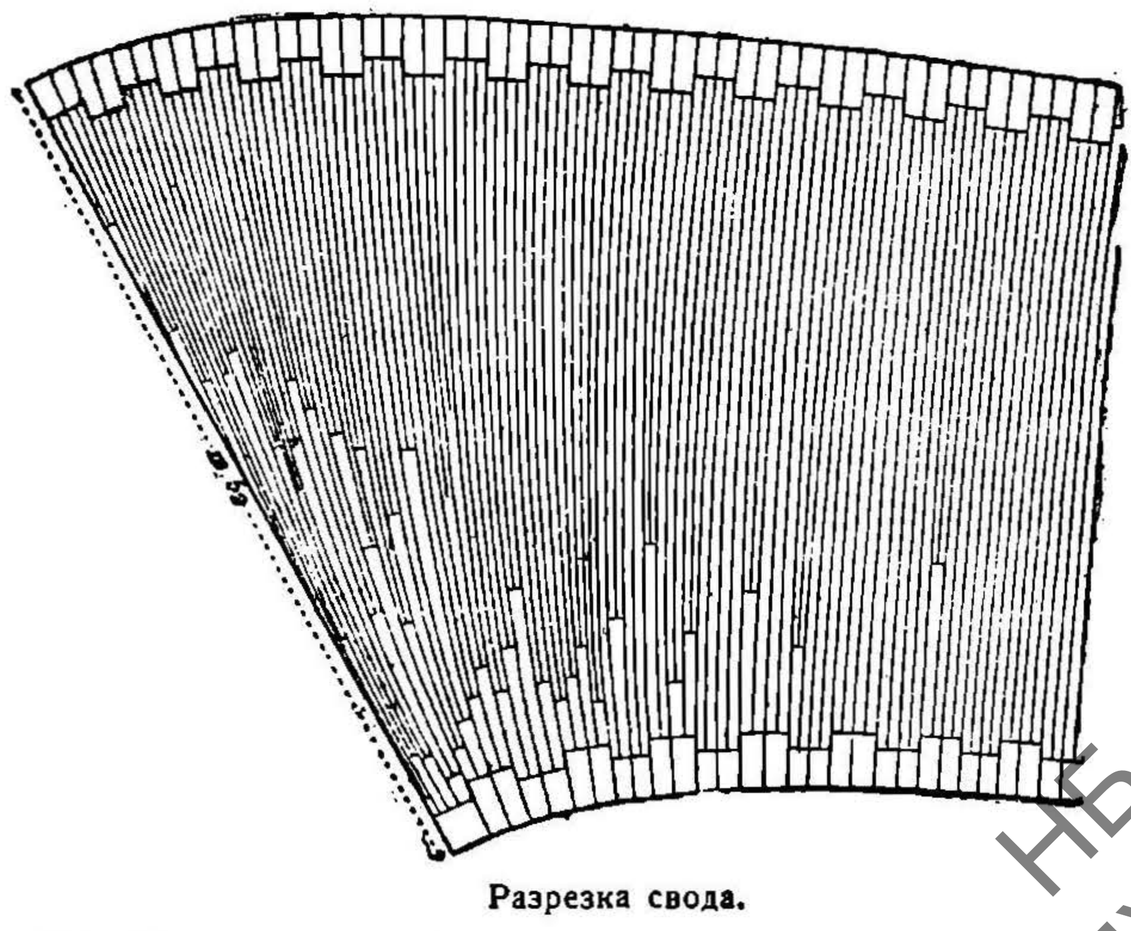
План.



Поперечный разрез.



Продольный разрез.



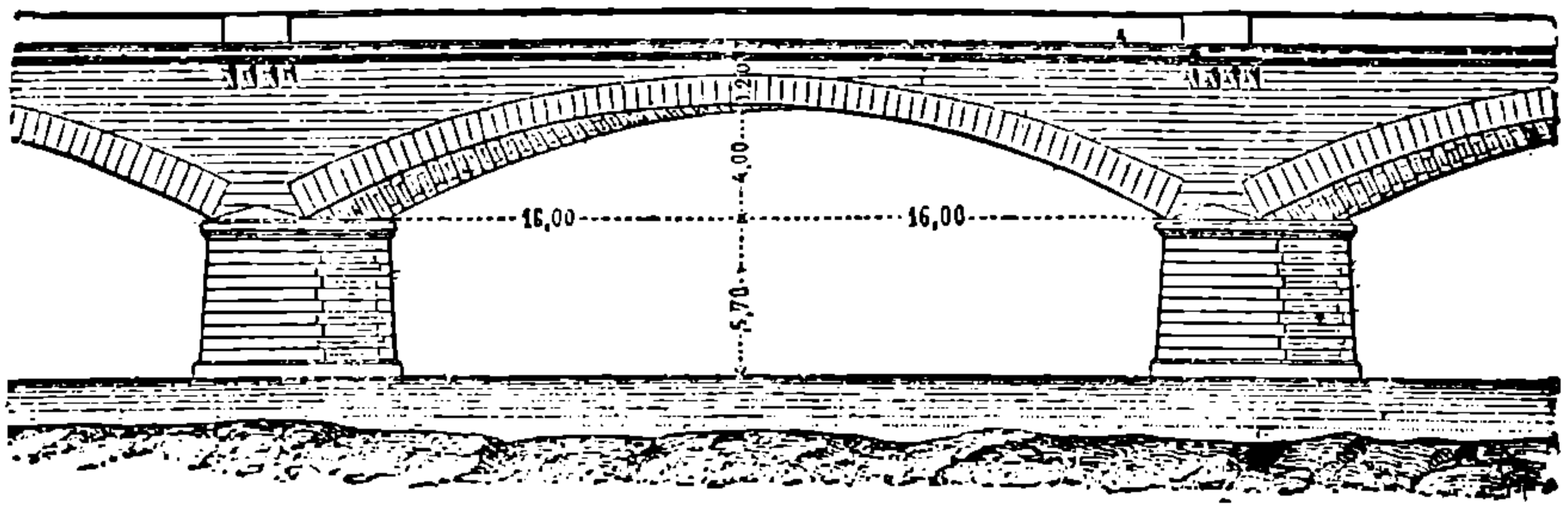
Разрезка свода.

Фиг. 261 — 264. Мост через р. Тавиньяно

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Мост имеет очень красивую внешность; свод по фасаду и углы пилонов облицованы мрамором, нижняя поверхность свода — гранитом; щековые стенки — известняком.

Из других французских косых мостов отметим как наиболее замечательные: мост под железную дорогу в Béziers через Orb, косина 53° 20′;



Фиг. 265. Мост Athis через р. Сену.

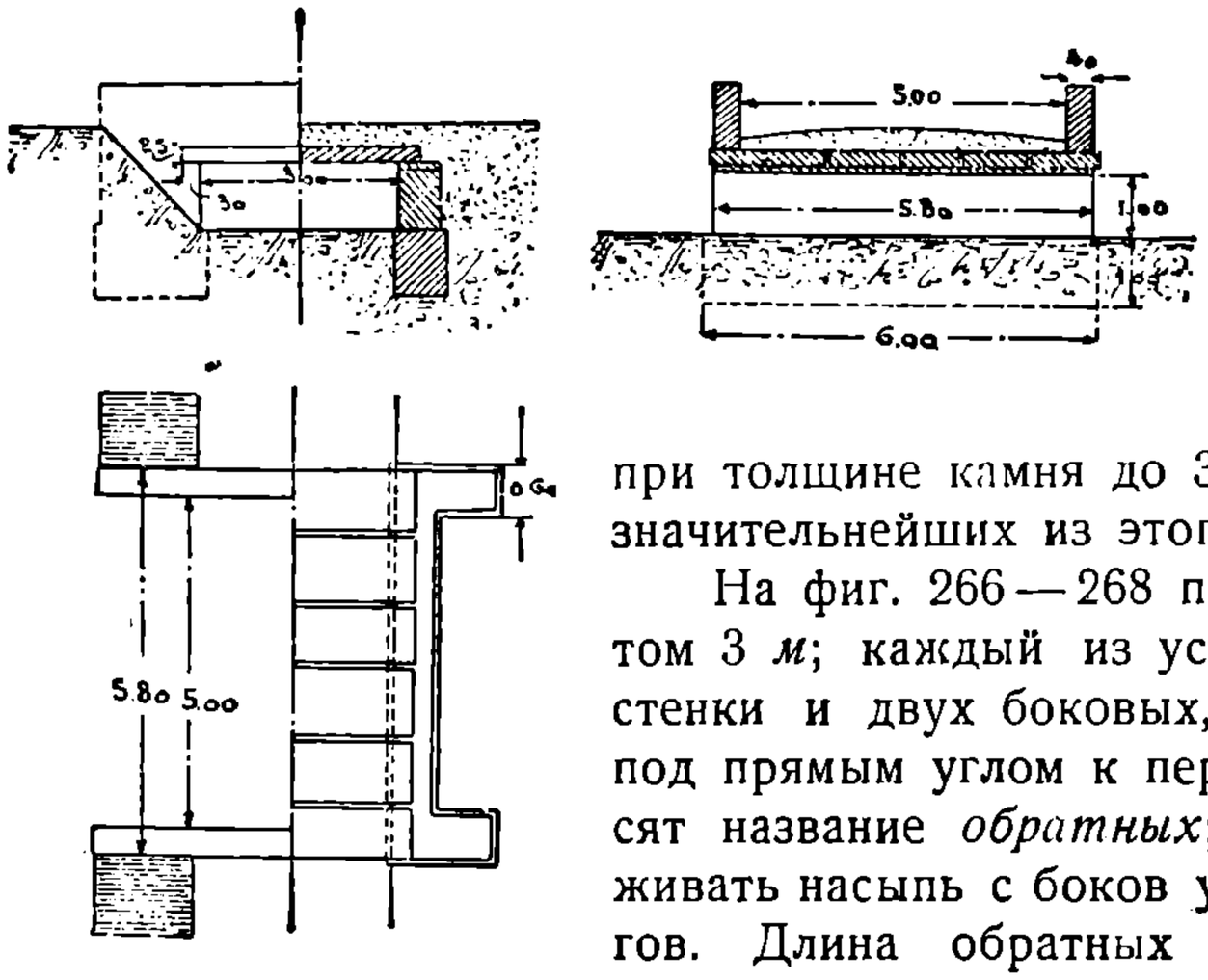
пять пролетов по 16,81 *м* по нормали и 20,0 по косому направлению, стрела подъема 1 : 8; очертание по дуге круга; разрезка гелисоидальная.

Мост в 7 пролетов по 20,0 *м* через Agly.

Мост Athis через реку Сену (фиг. 265) под железную дорогу; косина 70°; имеет пять пролетов по 32 *м*, считая по косому направлению; стрелка 4 *м*; разрезка кладки гелисоидальная. Во время войны 1870 г. своды были разрушены. Для быстрого восстановления движения каменные своды при возобновлении моста заменены железными арками.

§ 9. МОСТЫ С ПЛИТНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ.

14. Примеры. — В простейших типах каменных мостов пролет перекрывается каменной плитой, располагаемой концами на опорах моста и работающей на изгиб. В виду сравнительно низкого сопротивления камня изгибу пролеты подобных мостов не могут быть значительными, а применение типа особенно частым. Редко пролеты превосходят 1 *м* при толщине камня до 30 *см*. Приведем примеры значительнейших из этого рода мостов.



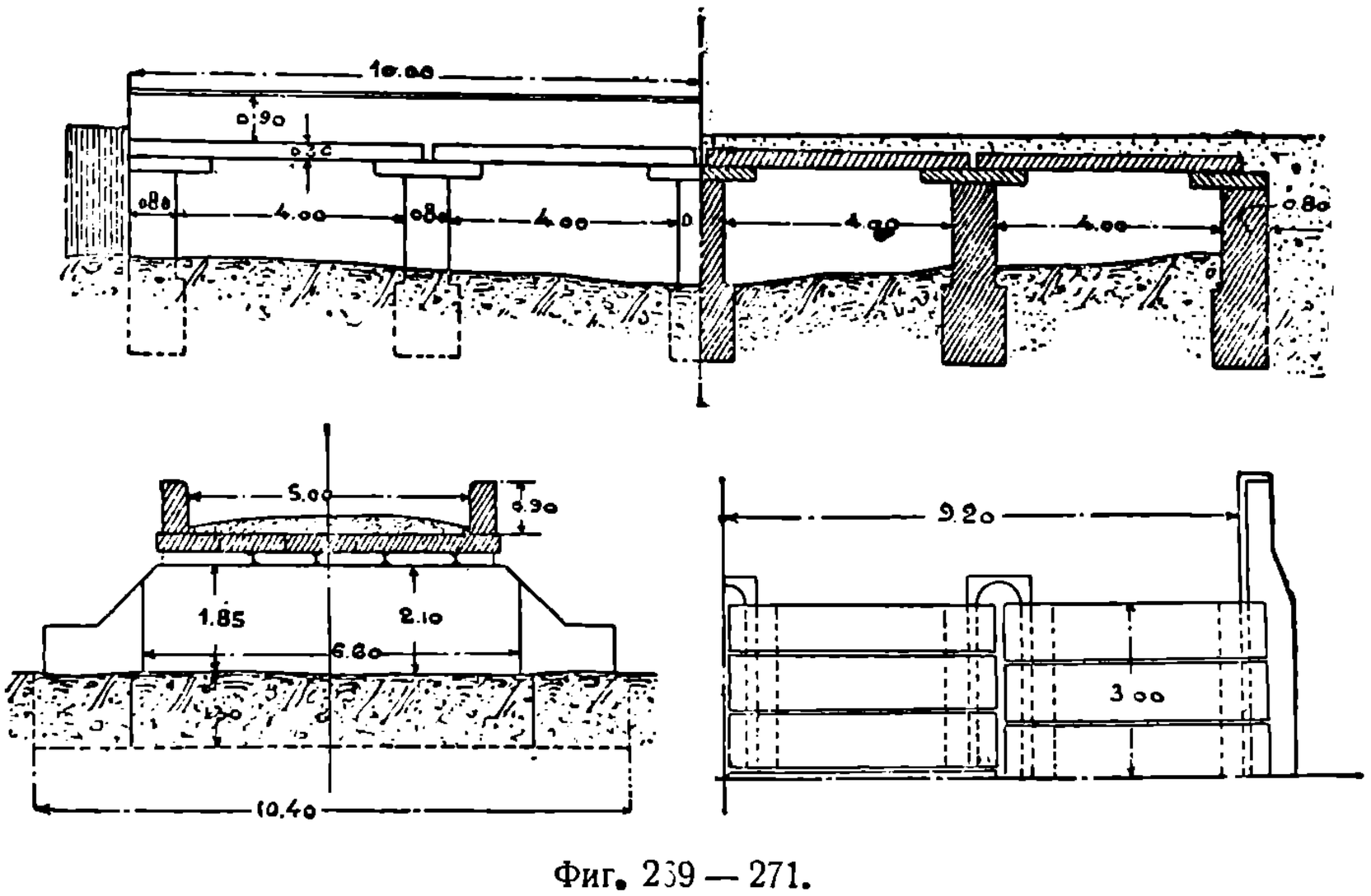
Фиг. 266—268.

На фиг. 266—268 представлен мост с пролетом 3 *м*; каждый из устоев состоит из передней стенки и двух боковых, расположенных в плане под прямым углом к первой. Боковые стенки носят название *обратных*; назначение их — поддерживать насыпь с боков у моста над откосами берегов. Длина обратных стенок принимается сообразно с заложением откоса берега. Опоры сло-

НБ УДУНТ (ДІТ)

жены из бутового камня; глубина фундамента сообразована со свойствами грунта и глубиною промерзания.

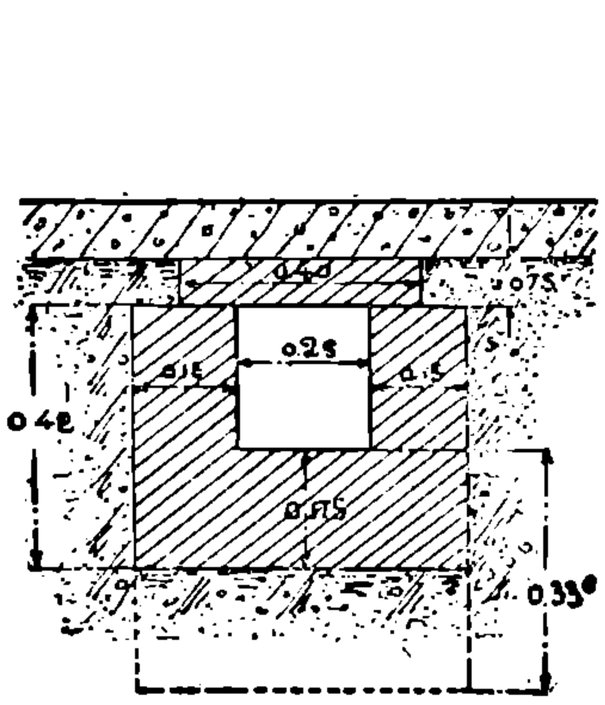
Другой пример подобного моста приведен на фиг. 269—271; мост имеет 4 пролета, по 4 *м* каждый. Устои не имеют обратных стенок; насыпь



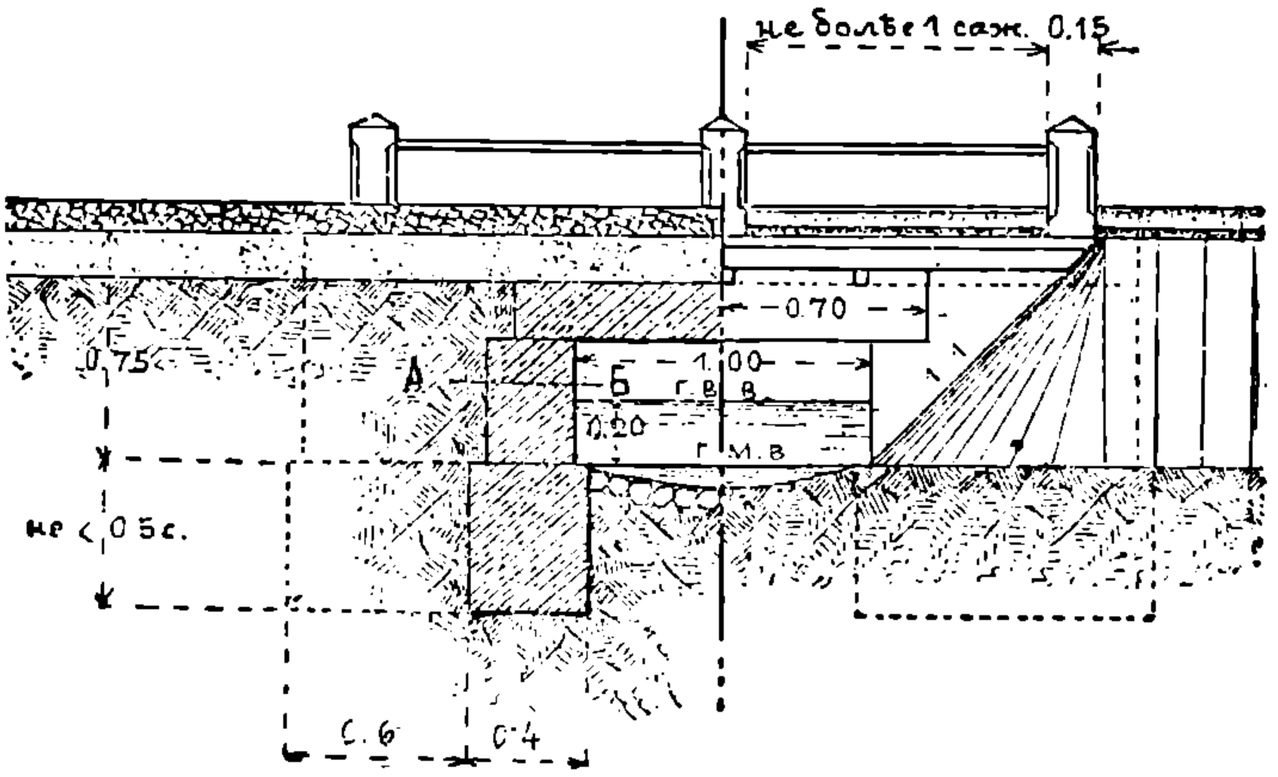
Фиг. 239 — 271.

обрывается у передней стенки всем ее поперечным сечением; для поддержания откосов передняя стенка продолжена в обе стороны по урезу откоса (фиг. 270).

Под концы плит подложены на опорах короткие плиты в виде подбалок.



Фиг. 272.



Фиг. 273.

Полотно для езды в виде слоя щебня, толщиною около 30 *см*, укладывается непосредственно по плитам и ограждается с боков карнизом или парапетом; последний по фиг. 267 и 270 состоит из камней толщиною около 40 *см* и высотою около 1 *м*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Приведенные примеры относятся к мостам, построенным во Франции, на юге, где оказались породы камня, обладающего хорошим сопротивлением изгибу (лурдский аспид). Плитное перекрытие применено было здесь даже под полотном железной дороги, в каковом случае толщина плиты бралась в 30 *см* для пролета в 1 *м*.

В СССР по недостатку подходящего материала такие мосты сравнительно редки и встречаются лишь на шоссейных и грунтовых дорогах. Плита берется из пород местного камня.

При небольших пролетах устои моста устраиваются на общем фундаменте (фиг. 272), причем кладка ведется иногда без раствора (сухая кладка). Сооружение получает вид лотка.

В настоящее время мосты с плитным перекрытием строятся всюду, но вместо камня применяется железобетон, прекрасно приспособленный к работе на изгиб (фиг. 273).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ГЛАВА ВТОРАЯ.

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ.

А. МОСТЫ ПОД ЖЕЛЕЗНУЮ ДОРОГУ.

§ 10. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ.

При постройке железных дорог у нас применялись почти исключительно *балочные* и *подкосные* деревянные мосты, пролетами от 2,0 до 8,0 и очень редко 10—12 *м*. Причина этого лежит в том, что другие системы деревянных мостов, каковы арочные, подвесные, решетчатые, удобоприменимы при пролетах более 10 *м*, а такие пролеты при железнодорожной нагрузке требуют солидных и дорогих пролетных частей, которые, однако, по свойствам материала не долговечны и, что особенно важно, подвержены пожару; следствием пожара явится перерыв движения на тем больший срок, чем пролет моста больше, так как тем сложнее должно быть пролетное строение. В историческом очерке мы имели случай заметить судьбу огромного деревянного Мстинского моста, длиною 550 *м* и высотою 33 *м*, с пролетами, перекрытыми фермами Гау. В 1869 г. этот мост сгорел. Можно с уверенностью сказать, что такое сооружение в настоящее время невозможно, так как пожар всегда угрожал бы прервать движение на дороге на весьма значительный срок. Кроме того, большие пролеты требуют каменных опор, так как деревянные опоры особенно недолговечны и сгнивают у поверхности земли в 5—8 лет.

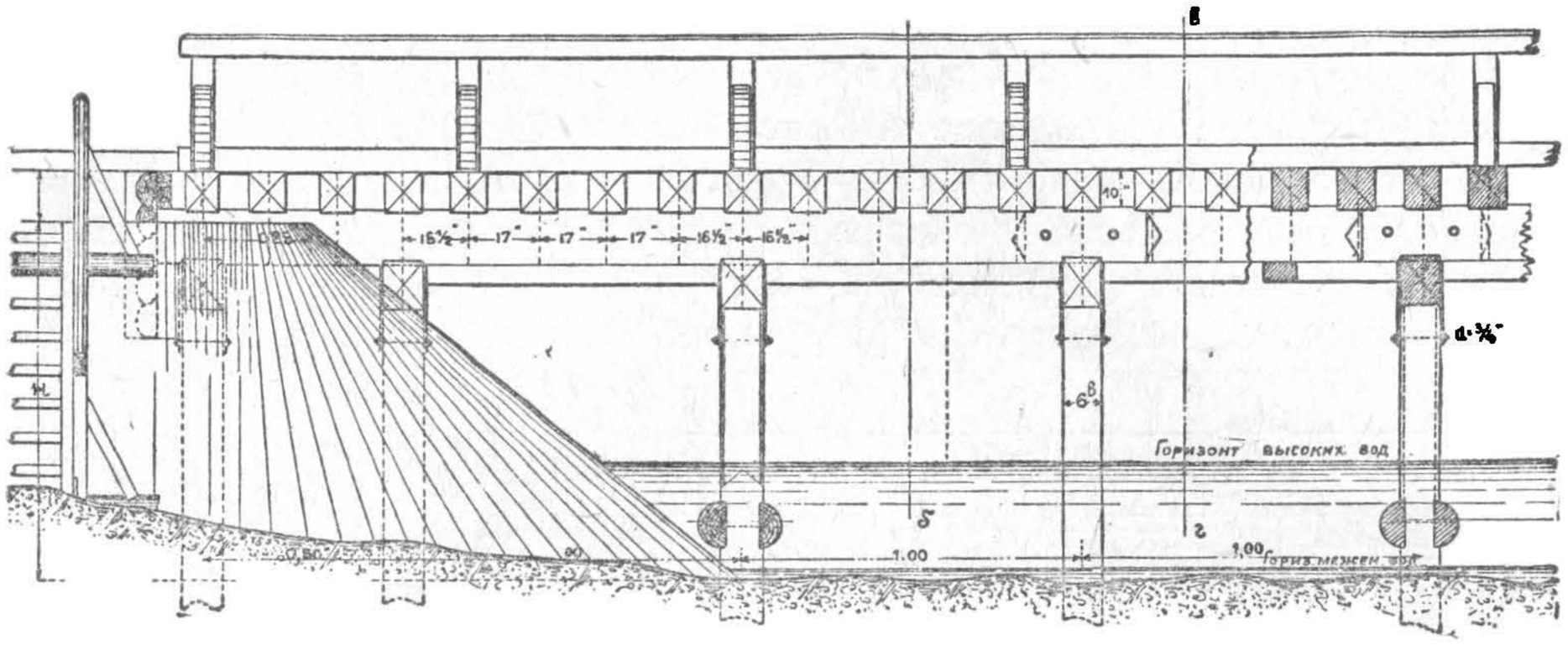
Тем не менее, изредка на железных дорогах применялись фермы Гау, как, напр., это было на Сибирской ж. д., в качестве временных сооружений. В настоящее время, после мировой войны, они находят частое применение при восстановлении разрушенных мостов.

Балочные мосты характеризуются тем, что перекрытие пролетов производится деревянными *балками*, поддерживаемыми непосредственно опорами моста. Эти балки называются *прогонами*. Прогоны составляются большею частью из брусьев или бревен, положенных рядом или друг на друга для увеличения сопротивления изгибу. Раньше во многих подобных случаях прибегали к постановке *шпонок* для получения *составного* бруса, сопротивляющегося как целый. В настоящее время к шпонкам прибегают редко,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

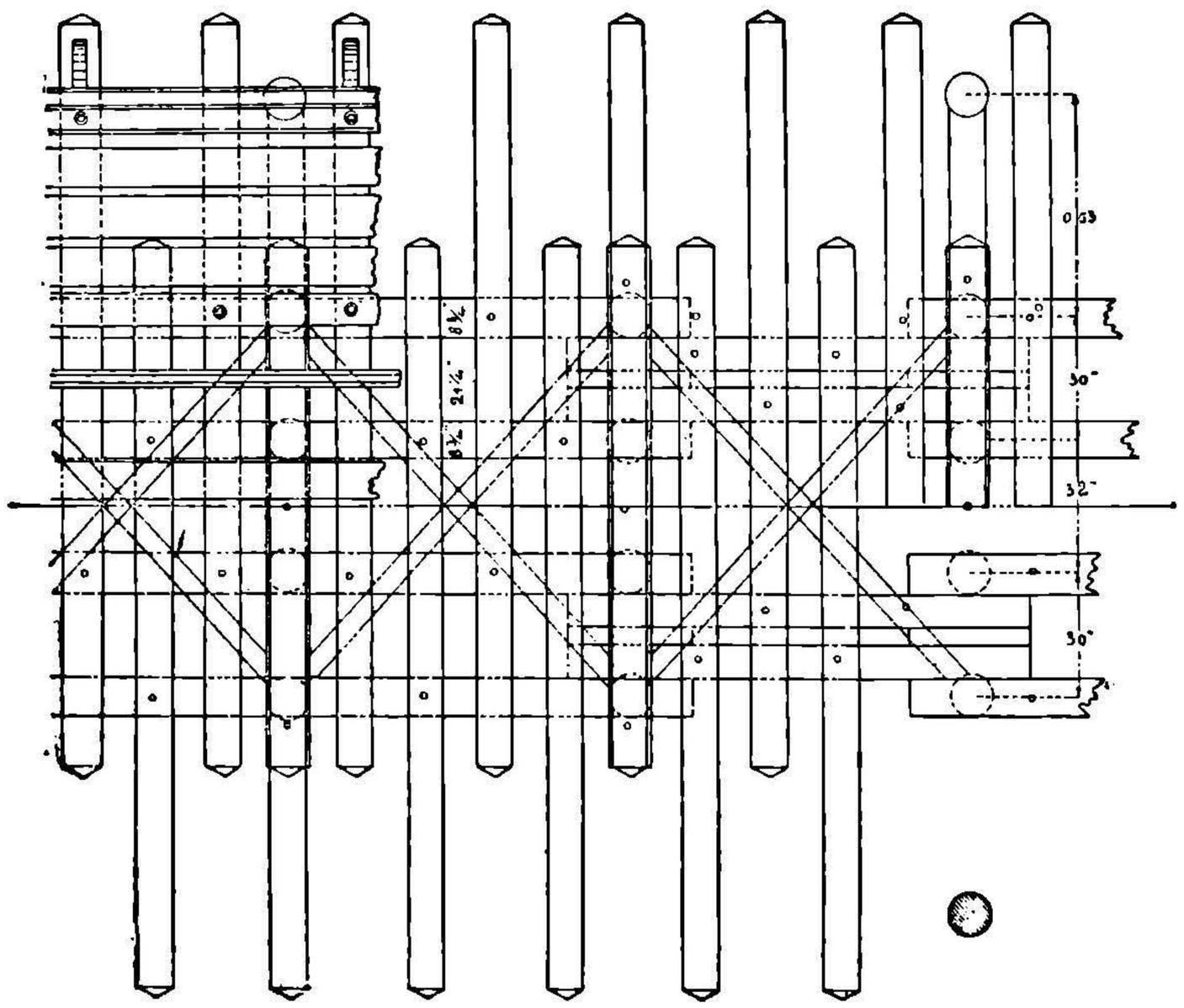
так как опыт показал, что применение их, требующее тщательной работы, не вполне оправдывается. Составные брусья заслуживают, однако, внимания, так как дают хорошее средство для применения в кратковременных сооружениях: мостах, подмостях, кружалах.

15. Типы Среднесибирской ж. д. — Прекрасно проработанные и продуманные проекты деревянных мостов Среднесибирской ж. д. являются



Фиг. 274. Деревянный мост Среднесибирской ж. д.: фасад.

до сих пор наилучшими среди русских проектов деревянных железнодорожных мостов балочной и подкосной системы. Чертежи балочного моста с пролетами в 1,0 саж., примененные при постройке Среднесибирской ж. д., представлены на фиг. 274—276. Мост состоит из ряда свайных опор, размещенных друг от друга в расстоянии 1,0 саж., за исключением крайних



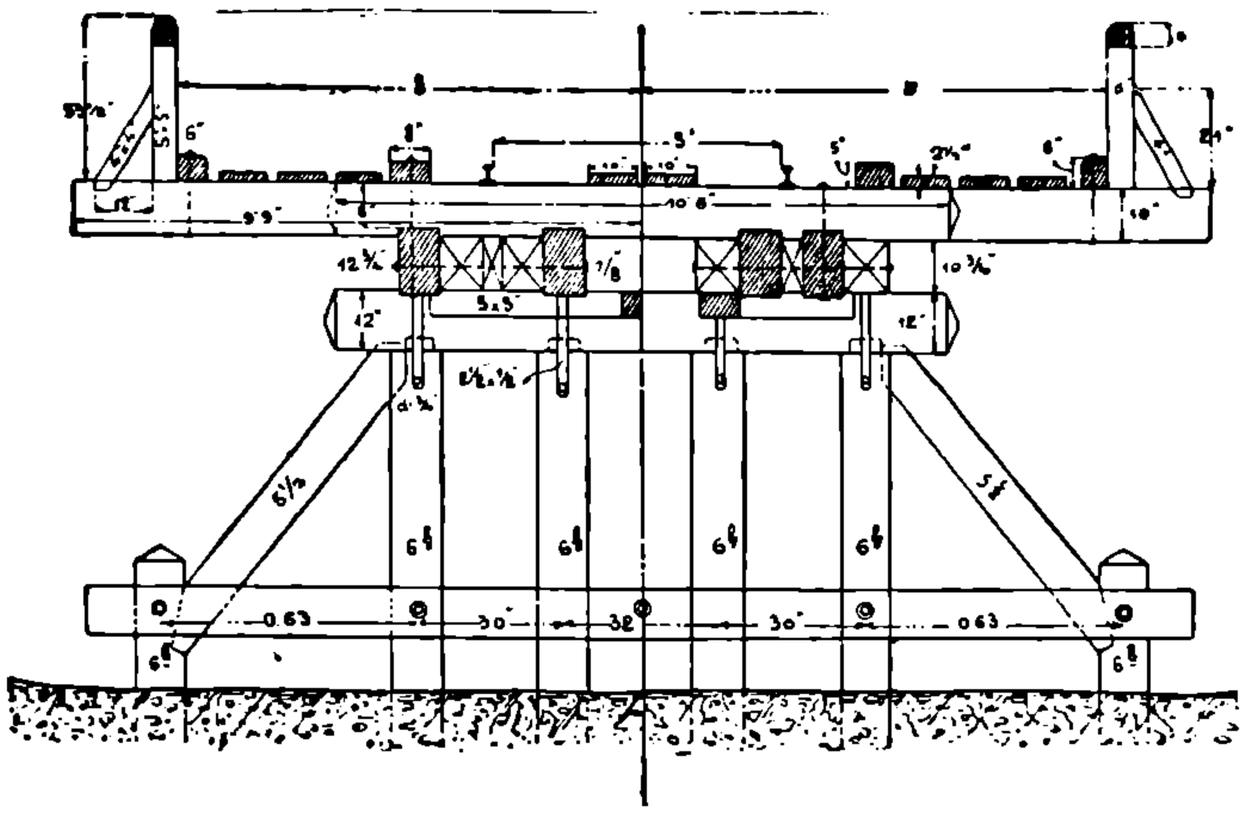
Фиг. 275. Деревянный мост Среднесибирской ж. д.: план.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

опор, отстоящих от смежных на 0,5 саж. На опорах расположены прогоны, поддерживающие полотно моста.

Полотно состоит из поперечных брусьев и расположенных на них рельсов, охранных брусьев, помещенных по бокам рельсов, и дощатого настила, предназначенного для удобного хождения по мосту служащих.

Поперечины имеют сечение $9'' \times 10''$; расстояние между осями смежных поперечин назначено $16^1/_2$—17 дм. и выбрано так, чтобы, во-первых, просветы между поперечинами не превосходили 8 дм., а, во-вторых, чтобы на каждом саженном пролете они были расположены одинаково, что вносит стройность в конструкцию моста. Требование, чтобы величина просвета была не больше 8″, основано на необходимости дать возможность колесам подвижного состава, сошедшего на мосту или перед мостом с рельсов, продолжать катиться по мосту без разрушительных ударов и сотрясений. Поперечины врублены в прогоны и прикреплены к ним двумя болтами каждая, толщина болтов $^7/_8$ дм. Врубка имеет глубину 1″ и сделана лишь в четверть, для возможно меньшего ослабления прогона (фиг. 277). Все поперечины имеют длину 15 футов и расположены так, что конец одной поперечины выдвинут сильнее в одну сторону, а конец следующей — в противоположную. Таким путем получилось уширение площади полотна до $19^1/_2$ футов.



Фиг. 276. Деревянный мост Среднесибирской ж. д.: поперечные разрезы.

Охранные брусья, сечением 6×8 дм., уложены по наружной стороне рельсов в расстоянии 12 дм. от последних. Брусья врублены в поперечины на 1″ и притянуты болтами; назначение их — удерживать на мосту колеса подвижного состава, сошедшего с рельсов. Охранные брусья тянутся во всю длину мостового полотна и продолжены на 16 футов от концов моста по насыпи. Для направления колес подвижного состава, сошедшего с рельсов перед мостом, концы охранных брусьев отведены от рельсов до расстояния на концах в $2^1/_2$ фута. (Можно видеть на фигуре 332).

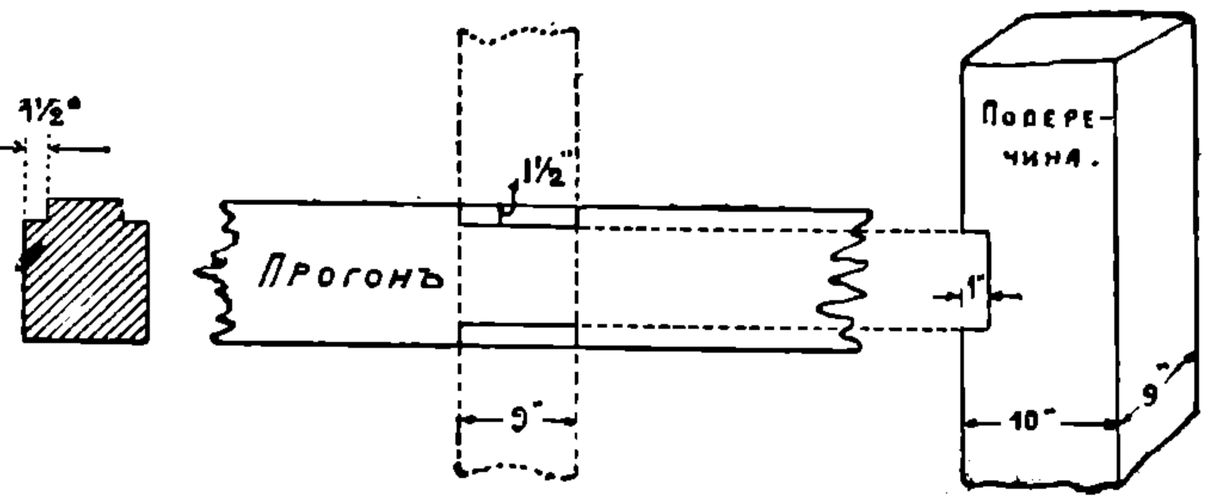
Дощатый настил состоит из 8 полос досок шириною 10″ и толщиною $2^1/_2$″, прибитых к поперечинам гвоздями длиною 5 — 6 дм. Доски уложены с просветом в 1″, чтобы облегчить проветривание и дать сток воде.

Мостовое полотно ограждено с боков *перилами*, расстояние между перилами по ширине моста равно 16 футам и строго определено требованиями габарита приближения строений (теперь 4,9 *м*). Если у перил будет стоять человек, то поезд не заденет его, так как между габаритом приближения строений и габаритом подвижного состава имеется просвет 65 *см* (по новому габа-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

риту — 60 *см*). Перила состоят из *поручня* и поддерживающих его стоек, укрепленных подкосами. Высота перил 31 дм. над настилом.

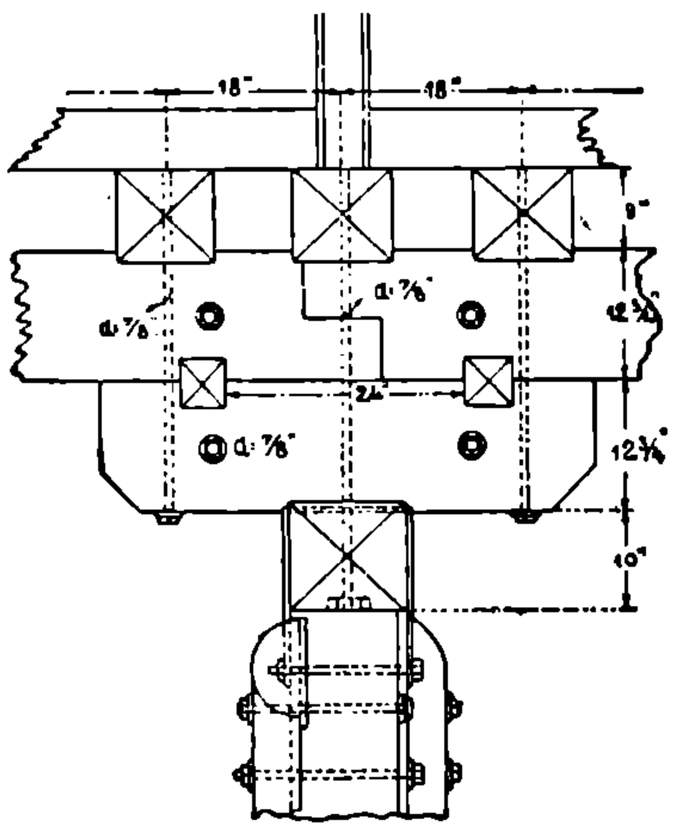
Для поддержания полотна и подвижной нагрузки назначено 4 прогона, по два под каждую рельсовую нитку. Каждый прогон состоит из одного бруса, сечением $12^3/_4 \times 8^3/_4$ дм. Прогоны одной стороны расположены в расстоянии 30 дм. ось от оси; между внутренними прогонами расстояние 32 дм. (фиг. 276). Все прогоны тянутся непрерывно через 3 пролета; на четвертой опоре они обрываются (фиг. 274) и заменяются двумя другими, расположенными концами в промежутке между концами первых (фиг. 275 и 276); новые брусья уложены с просветом между ними в $3^3/_4$ дм. и идут на протяжении лишь одного пролета, а затем снова ставятся длинные основные прогоны.



Фиг. 277.

Что касается опор моста, то каждая из них состоит из 4 *коренных* свай, расположенных под четырьмя прогонами, и двух *подкосных* свай, поставленных не в каждой опоре, а через одну.

Диаметр свай 6 вершков. Все четыре коренные сваи покрыты общим верхним брусом, сечения $10^1/_2 \times 12^1/_2$ дм., называемым *насадкой*; брус этот насажен на сваи на шипах и укреплен при помощи железных хомутов с болтами; хомуты сделаны из полосового железа сечением $2^1/_2 \times {}^1/_2$ дм. Насадка играет важную роль, выравнивая сваи одного поперечного ряда и принимая на себя давление прогонов.



Фиг. 278.

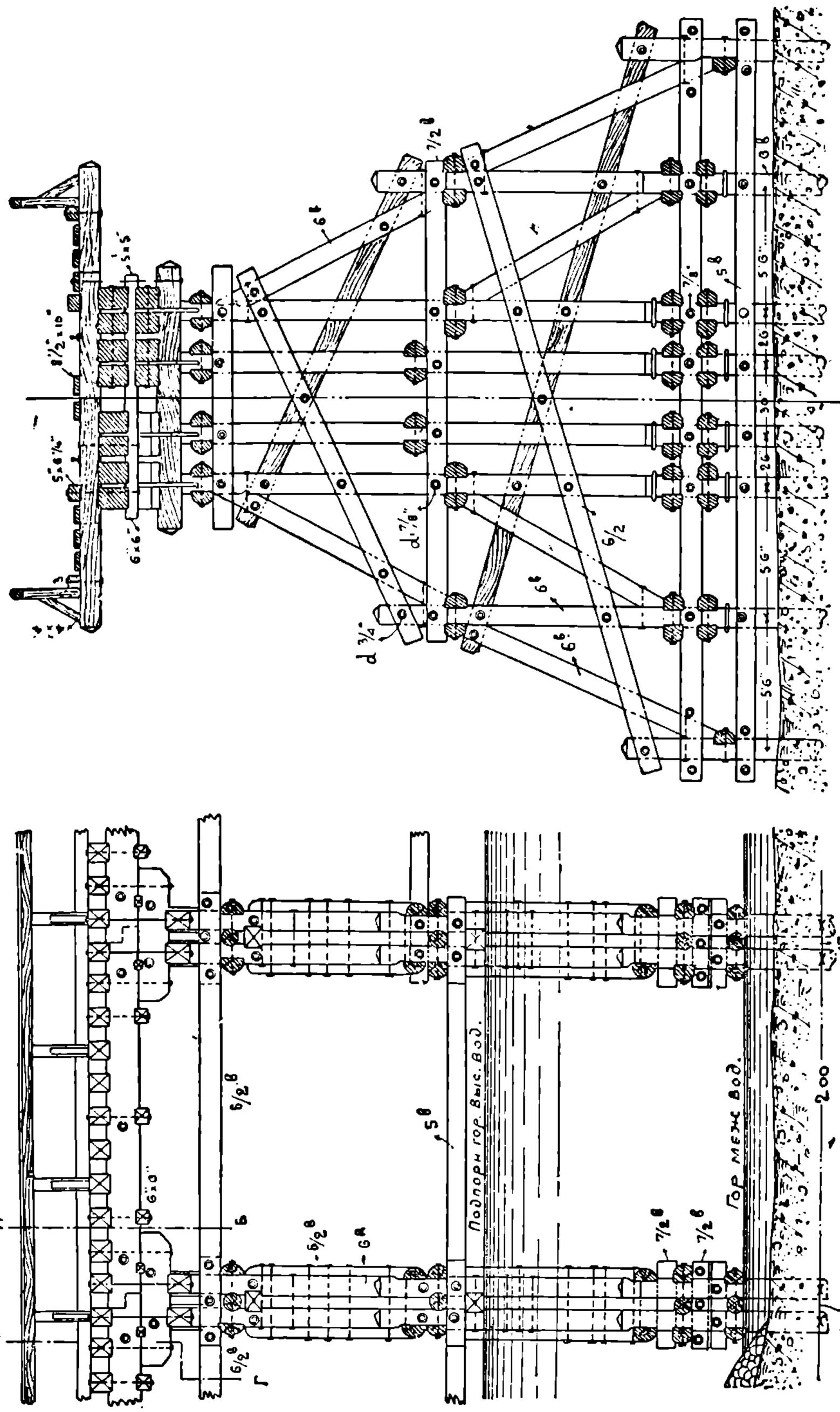
Подкосными сваями и подкосами опоры снабжаются не всегда, назначение их — придание мосту боковой устойчивости; чем выше мост, тем нужнее поперечное укрепление моста. При насыпях около одной сажени подкосами снабжены, как сказано, опоры через одну (фиг. 274); если мост расположен на закруглении и подвержен действию центробежной силы, подкосы делаются во всех опорах за исключением крайних, попадающих в насыпь.

В случае применения подкосов, нижние концы их стягиваются парными горизонтальными схватками из пластин (фиг. 274, 276).

Кроме подкосов, описываемый тип моста снабжен для увеличения поперечной жесткости *горизонтальными связями* (фиг. 275); связи образуют горизонтальную жесткую систему в виде фермы Гау; поясами служат прогоны, стяжками — насадки; раскосы соединяются в притык, так как работают на сжатие, и поддерживаются лишь скобами.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Концы моста входят в насыпь для сопряжения полотна насыпи с полотном моста. Чтобы предохранить прогоны — наиболее ценную часть моста—от быстрого загнивания, насыпь под прогонами опускается ниже



Фиг. 279—280. Мост Среднеюпирской ж. д. с пролетами в 2,0 саж.: часть фасада и поперечные разрезы.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

их уровня; для поддержания получающегося в насыпи и баласте уступа применен *закладной щит* (фиг. 274), сколачиваемый из пластин (детально на фиг. 297).

Особенность описанного типа моста заключается в таком расположении брусьев прогона, при котором устраняется необходимость устройства стыка их.

Конструкция деревянных мостов этого типа, как и других, изменяется с изменением величины пролета и высоты моста.

При пролетах 1,5 саж. под каждый рельс нужно уже ставить по 4 прогона, каждый в один брус, сечением $8^3/_4 \times 12^3/_4$ дм. Все 4 прогона укладываются рядом с просветами в 1 и $2^1/_2$ дм., причем брусья прогона идут в одну непрерывную прямую, соединяясь друг с другом концами при помощи стыков. Стык изображен на фиг. 278, концы брусьев закладываются друг на друга при помощи коротких врубок в полдерева и снизу поддерживаются так называемой *подбалкой*; все части соединяются друг с другом вертикальными и горизонтальными болтами толщиною $^7/_8$ дм. и шпонками.

Фиг. 281 — 283.

С увеличением пролета нагрузка на опоры моста увеличивается; для опор при пролетах 1,5 саж. для рассматриваемых типов требовалось уже применение свай толщиною 7 вершков.

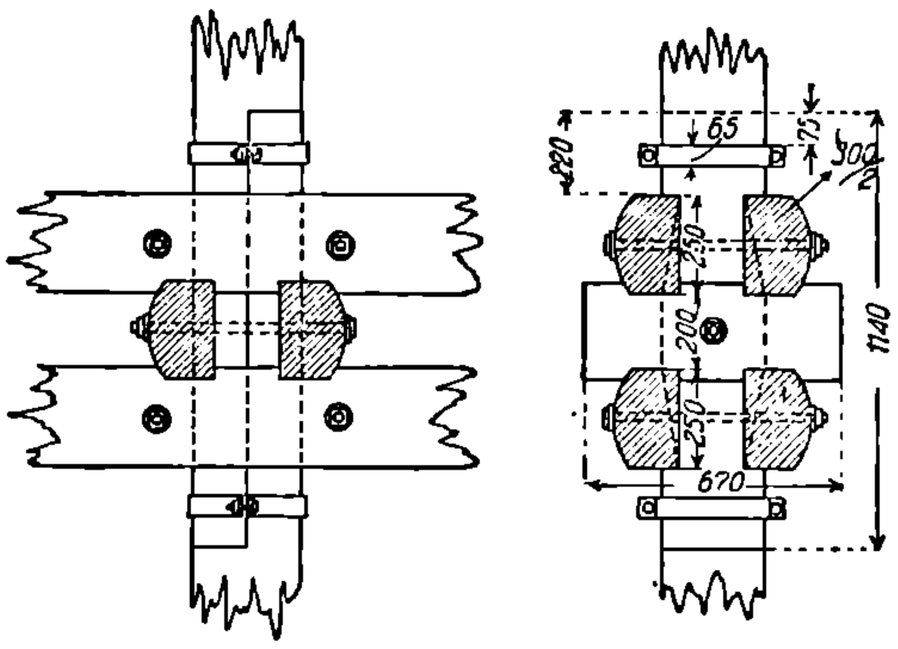
При пролетах 2,0 саж, в типах Среднесибирской ж. д. (фиг. 279—280) под каждый рельс дано по 4 бруса, сечением $11 \times 15^1/_2$ дм., брусья эти располагаются рядом, как в предыдущем случае, в виде 4 прогонов (фиг. 280) или в 2 яруса в виде 2 прогонов под каждым рельсом (фиг. 288). Опоры при этом пролете составлены из свай 6-вершковых, расположенных в 2 ряда.

При увеличении высоты моста конструкция опоры изменяется в том отношении, что для придания поперечной устойчивости требуются более серьезные крепления.

При высоте насыпи около 4,0 саж., опоры вследствие значительной высоты становятся уже настолько дорогими, что невыгодно их ставить через каждую сажень; при постановке через 2,0 саж. они получают конструкцию, представленную на фиг. 279—280. Опора состоит из 8 коренных свай и 8 подкосных; последние в связи с постановкой подкосов срезаются на разных уровнях.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

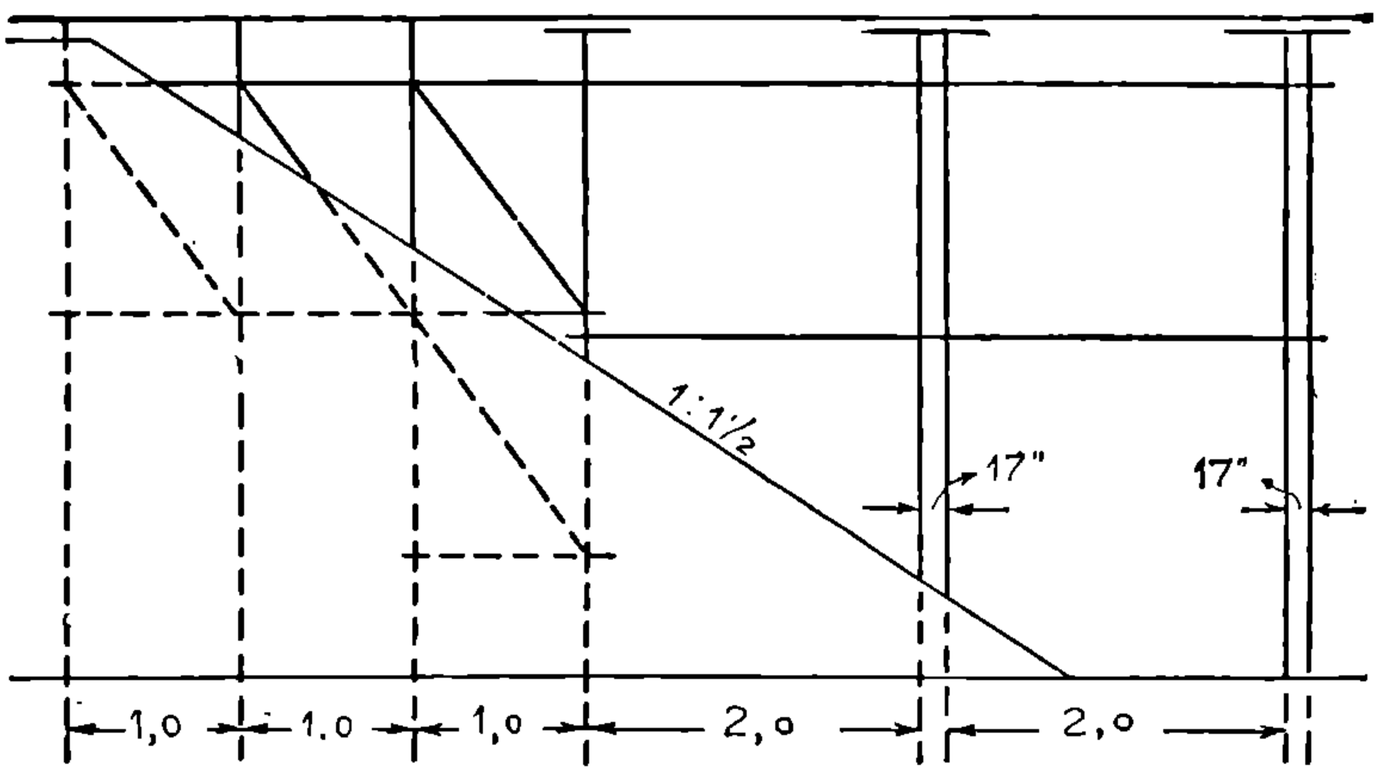
С каждой стороны опору поддерживают подкосы в 2 линии; подкосы наружной линии состоят из двух частей; промежуточный узел затянут схваткой примерно на половине высоты опоры (фиг. 280); получаются как бы два яруса, укрепленные, кроме подкосов, еще крестовыми схватками. Поперечные ряды свай опоры отстоят друг от друга на 17 дм. между осями; просвет в 7″ дает возможность поместить в нем ту или иную поперечную связь, именно: одна из диагоналей каждого яруса (заштрихованы) проходит между рядами свай и состоит из целого бруса 10 × 10 дм.; встречная диагональ двойная, состоит из двух 6-вершковых пластин, помещенных снаружи свайных рядов. Нижние концы подкосов затянуты двумя горизонтальными затяжками; верхняя из них служит вместе с тем для укрепления места сроста свай.



Фиг. 284 — 285. Неправильная конструкция.

Сваи забиваются в землю до отказа, но не менее, чем на 1,5 — 2 саж.; чтобы при этом избежать употребления слишком длинных дорогих бревен, устраивают *наращивание* свай.

Наращивание произведено врубкой в полдерева с укреплением места соединения схватками и короткими брусками подобно тому, как изображено на фиг. 281—283. Кроме того, поставлены железные бугеля из двух дуг, соединенных болтиками. Это прекрасное соединение нередко бракуется как не достигающее цели: под ударами бабы оно разрушается. Это происходит при неумелом исполнении стыка. Нужно, чтобы обе горизонтальные площадки вступали в работу по передаче нагрузки *одновременно* и по всей их площади. Для достижения такого результата рекомендуется применять пропиливание стыков по горизонтальным площадкам одной и той же поперечной пилой с последующим осаживанием соединяемых частей сваи. Пропил делается несколько раз, до тех пор пока пила не захватит всю площадь стыков. После этого прилегание будет полное и одновременное. При ударе бабы свая с таким наращиванием дает характерный звук цельности сваи. Затем бугель надо ставить по фиг. 281—283, а не по фиг. 284 — 285.

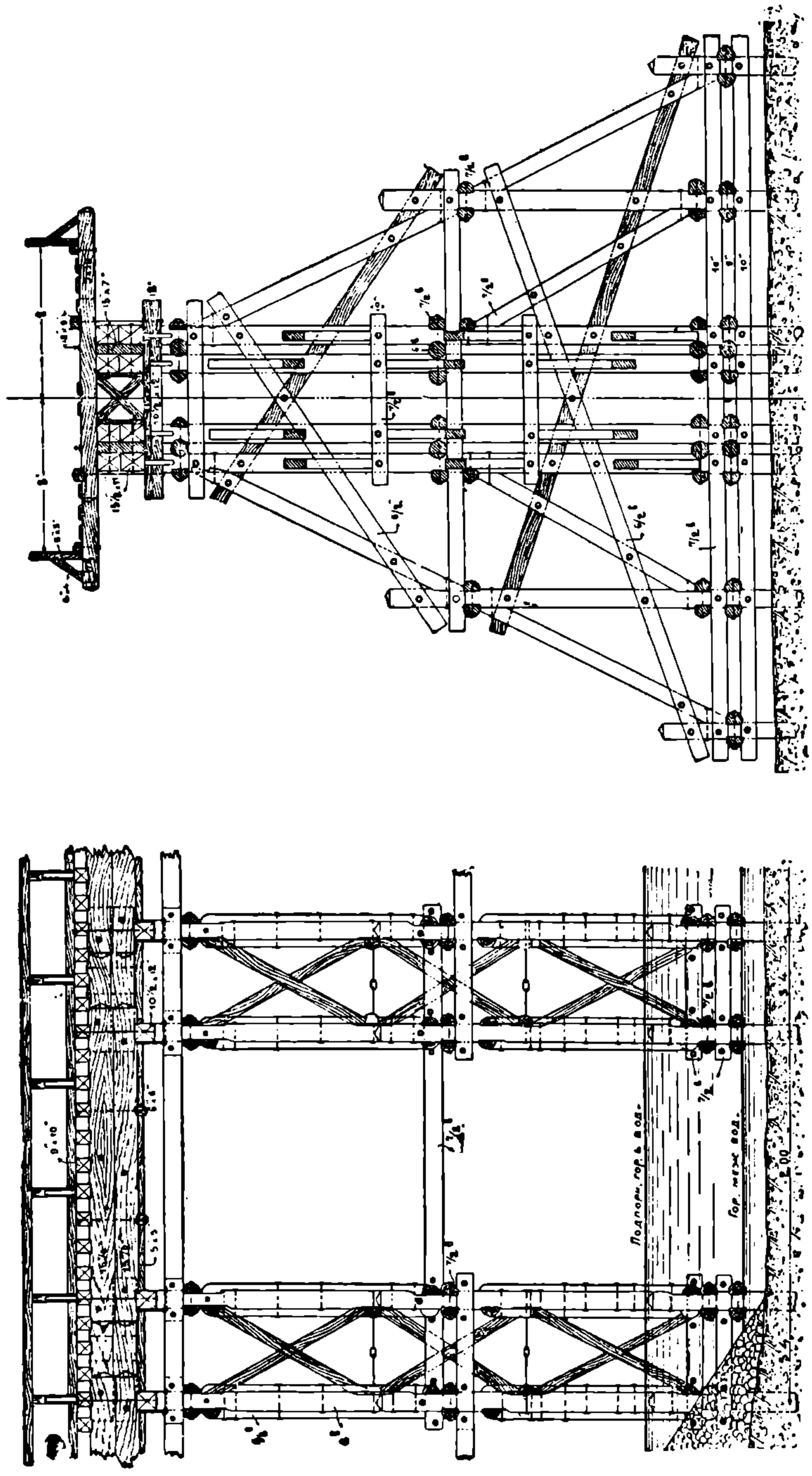


Фиг. 286.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

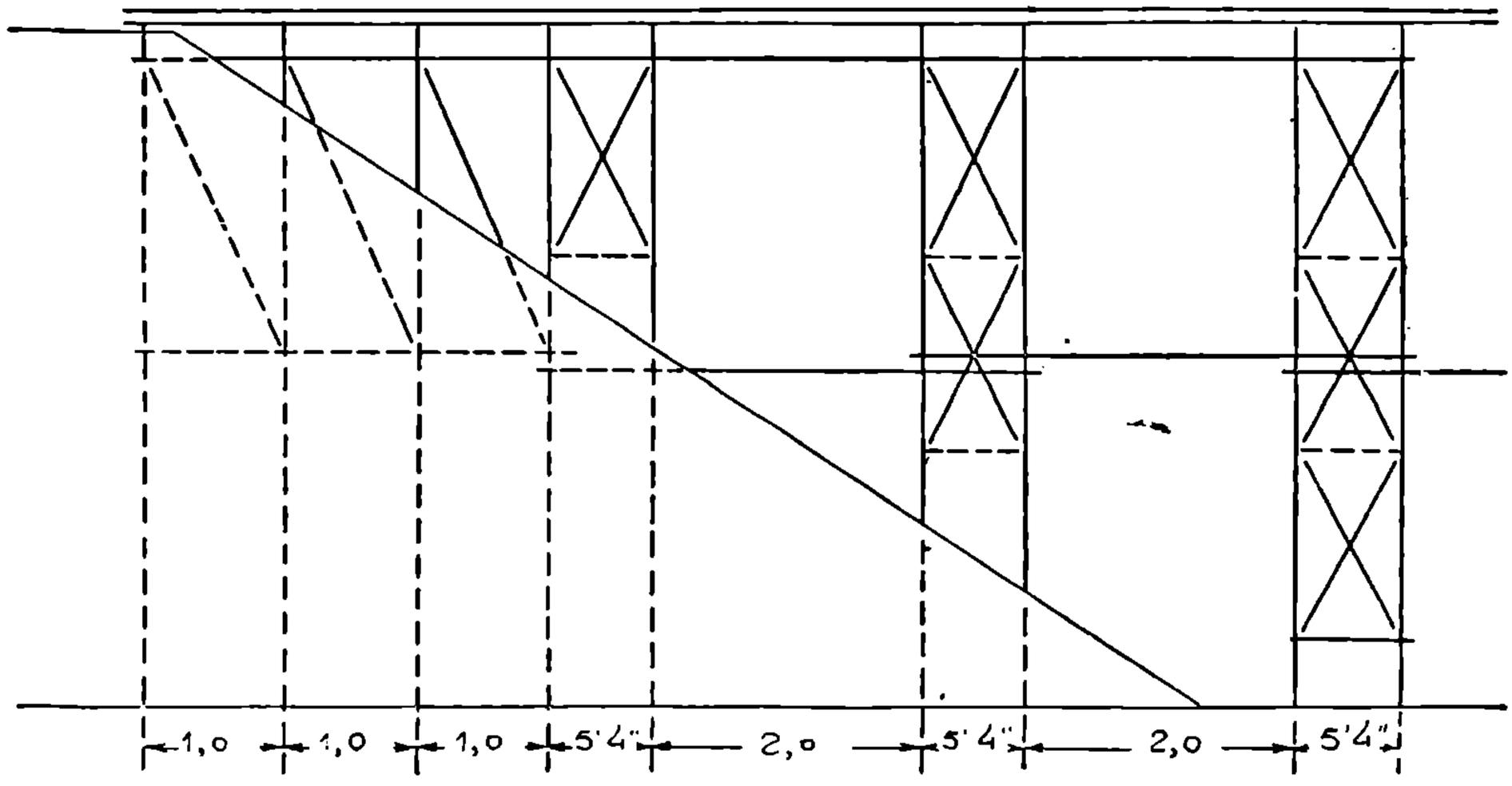
Схема моста приведена на фиг. 286.

Конец моста, где опоры погружены полностью или в значительной части в насыпь и не требуют поперечного крепления, состоит из односаженных пролетов, соединенных в одно целое горизонтальными схватками и подкосами; получается как бы устой. Крайний пролет может иметь раз-

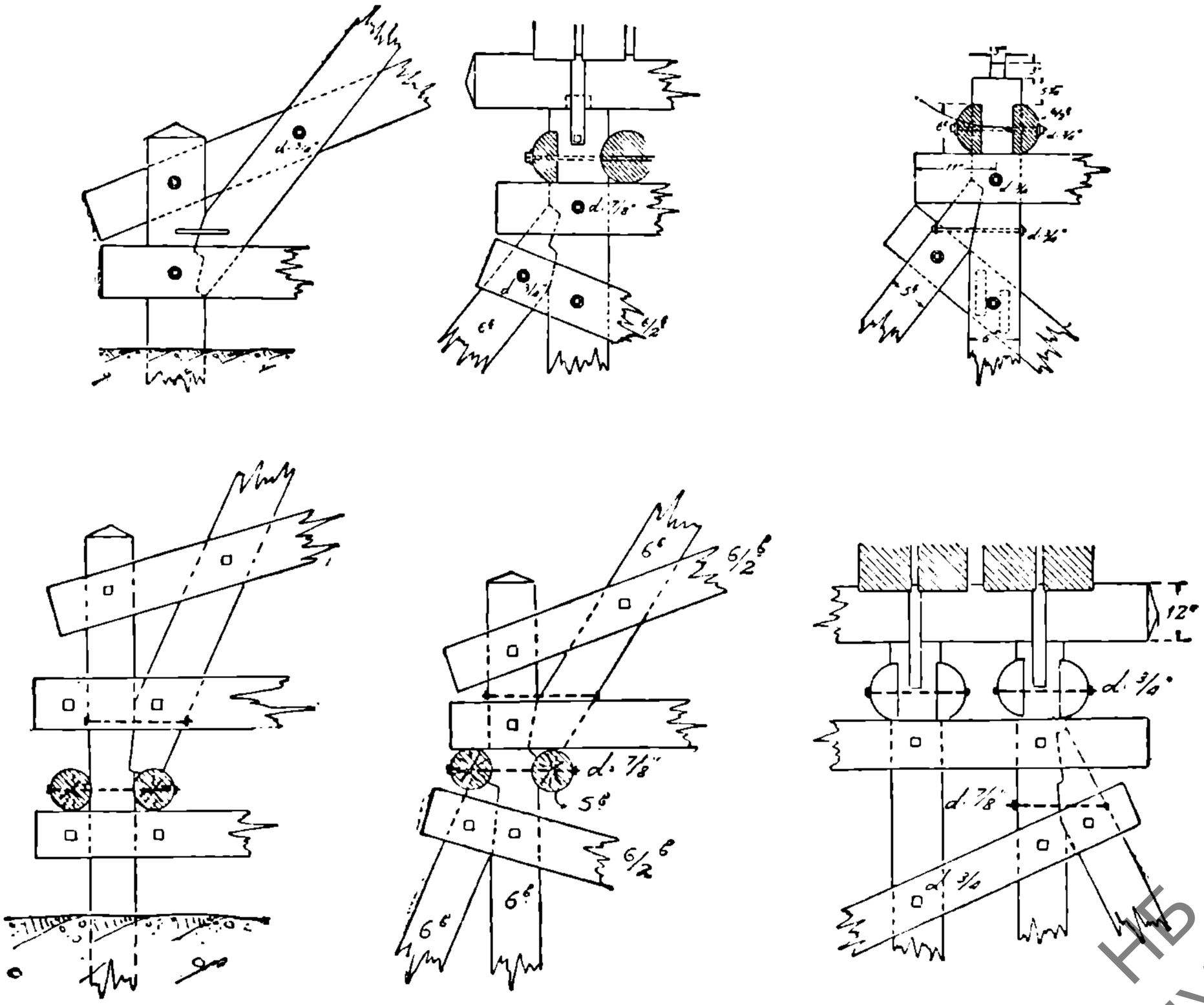


Фиг. 287 — 288. Мост Среднесибирской ж. д., пролеты 2,0 саж. при большой высоте насыпи: часть фасада и поперечные разрезы.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 289.

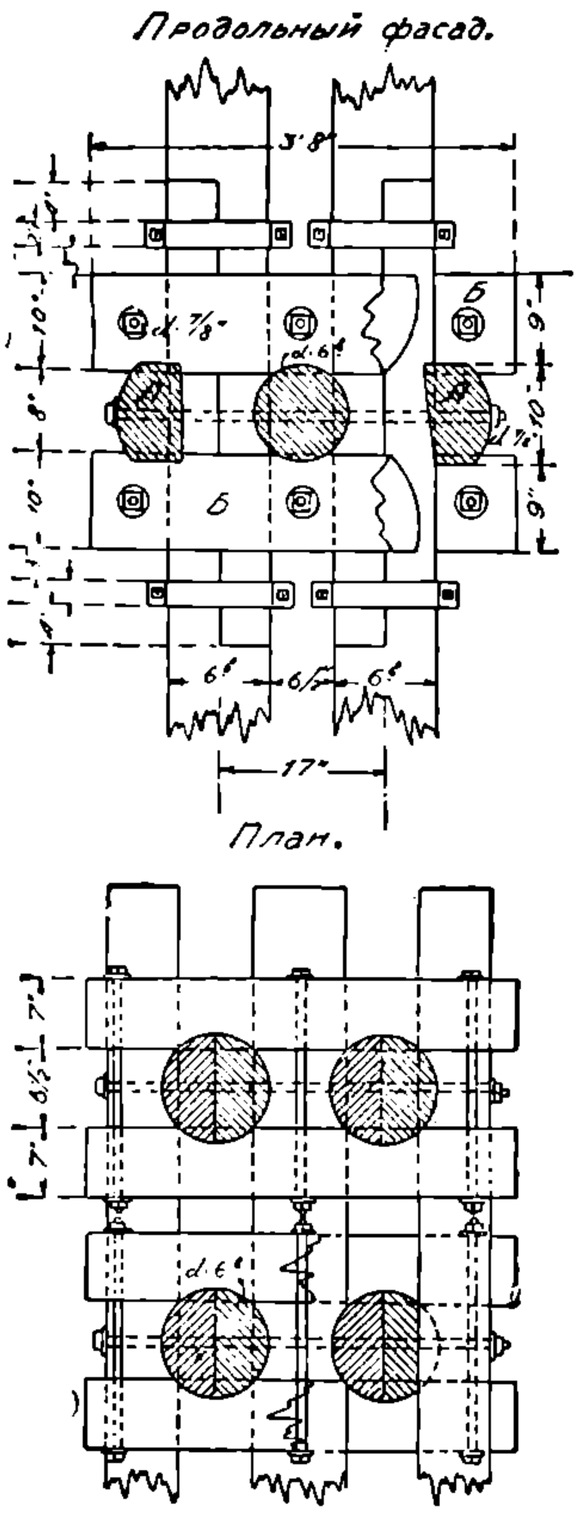


Фиг. 290 — 295. Детали.

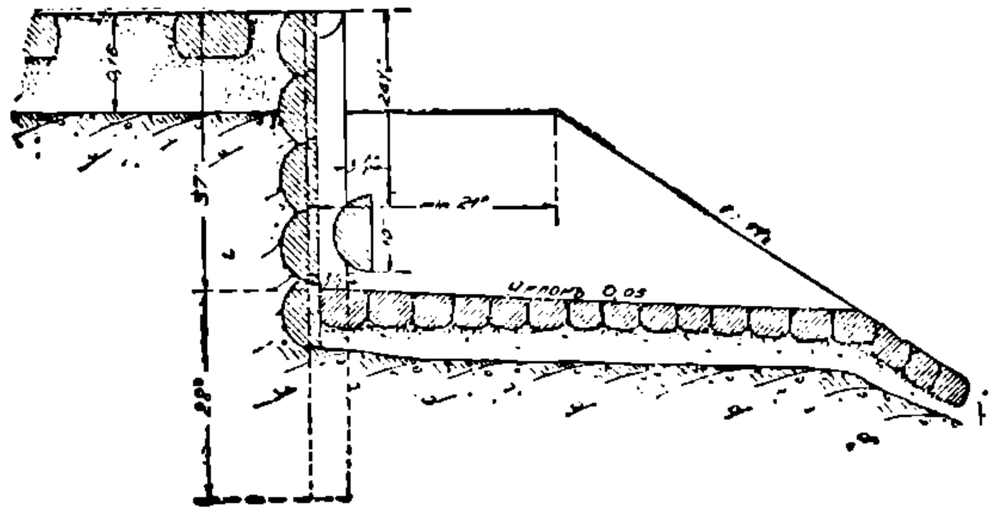
НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

меры в пределах от 0,5 до 1,0 саж. в зависимости от разбивки моста и размеров просвета в насыпи.

Диагональные поперечные связи ставятся в опорах при высоте их более 1,0—1,5 саж.; подразделение на два яруса делается при высоте опор более 3 саж.



Фиг. 296. Наращивание свай.



Фиг. 297. Сопряжение насыпи с мостом.

Если высота моста больше 7—8 *м*, необходимо принять меры для получения жесткой опоры и в продольном направлении. Наиболее удачный прием заключается в более широкой расстановке поперечных рядов свай, составляющих опору. В типе, изображенном на фиг. 287—288, ряды расставлены на 5' 4" и соединены в плоскостях коренных свай крестами из дерева и стяжками из круглого железа. Наличность, кроме двухсаженных пролетов, маленьких пролетов на протяжении опоры дает возможность обойтись без непосредственных стыков в прогонах. Схема дана на фиг. 289.

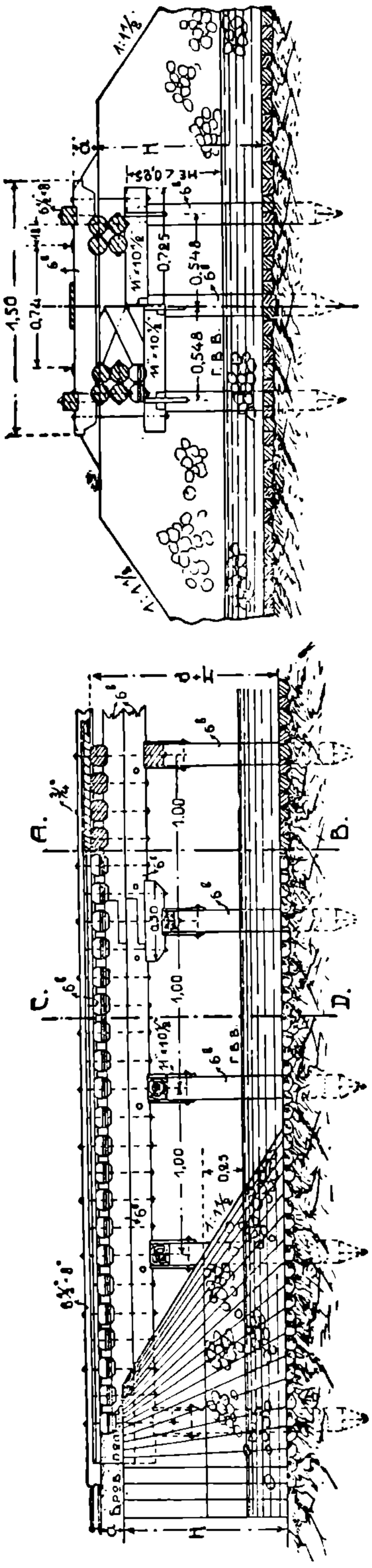
На фиг. 290 — 295 приведены детали врубок подкосов для различных случаев.

На фиг. 296 приведены детали наращивания свай в опоре с двумя рядами свай.

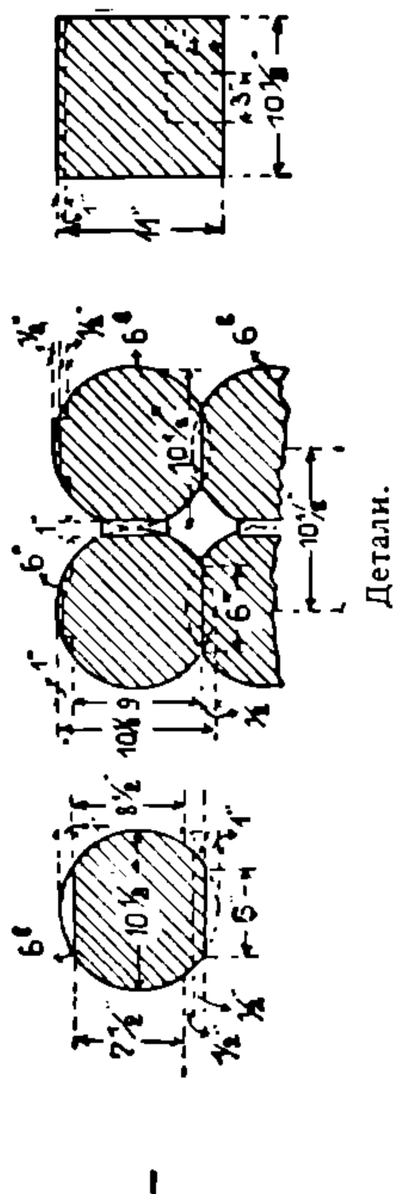
Фиг. 297 показывает устройство конца насыпи в месте сопряжения ее с мостом.

16. Типы о-ва Рязанско-Уральской ж. д. — Из типов, примененных на линиях названного общества, приведем в качестве примеров балочных мостов такие, в которых и поперечины с прогонами устроены из круглого леса. На фиг. 298 — 301 показана конструкция моста при высоте насыпи около 1 саж. Пролеты по 1,0 саж.; опора состоит из трех 6-вершковых коренных свай (фиг. 299), забитых до отказа и перекрытых насадкой; сваи расположены в расстоянии 0,548 саж. друг от друга с тем, чтобы давление

НБ УДУНТ (ДІІТ)

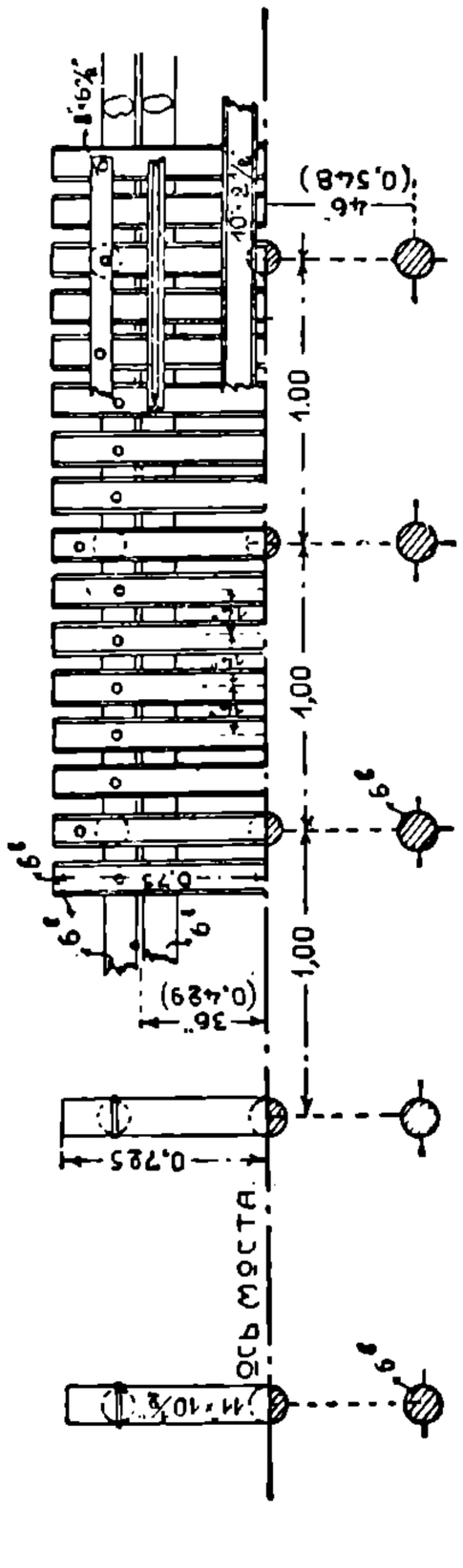


Поперечные разрезы.



Детали.

Фасад.



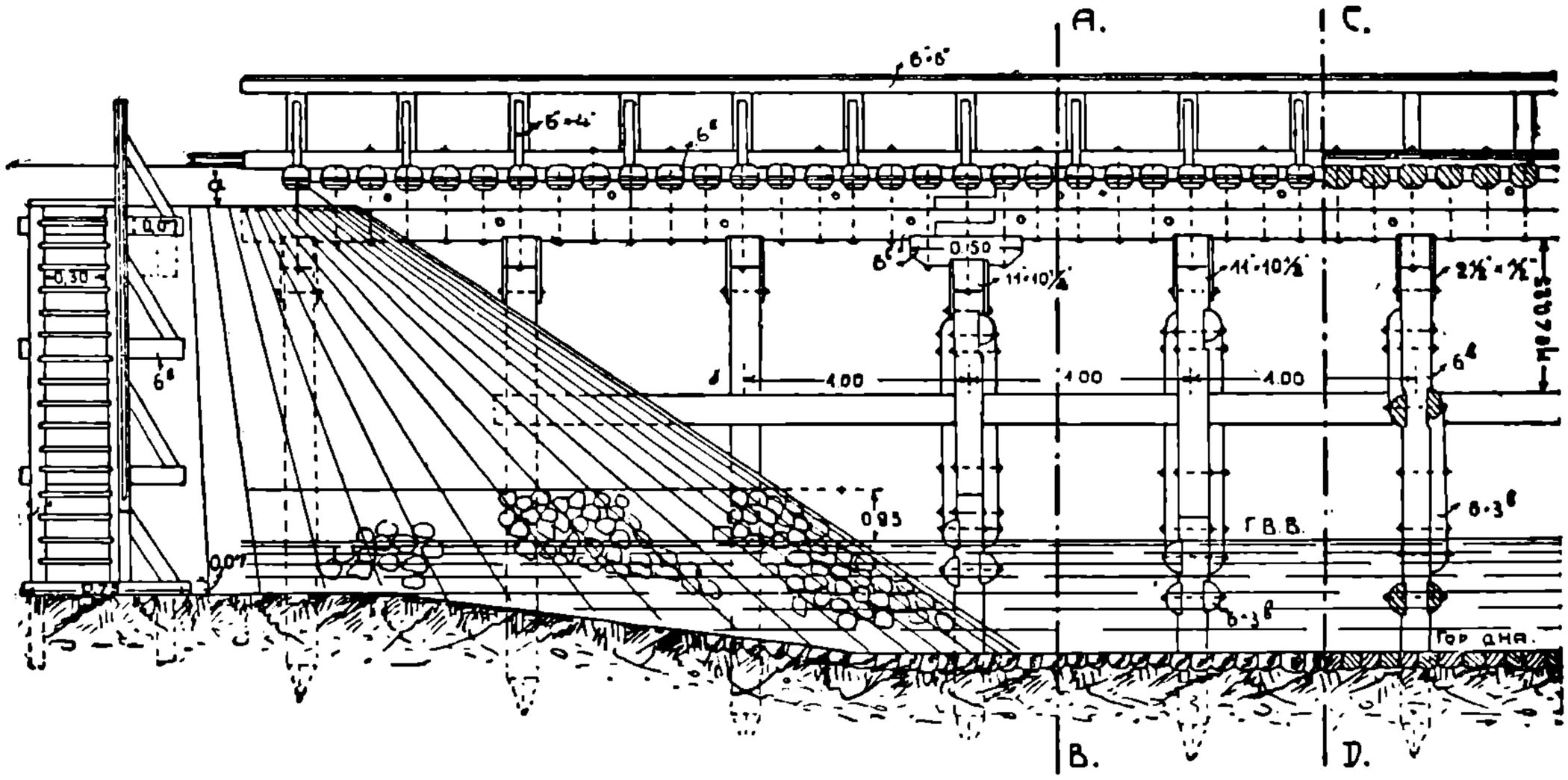
План.

Фиг. 298—301. Мост Рязанско-Уральской ж. д. при насыпи до 1,0 саж.

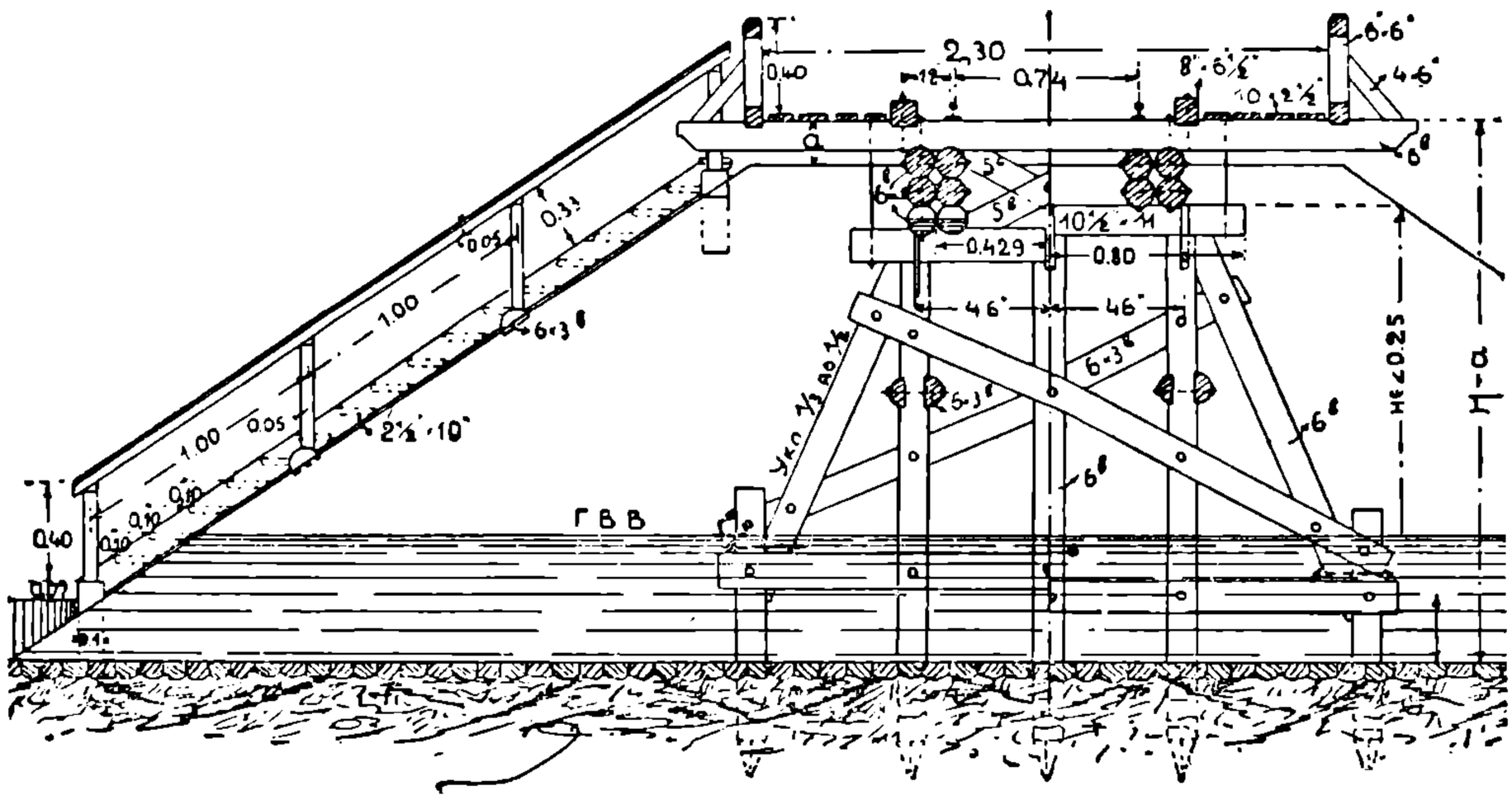
от прогонов через насадку, как неразрезную балку, передавалось на все три сваи поровну. Нагрузка на сваю достигает 580 пуд. Каждая из двух балок, перекрывающих пролеты, состоит из двух прогонов, составленных каждый из двух бревен, положенных друг над другом и отесанных на два канта (фиг. 301), т. е. под каждым рельсом находятся 4 бревна. Над теми опорами, где устроены стыки бревен, имеются подбалки; в таких местах балки имеют высоту в три бревна; для поперечной устойчивости устроены здесь вертикальные кресты (фиг. 299, слева). На прогонах уложены поперечины длиною 1,5 саж. на расстоянии 14″ между осями; перил нет; настил состоит всего из двух досок сечением $10 \times 2^1/_2$ дм. На поперечинах укреплены наружные охранные брусья в расстоянии 12″ от рельса. Все круглые части имеют толщину 6 вершков.

Мост такой конструкции отличается простотой и деше-

РБ УДУНТ (ДІІТ)



Фасад.



Поперечные разрезы.

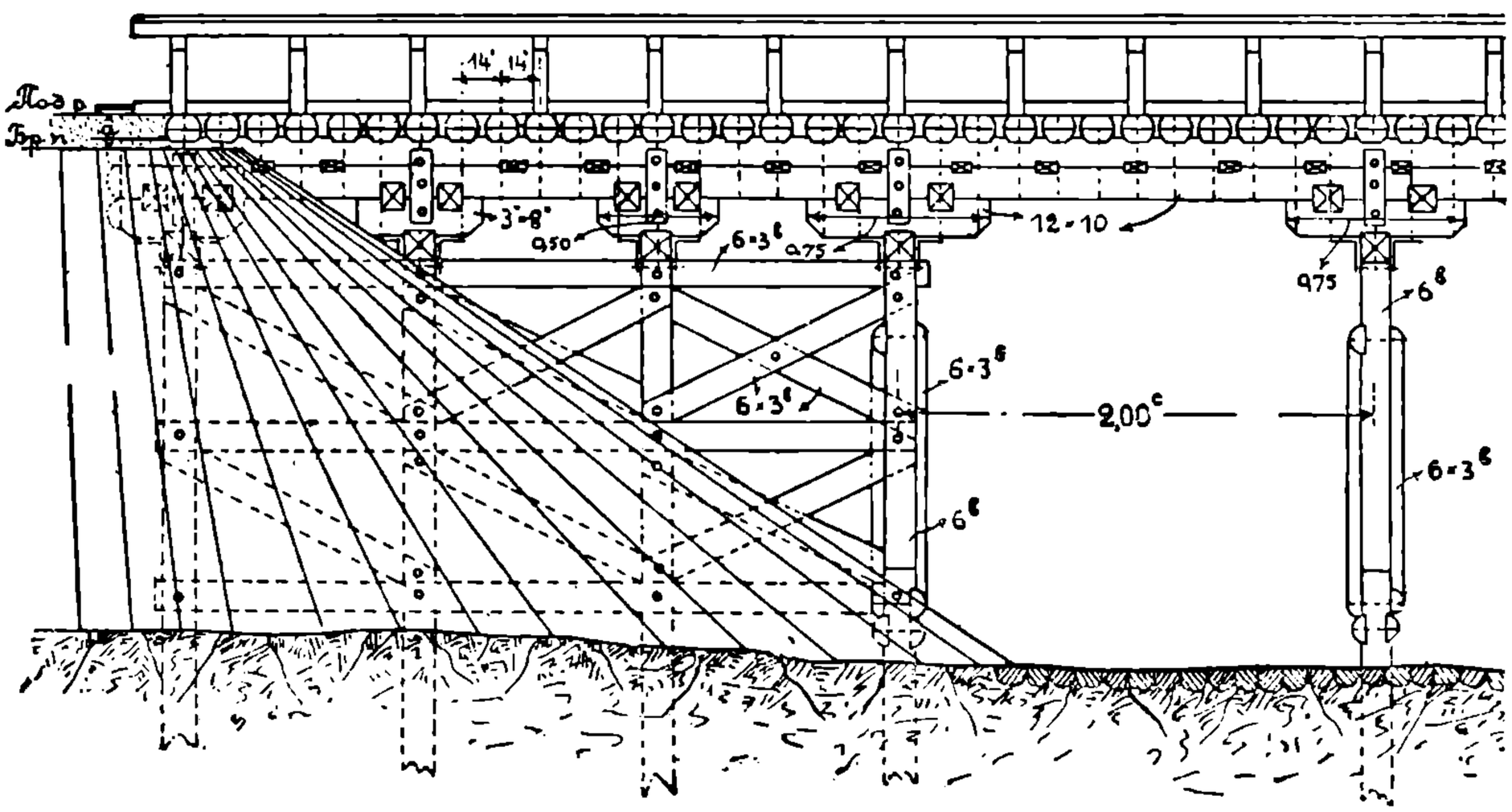
План.

Фиг. 302 — 304. Мост Рязанско-Уральской ж. д. при насыпи до 2,5 саж.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

визной, но в смысле долговечности должен в значительной мере уступить мостам солидной конструкции, принятой на Среднесибирской ж. д.

При насыпях высотою больше 1,0 саж., но не больше 2,5 саж., рассматриваемая система превращается в изображенную на фиг. 302 — 304. Кроме трех коренных свай, в каждой опоре имеются по две подкосные, забитые на глубину не менее 1,5 саж., а с ними появляются нижние горизонтальные схватки (фиг. 303). Кроме того, для большей поперечной жесткости опоры поставлены диагональные схватки из пластин 6×3 вершка. Опоры, приходящиеся в конце насыпи, не имеют указанных поперечных креплений. Для продольной устойчивости опор даны продольные схватки, примерно, в середине высоты опор. Полотно моста снабжено перилами,



Фиг. 305. Мост Рязанско-Уральской ж. д. при насыпи до 2,5 саж. с проездом под ним.

вследствие чего явилась необходимость в длинных поперечинах (3,0 саж.), которые поставлены через каждые две короткие (фиг. 304). Наибольшее давление на коренную сваю доходит до 600 пудов.

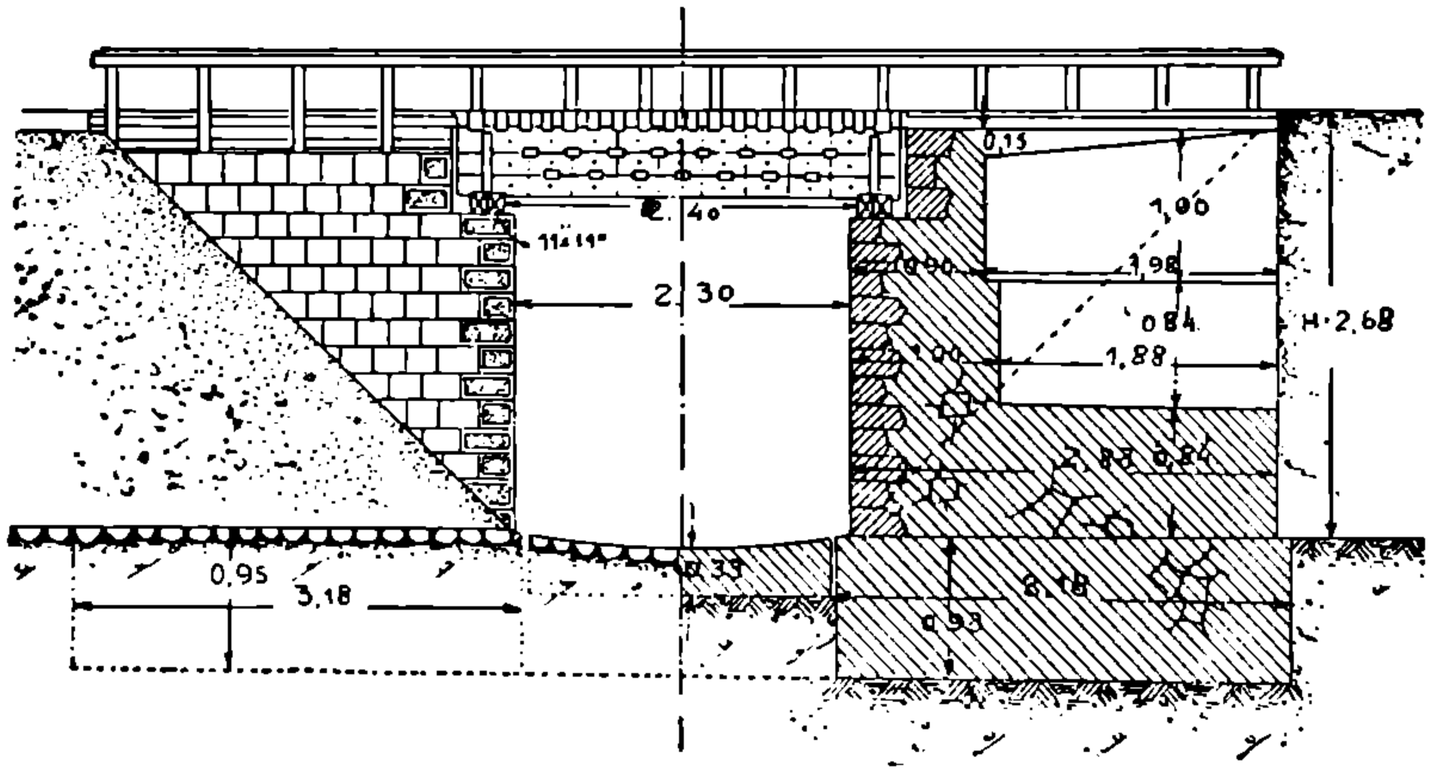
При насыпи выше 2,5 саж. находили применение подкосные мосты, дающие возможность увеличить пролеты без значительного увеличения числа и сечения прогонов.

Но если по местным условиям при невысокой насыпи (до 2,5 саж.) требовалось под мостом дать возможность проезда экипажей и прогона скота, применяли балочные мосты с пролетами 2,0 саж. Пролеты перекрывались двумя балками, каждая из 4 брусьев сечения $10 \times 12''$, расположенных попарно друг над другом и соединенных шпонками (фиг. 305). В каждой опоре 4 коренные сваи $d = 6$ вершкам и 2 подкосные той же толщины. Опоры, приходящиеся в концах насыпи, не имеют подкосных свай и расставлены с пролетами в 1,0 саж.

17. Мосты с составными балками. — Сравнительно редко применяемая система балочного деревянного строения на каменных опорах представлена

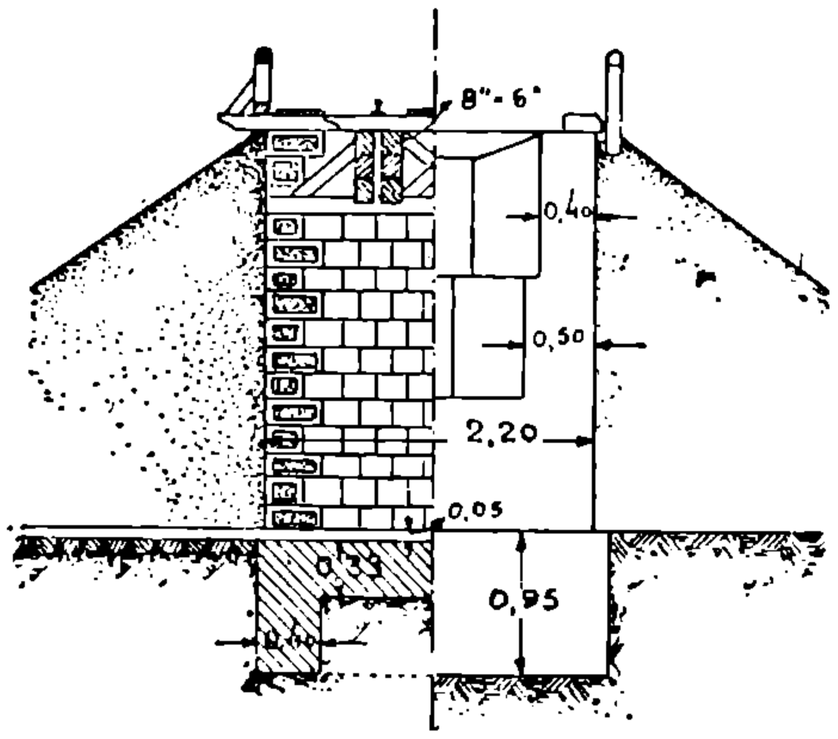
НВ УДУНТ (ДІІТ)

на фиг. 306—308. Такая система может быть рассматриваема как временная, до замены деревянных балок железными. Каменные опоры будут описаны в отделе железных мостов. Здесь обратим внимание лишь на деревянные балки. Они имеют пролет в свету 2,30 саж., между опорными точками 2,60 саж., состоят из 2 прогонов под каждым рельсом; каждый прогон состоит из 3 брусьев $10 \times 12''$ (из 9-вершкового леса), соединенных шпонками в *составную* балку.

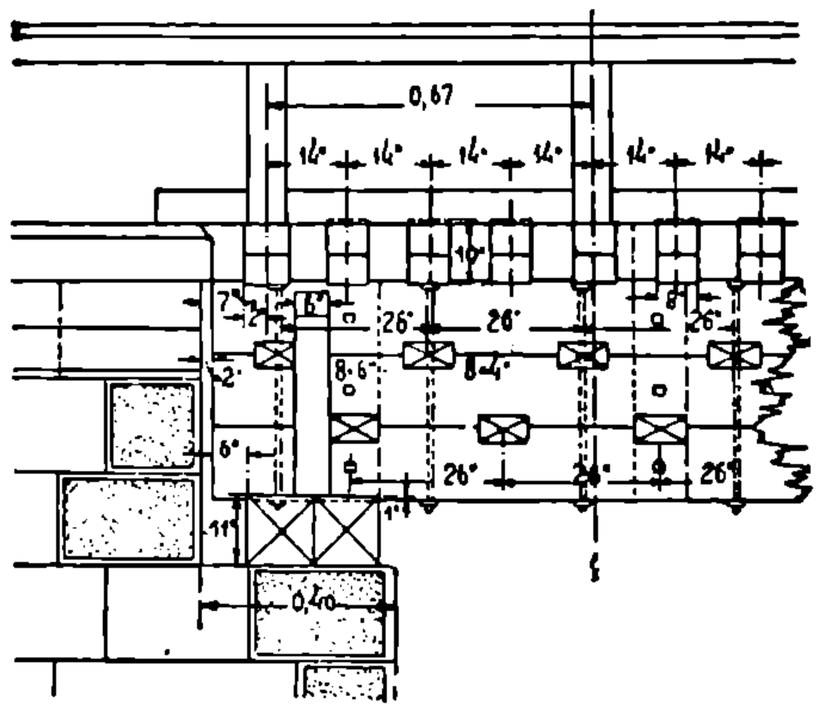


Фиг. 306.

Шпонки — дубовые, имеют сечение $8 \times 4''$ и расположены (фиг. 308) в расстоянии 26″ друг от друга; шпонки пронизывают оба прогона одной и той же балки и составляют, таким образом, поперечную связь между



Фиг. 307.



Фиг. 308.

ними. Необходимая часть всякой составной балки со шпонками — вертикальные болты поставлены здесь тоже через 26″ и имеют толщину 1″.

Приведенная на чертеже конструкция составной балки обладает существенным недостатком: между брусьями по линии шпонок отсутствует просвет, полезный для проветривания, выгодный в смысле увеличения прямого давления болтов на шпонки через брусья. При плотном касании брусьев натяжение болта сжимает брусья, не зажимая между ними шпонок.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Цель применения шпонок состоит, как известно, в том, чтобы заставить два или три бруса, положенных друг на друга, работать на изгиб, как один целый брус. Выгодность такой комбинации ясна из следующего:

Момент сопротивления одного бруса, шириною b и высотою h, равен $\frac{bh^2}{6}$; момент сопротивления n брусьев, положенных друг на друга, но ничем не соединенных,

$$w = \frac{nbh^2}{6};$$

момент сопротивления тех же n брусьев, соединенных шпонками или другим способом, дающим возможность рассматривать их как один брус, шириною b и высотою nh, равен

$$w_n = \frac{bn^2h^2}{6} = nw',$$

т. е. соединение шпонками двух брусьев удваивает, трех брусьев — утраивает суммарный момент сопротивления их.

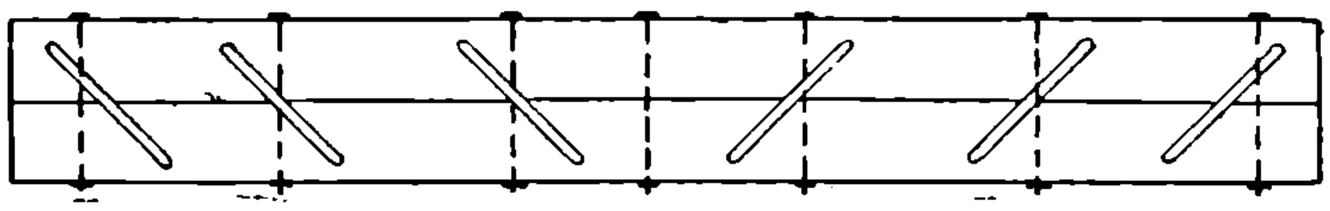
Опыт, однако, показал, что составные балки все же не дают полной величины теоретического момента сопротивления w_n. Нужно вводить некоторый коэффициент α, меньший единицы, величина которого зависит от способа соединения брусьев.

Следовательно, действительный момент сопротивления

$$w = \alpha w_n.$$

Для устройства составных балок предложены различные приемы:

1. Соединение железными скобами и болтами (фиг. 309): этот способ очень прост, дает возможность быстро приготовить хорошую составную балку, что очень важно во многих случаях практики. Соединение не долговечно, так как гнезда скоб очень быстро обминаются, а потому балки хороши лишь для кратковременного употребления при устройстве обходов, восстановлении прерванного движения и т. п. В Австрии такие балки употреблялись для временных железнодорожных мостов с полным успехом при пролетах до 6 *м*. Опыты Forchheimer'а показали, что этого рода соединение равносильно лучшим шпоночным: но на австрийских дорогах их применяли с коэффициентом $\alpha = 0{,}6$ при допускаемом напряжении на изгиб 120 *кг/см²*; при этом коэффициенте w увеличивается всего на 20% по сравнению с теми же двумя брусьями без шпонок.



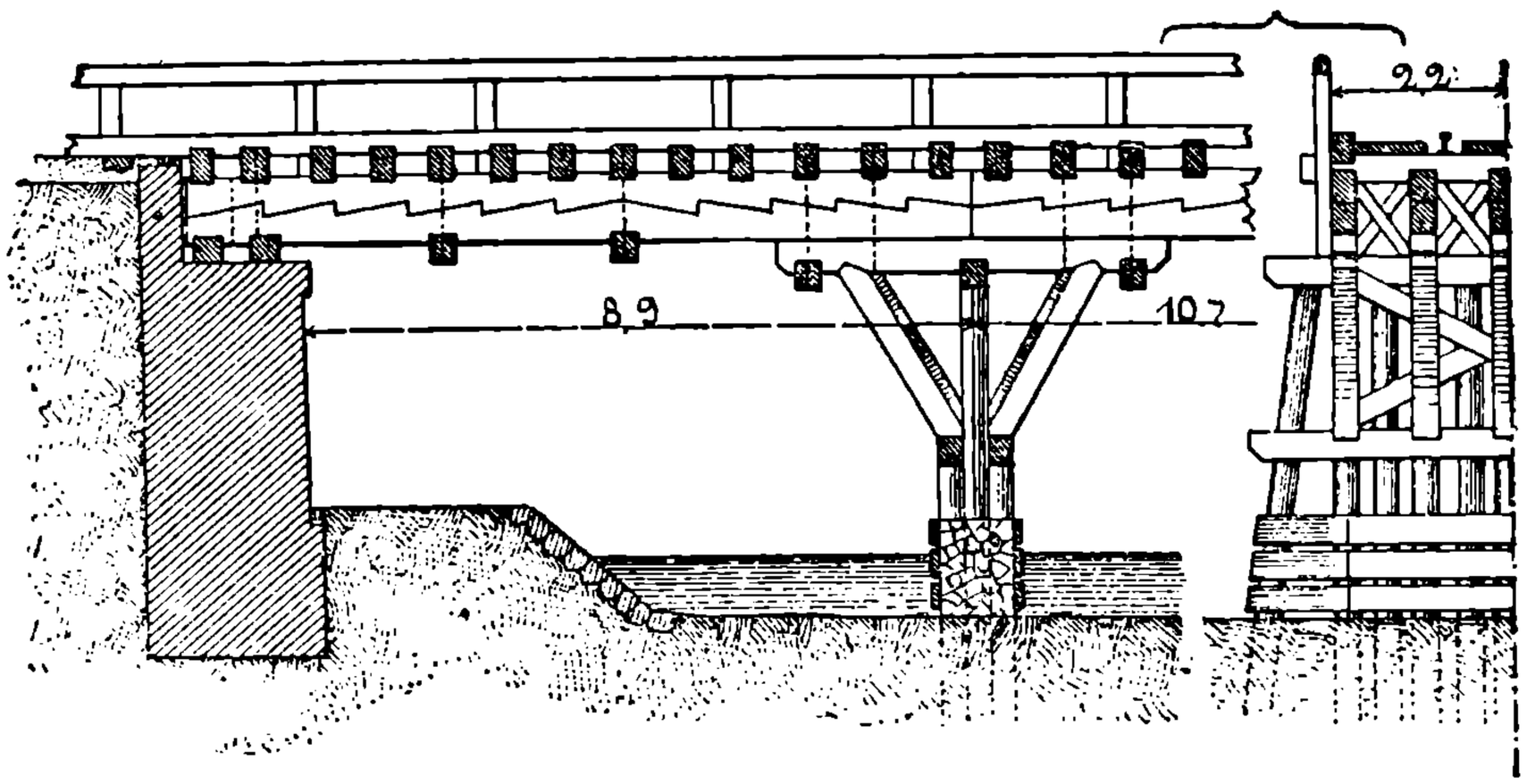
Фиг 309

Болты, как их ни подтягивать, не могут создавать связь между брусьями, мешающую скольжению плоскостей соприкасания; это доказано опытом: при нагрузке балки, вследствие деформации ее поперечного сечения, болты оказывались совершенно свободными в средней части балки. В виду этого, при расчете шпоночных соединений нельзя вводить трение как ре-

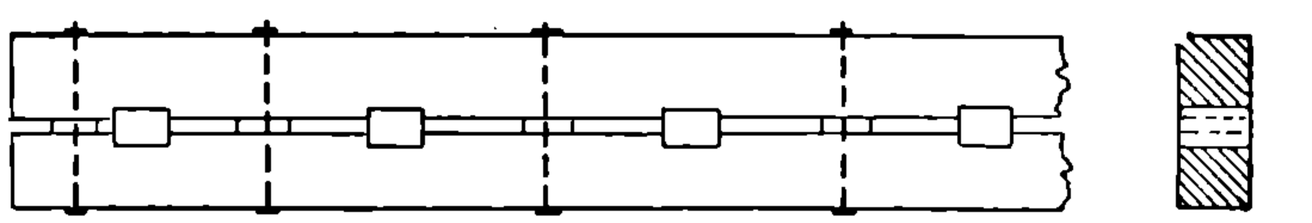
НВ УДУНТ (ДІІТ)

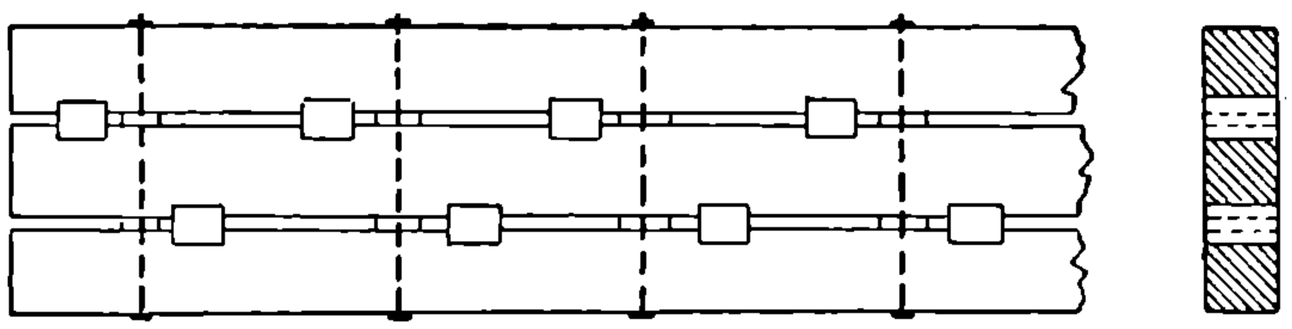
зультат натяжения болтов; не следует этого делать и по той причине, что вследствие усушки брусьев болты теряют также свое натяжение. В рассматриваемой конструкции они играют роль конструктивных связей.

2. Соединение зубьями (фиг. 310). Это соединение имеет недостаток в том, что высота составной балки получается меньше суммы высот составляющих брусьев. Соединение требует тщательной работы; чтобы обеспечить плотное прилегание зубьев до нагрузки балки, что уменьшит прогиб ее под действием нагрузки, зубья выделывают в брусьях, выгнутых выпуклостью вверх. Чтобы при надавливании зубьев друг на друга не происходило вдавливания их друг в друга, ставят прокладки из листового тонкого железа (около 1 *мм*). Опыты показали, что для составной балки из 2 брусьев, соединенных зубьями, можно принять $\alpha = 0{,}8$ — самое высокое значение этого коэффициента, при котором w возрастает на 60%. Этого рода балки могут находить применение в мостах под железную дорогу и вообще для сооружений продолжительной службы. Болты необходимо ставить как конструктивную связь.



Фиг. 310.





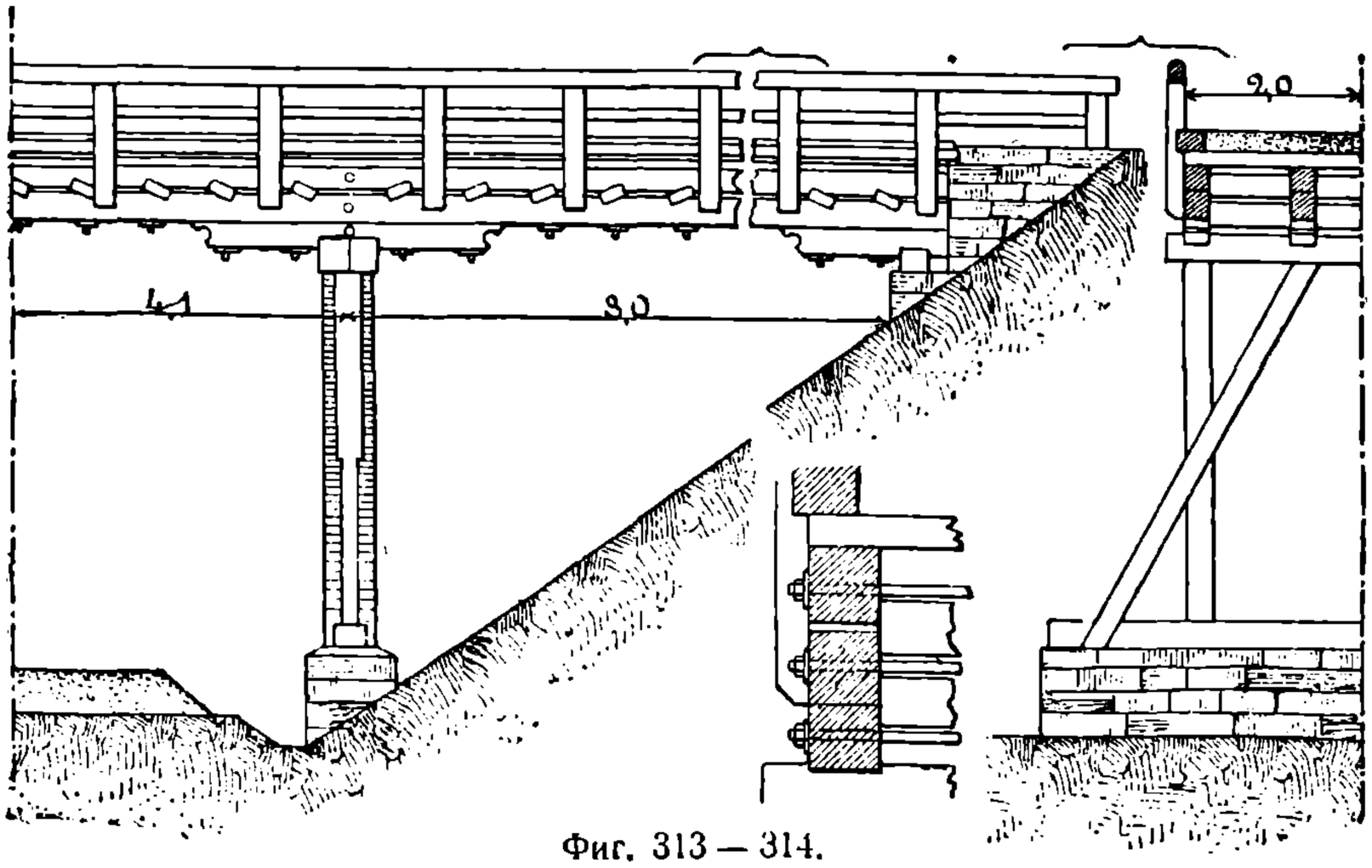
Фиг. 311—312.

3. Соединение шпонками. Составные балки со шпонками имеют несколько разновидностей.

а) Шпонки расположены прямо (фиг. 311—312); между брусьями оставляется просвет около 2 *см*; шпонки врубаются на 2—4 *см* в каждый брус; брусья стягиваются болтами d около 25 *мм*. Шпонки представляют собой от-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

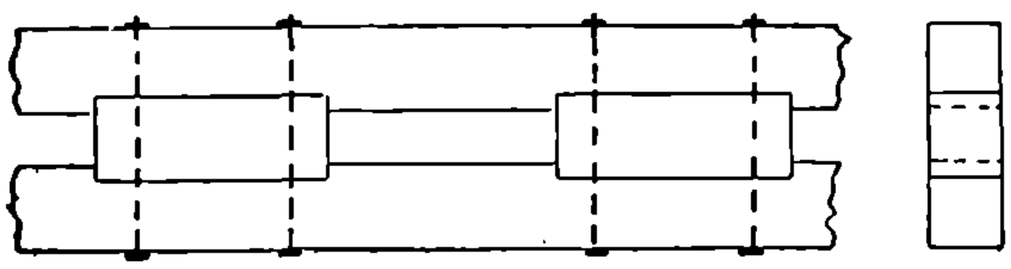
резки твердого дерева (дуба) сечения примерно 12×8 *см*, по широким граням несколько клиновидной формы (уклон около $^1/_{100}$), чтобы в случае усушки и обмятия можно было соединение восстановить подбивкой шпонок. Волокна шпонок перпендикулярны давлению на них балок. При таких условиях не только усушка расстраивает соединение, но и обмятие шпонок поперек волокон. Последнее обстоятельство определяет малое, сравнительно,



Фиг. 313 — 314.

значение коэффициента α, который для таких шпонок принимается равным 0,60 при соединении 2 брусьев. Соединение шпонками непременно требует стягивания болтами, ибо боковые силы, действующие на шпонку, поворачивают ее в гнезде с распиранием брусьев; этому поворачиванию противодействуют болты. Шпонку можно рассматривать как короткий сжатый раскос между двумя поясами, болты — как стяжки.

b) Такие же результаты дает соединение с наклонными шпонками (фиг. 313 — 314) поперечными, т. е. когда волокна их расположены поперек балки.



Фиг. 315.

Смысл наклонного положения в том, что до тех пор, пока шпонки упираются узкими сторонами и не прилегают к брусьям широкими, плотность упора во врубках достигается подтягиванием болтов. Но раз болты при прогибе балки от нагрузки ослабевают, соединение становится ослабленным.

c) Во втором случае, когда не требуется клиновидных шпонок, можно значительно улучшить соединение применением *продольных* шпонок, у которых волокна расположены вдоль балок. Это уменьшает обмятие, в особенности при постановке железных листовых прокладок, и усушку, так как дерево вдоль волокон усыхает на ничтожную величину по сравнению с усушкой поперек волокон. Этого рода составные балки немного

НБ УДУНТ (ДІІТ)

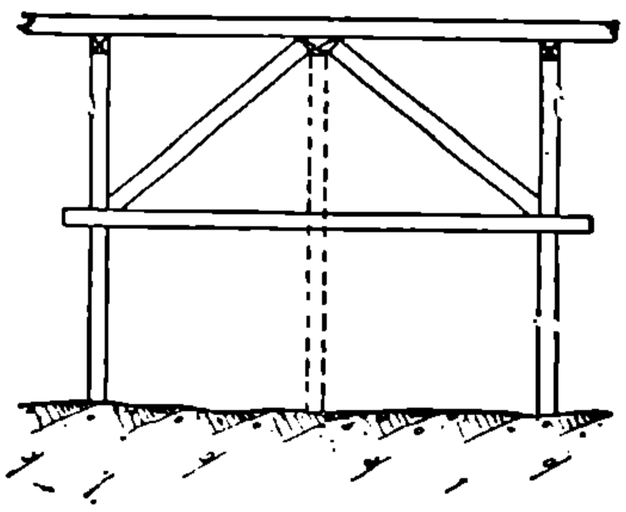
лишь уступают балкам с зубьями в отношении величины коэффициента α: $\alpha = 0{,}7$.

4. Наконец, в Австрии имеет применение способ соединения большими отрезками брусьев — колодками (фиг. 315). Сечение колодок равно сечению брусьев или близко к нему, длина равна двойной — тройной высоте брусьев и поверяется расчетом, в зависимости от глубины врубок. В отношении коэффициента полезного действия α опыт дает указания, что это соединение немного уступает соединению зубьями и продольными шпонками.

§ 11. ПОДКОСНЫЕ МОСТЫ.

Подкосные мосты получили свое название от наличности подкосов, подпирающих одну или несколько промежуточных точек пролетной балки и передающих нагрузку на опоры, ограничивающие пролет; так как подкосы составляют с вертикалью некоторый угол, то давление их на опоры имеет горизонтальную составляющую, принимаемую в большинстве случаев *затяжкой*.

Пара подкосов и затяжка (фиг. 316) заменяют опору моста; но так как усилия от подкосов передаются на сваи и затяжку при помощи врубок, составляющих слабые места деревянного моста, в которых дерево подвергается сжатию поперек волокон и где материал скорее всего загнивает, то прибегать к замене опоры парою подкосов следует лишь по нужде или вследствие значительных выгод в стоимости сооружения.



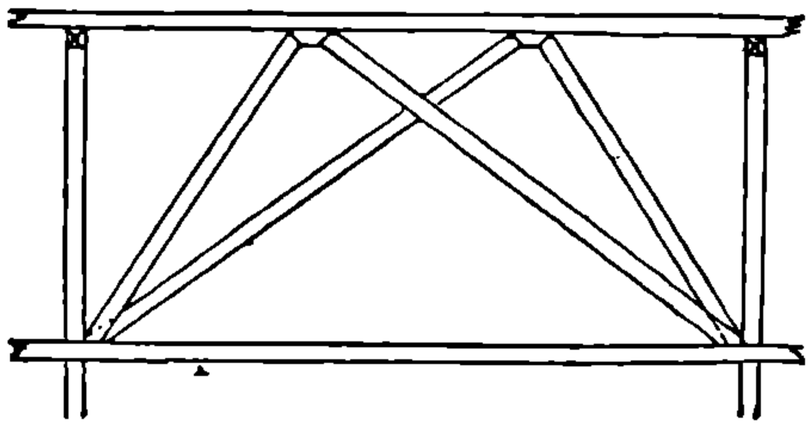
Фиг. 316.

Выше мы видели, что пролет в 1,0 саж. перекрывается четырьмя брусьями, в 2,0 саж. — восемью. Для 3-саженного пролета потребуется сплошной штабель брусьев во всю ширину колеи. Таким образом, при необходимости применить пролет более 2,0 саж. уместно использовать подкосную систему. При двухсаженных пролетах постановка подкосов дает возможность сберечь 4 бруса в прогонах, т. е. в самой дорогой части моста. Это объясняет применение подкосной системы и при 2-саженных пролетах. Величина же пролетов выбирается в зависимости от высоты моста или насыпи: чем насыпь выше, тем сложней и дороже опора моста, тем выгодней ставить их реже, т. е. назначать большие пролеты.

На линиях о-ва Рязанско-Уральской ж. д. при высоте насыпи до 2,5 саж. назначались пролеты в 1,0 саж., и лишь для путепроводов и скотопрогонов назначались по необходимости пролеты в 2,0 саж. с простым балочным перекрытием, так как постановка подкосов и затяжки стесняет просвет под мостом. При высоте насыпи свыше 2,5 саж. пролеты назначались в 2,0, 3,0 и даже 4,0 и 6,0 саж., и во всех этих случаях применялись подкосы.

На Среднесибирской ж. д. 2-саженные пролеты, перекрытые простыми балками, применялись и при самых высоких (до 6,0 саж.) насыпях; но здесь сказалось, повидимому, обилие прекрасного леса, чем строители восполь-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

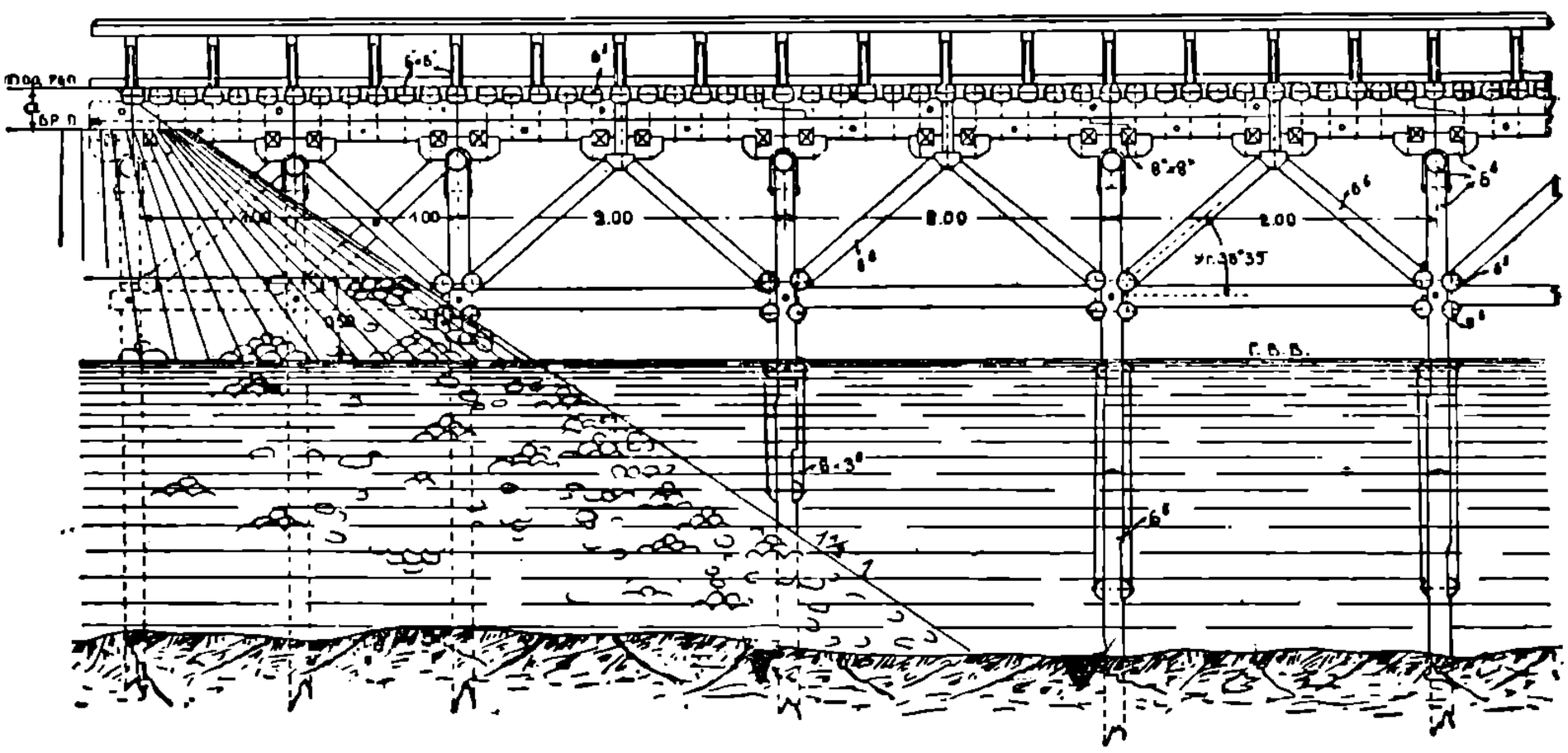


Фиг. 317.

зовались для выбора более солидных и долголетних типов деревянных мостов.

Пролет в две сажени делится подкосами обыкновенно на два участка по 1,0 саж., каковая величина и является расчетным пролетом для прогона. Пролет в 3 саж. может быть разделен на два участка по 1,5 саж. или на три по 1 саж. (фиг. 317); в последнем случае под каждой балкой приходится ставить две пары подкосов. Для деления пролетов более 3,0 саж. прибегают к двум парам подкосов, реже к трем.

18. Главнейшие типы. — При высоте насыпи от 2,5 саж. до 3,5 на линиях общества Рязанско-Уральской ж. д. были построены мосты подкосной системы, пролетами в 2,0 саж. Чертежи такого моста приведены на фиг. 318 — 321. Концы моста, где опоры погружены в насыпь, составлены из односаженных пролетов (фиг. 318); опоры связаны здесь подкосами и горизонтальными схватками в одно целое, обеспечивающее продольную жесткость моста.



Фиг. 318. Мост с подкосами Рязанско-Уральской ж. д.: фасад.

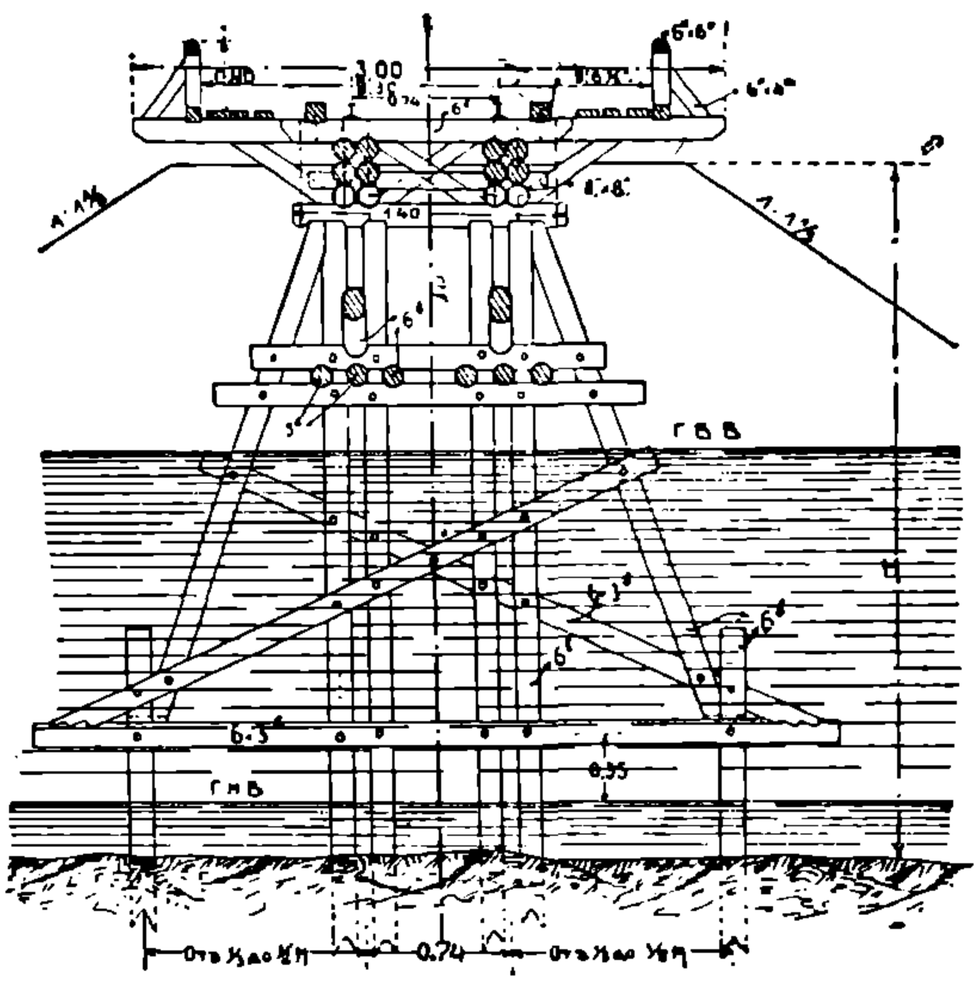
Опоры моста (фиг. 319) состоят из 4 коренных 6-вершковых свай и двух подкосных той же толщины. Сваи и боковые подкосы связаны в жесткую систему нижними горизонтальными схватками и диагональными из пластин 6 × 3 вершк. На уровне нижних концов пролетных подкосов даны 4 схватки из бревен: верхние — 6-вершковые, служащие вместе с тем подушками для упора подкосов, нижние — 5-вершковые. Эти четыре бревна обжимают шесть продольных 5-вершковых бревен, образующих затяжку.

Все эти элементы соединены между собою врубками и болтами.

Так как 2-саженные пролеты подразделены на односаженные, то балки составлены из 4 бревен под каждым рельсом, как в описанном выше ба-

НБ УДУНТ (ДІТ)

лочном мосте. Подкосы поставлены под углом около 40° по одной паре под каждым рельсом. Верхними концами подкосы упираются в дубовую подушку (фиг. 320) шириною 17″ и длиною 1,4 саж., т. е. проходящую во всю ширину моста. Подушка вделана в особую подбалку, длиною 0,50 саж., как и подбалка над опорами; между прогонами и подбалками поставлено всюду по паре шпоночных брусьев сечением 8×8″ соединяющих балки в поперечном направлении.



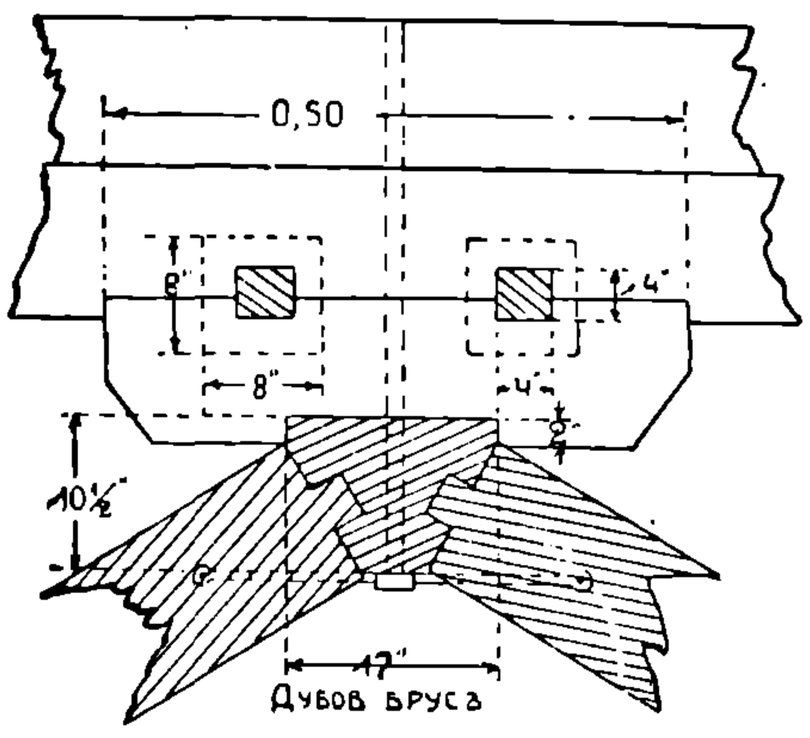
Фиг. 319. Мост с подкосами Рязанско-Уральской ж. д.: поперечный разрез.

Нижние концы подкоса упираются в основную подушку, причем для уменьшения обмятия поставлены под концы подкосов железные планки—прокладки, толщиною $^1/_2$″ (фиг. 321).

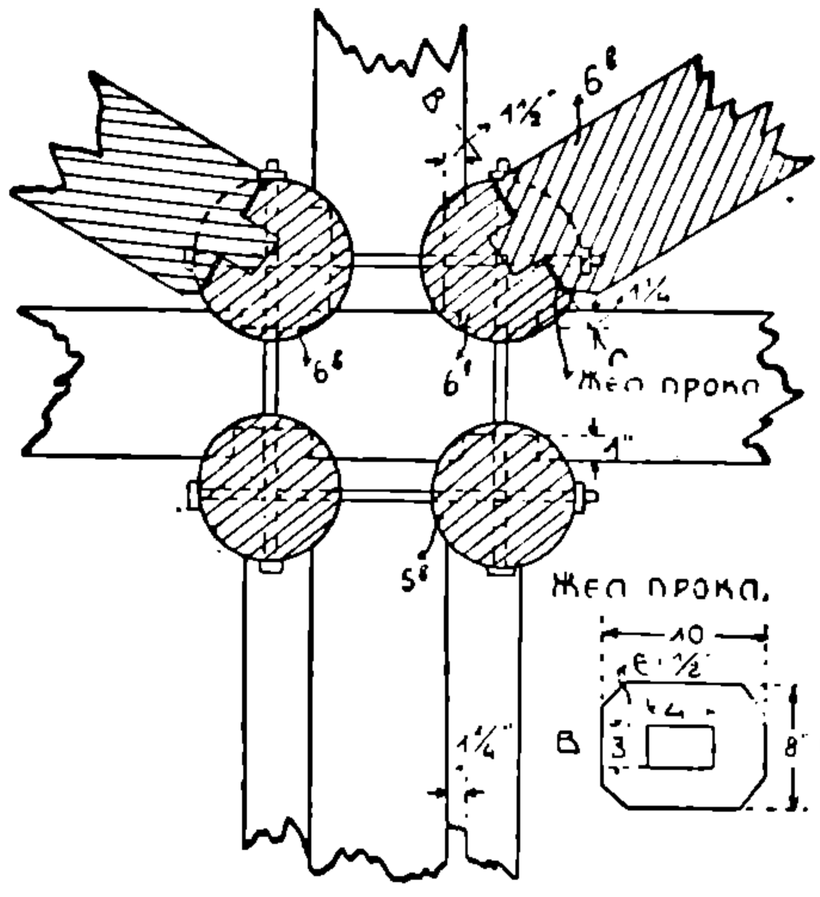
На чертежах наращивание свай не показано; в случае нужды по проекту таковое предположено при помощи крестообразной врубки сращиваемых концов друг в друга; стыки смежных двух свай размещаются не на одной высоте (вразбежку); стык сваи укрепляется хомутом со смежной сваей, не имеющей здесь стыка.

К недостаткам рассмотренного проекта можно отнести следующее:

1. Затяжка из трех бревен на пару подкосов излишне сильна и затрудняет



Фиг. 320. Мост с подкосами Рязанско-Уральской ж. д.: деталь.



Фиг. 321. Мост с подкосами Рязанско-Уральской ж. д.: деталь.

устройство стыков в ней при значительной ее длине.

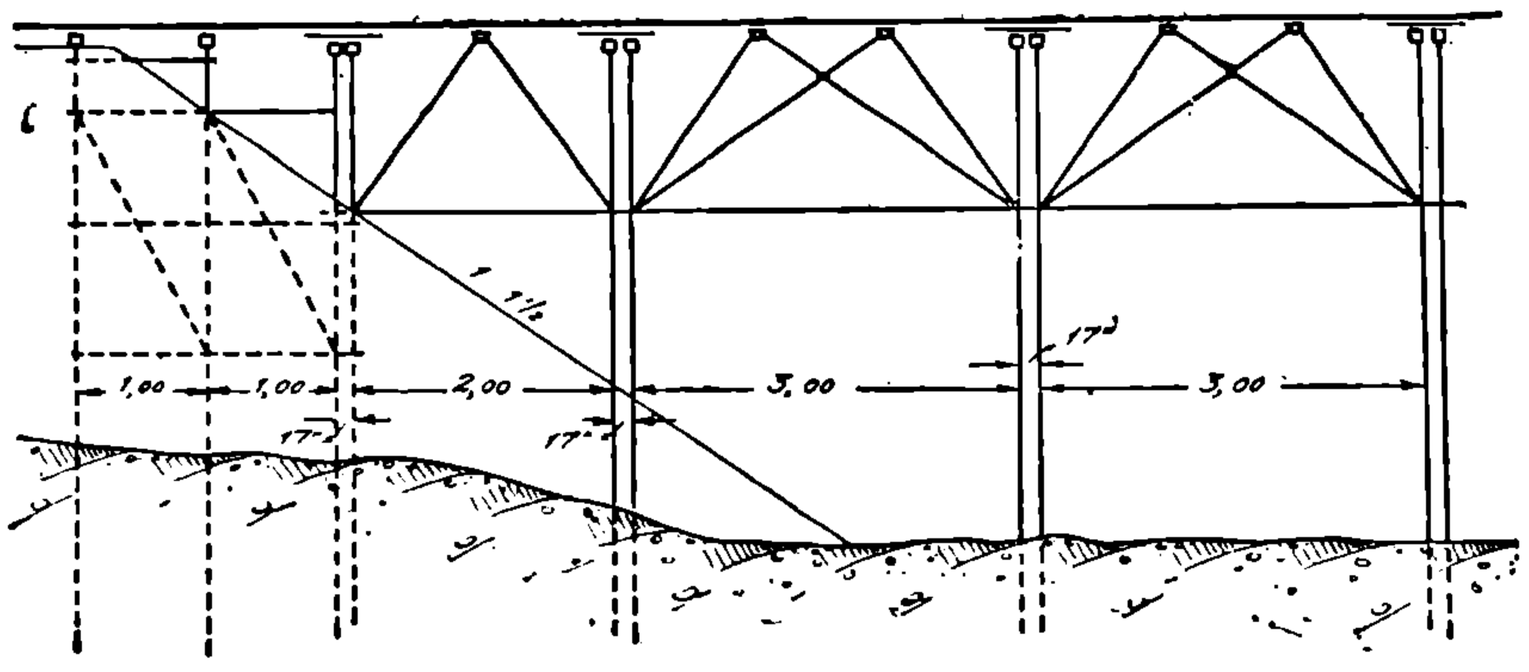
2. Не логично верхние концы подкосов упирать в дубовую подушку, а нижние — в сосновую.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

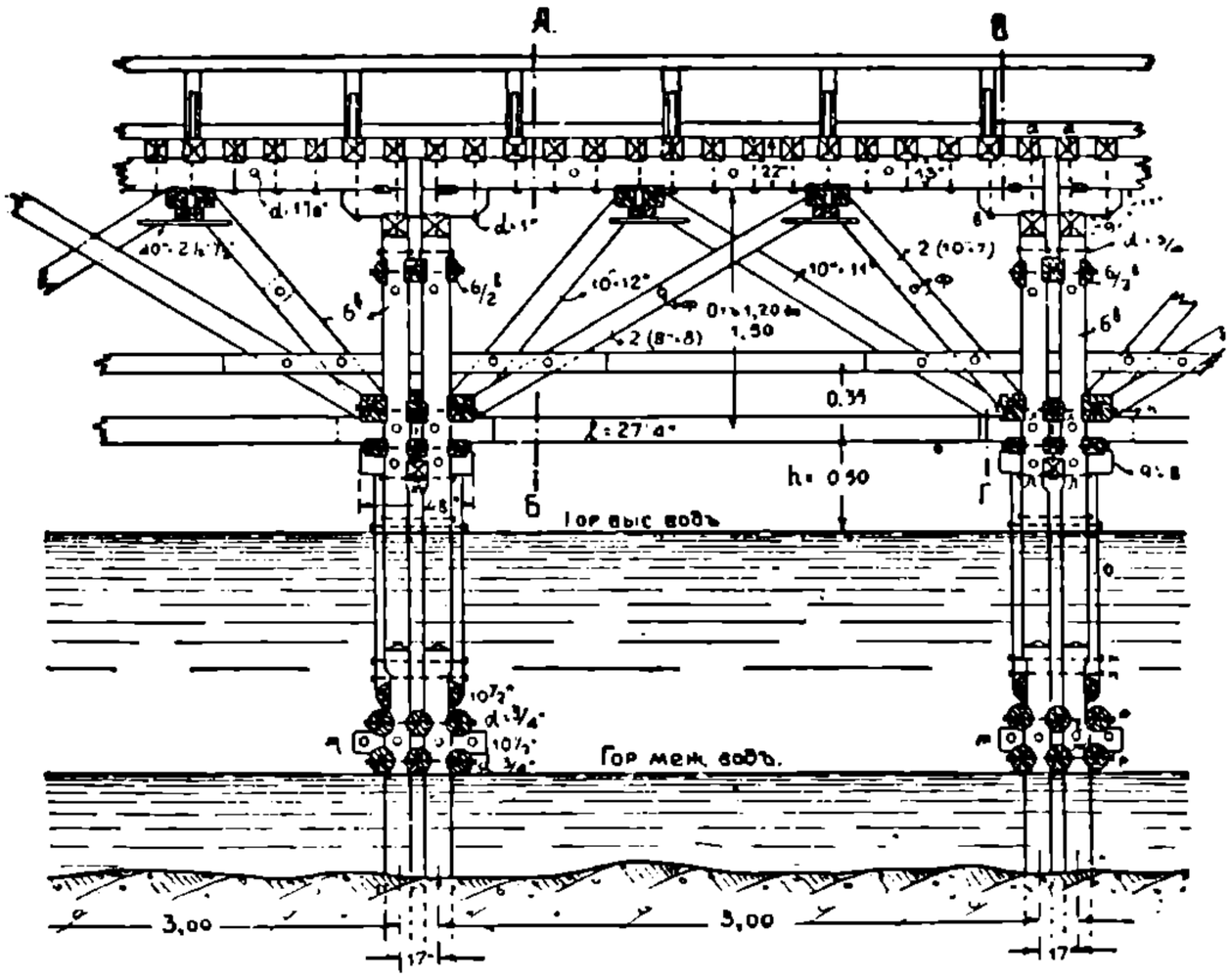
3. Подбалка над верхними концами подкосов не нужна вместе с вызываемыми ее наличностью двумя шпоночными брусками; в качестве поперечной связи достаточно здесь будет подушки.

4. В пояснительных записках к типам подкосных мостов о-ва Рязанско-Уральской ж. д. затяжки и врубки, передающие усилия от подкосов на затяжку и сваи, не проверены расчетом.

В виду изложенного пользование проектами Рязанско-Уральской ж. д. требует внимания.



Фиг. 322. Схема подкосного моста Среднесибирской ж. д.

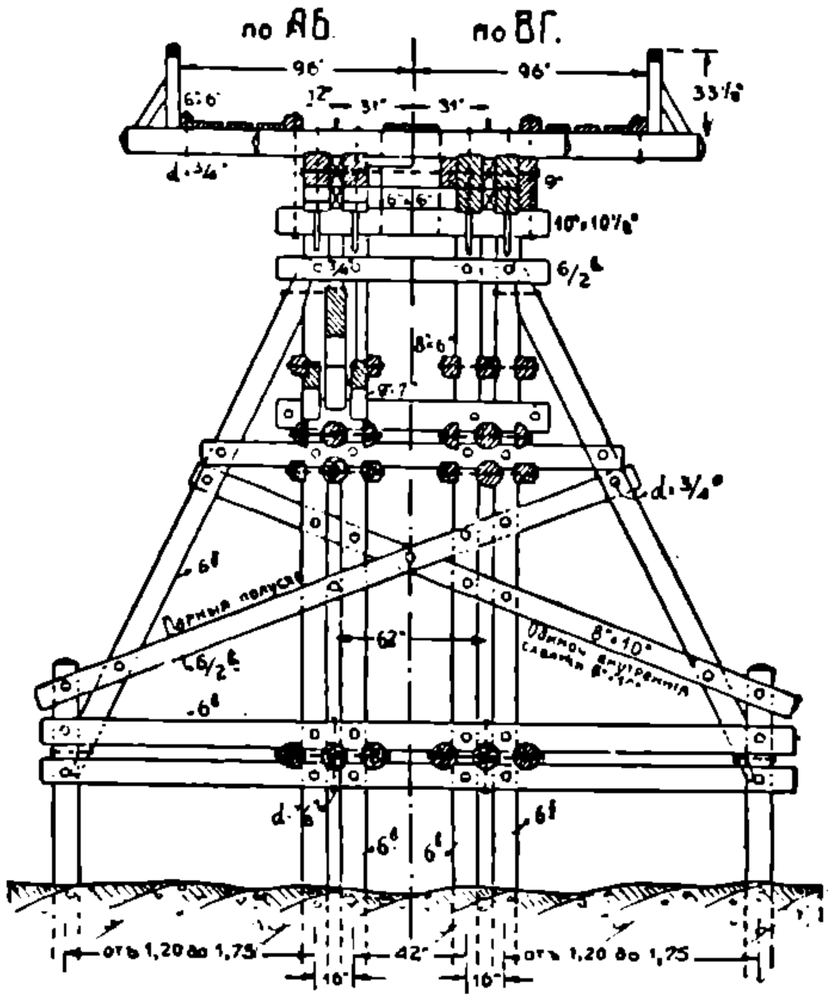


Фиг. 323. Мост подкосной системы Среднесибирской ж. д.: фасад.

Более основательно разработаны проекты подкосных мостов, примененные на Среднесибирской ж. д. Приводим описание моста с пролетом в 3,0 сажени; эти пролеты применялись при насыпях не менее 3,0 саж. высотой. Схема моста приведена на фиг. 322. Смысл ее следующий: 3-саженные пролеты занимают среднюю часть моста, где высота его полная; на протяжении откосов насыпи опоры погружены в землю, которая заменяет поперечное крепление их, вследствие чего конструкция их упрощается, стоимость их понижается, пролеты можно уменьшить; на схеме мы видим на конце моста два пролета по 1,0 саж., затем один пролет в 2,0 саж. Саженные пролеты ограничены опорами из одного ряда свай, 2- и 3-саженные — опорами из двух поперечных рядов, расставленных на 17″ друг от друга, считая между осями свай.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

На фиг. 323—328 приведена конструкция моста. Опора состоит из 8 коренных свай и 4 подкосных боковых; сваи и подкосы (фиг. 324) соединены диагональными схватками, из которых одна—брусчатая ($8 \times 10''$)—проходит между рядами свай, а другая — парная из пластин — охватывает их снаружи; нижние горизонтальные схватки состоят из 6 бревен с прокладкой между ними слоя коротышей, охватывающих места сроста коренных свай. Верхние горизонтальные схватки в количестве одного бруска и двух пластин обжимают концы боковых подкосов; кроме того, на уровне затяжки имеются еще три горизонтальные схватки, над которыми помещены две подушки и прокладка между рядами свай на уровне подушек. Затяжка под каждым рельсом состоит: в одном пролете из одного круглого бревна $d = 6$ вершк., в другом, смежном, из пары пластин; это устраняет необходимость в устройстве трудных стыков в затяжке, работающей на растяжение.

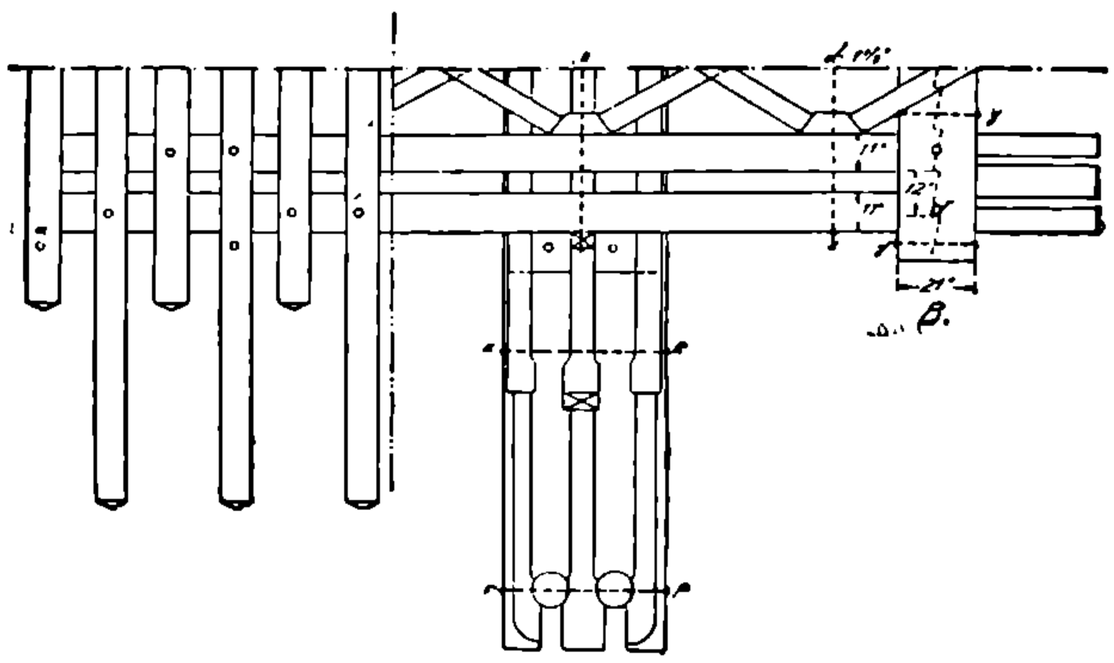


Фиг. 324. Мост подкосной системы Среднесибирской ж. д.: поперечные разрезы.

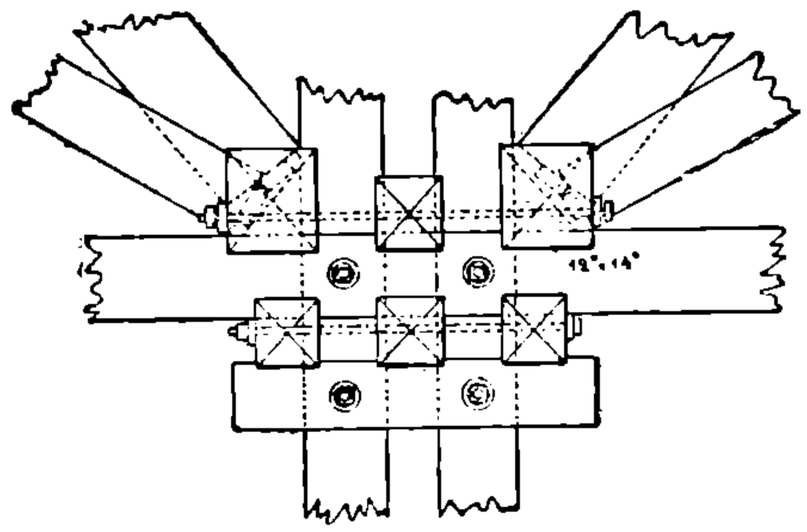
Подкосы в пролете состоят из одиночных брусьев $10 \times 12''$ и парных брусьев $8 \times 8''$; те и другие размещены так, что в перекрестке одиночный подкос проходит в просветы парного.

Подкосы делят 3- и 2-саженные пролеты на саженные, которые перекрыты двумя прогонами $11 \times 13''$, расположенными на насадках при помощи подбалок.

Наиболее трудным в конструктивном отношении местом подкосных мостов является узел, в котором усилия подкосов переда-



Фиг. 325. Мост подкосной системы Среднесибирской ж. д.: план.

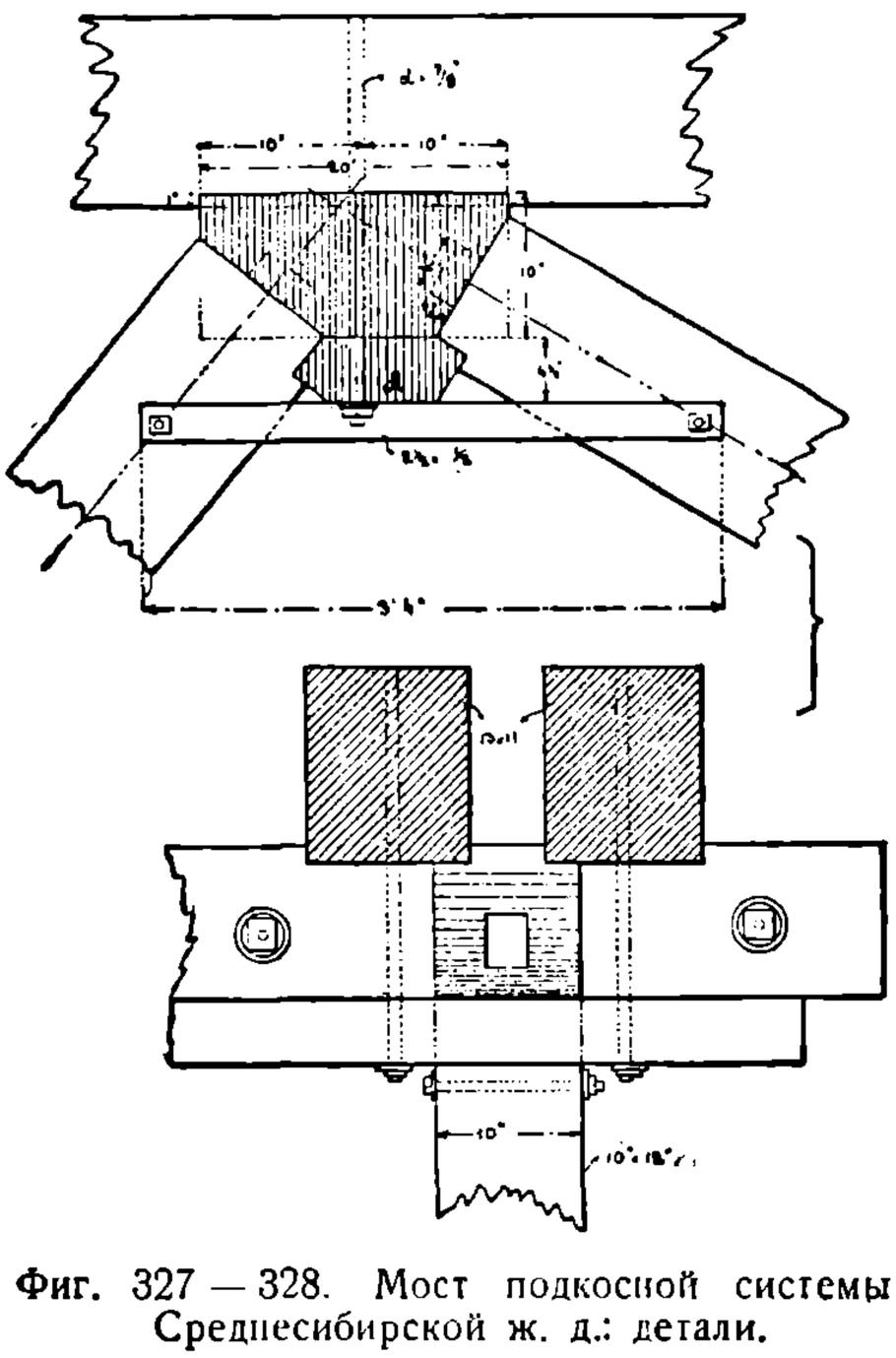


Фиг. 326. Мост подкосной системы Среднесибирской ж. д.: деталь.

ются на сваи и на затяжку. Расчет показывает, что для описываемого моста усилие в коротком подкосе равно 1507 пуд., в длинном 1126. Усилие в затяжке 1017 пуд. Вертикальное давление на опору от двух подкосов одной

НБ УДУНТ (ДІІТ)

стороны пролета равно 811 пуд. Подушки под нижними концами подкосов состоят из брусьев сечением $12 \times 14''$. Усилие, принимаемое подушкой от подкосов, передается (фиг. 326) всей группе поперечных брусков, вместе с подушками врубленных в затяжку и сваи и этими именно врубками передающих усилия на затяжку и сваи.



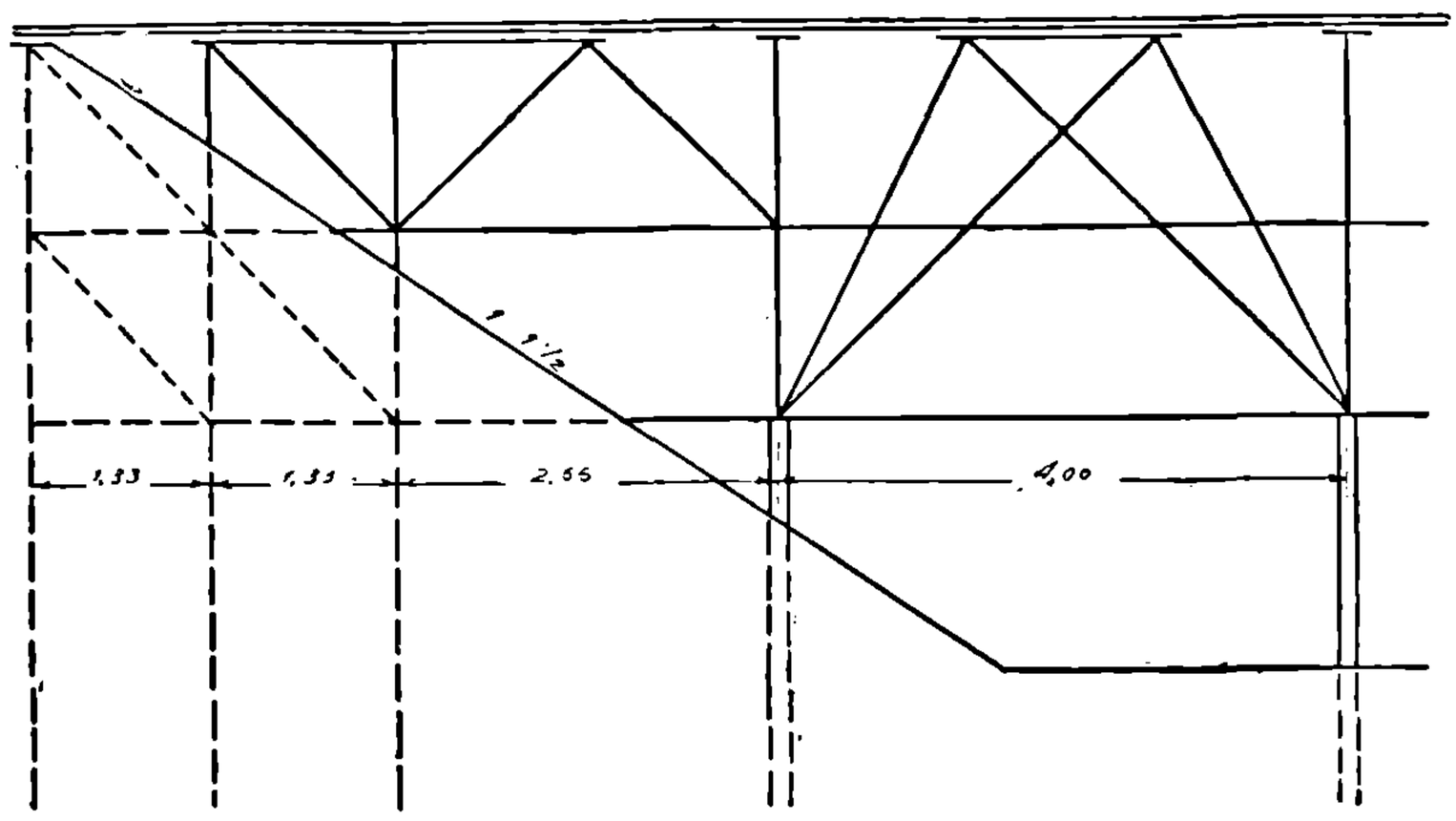
Фиг. 327 — 328. Мост подкосной системы Среднесибирской ж. д.: детали.

Верхние концы подкосов упираются в особую подушку, положенную поперек моста во всю его ширину (фиг. 325, часть *B*).

Подушка получается шириною 20" и составлена из двух брусьев на зубьях, и болтах. К прогонам подушка прикреплена вертикальными болтами, проходящими через шов подушки. Чтобы можно было натянуть болт, под его головку подставлена особая (фиг. 327) деревянная подкладка *A* в виде доски. Подкосы вставлены на шипах и схвачены друг с другом железными парными планками.

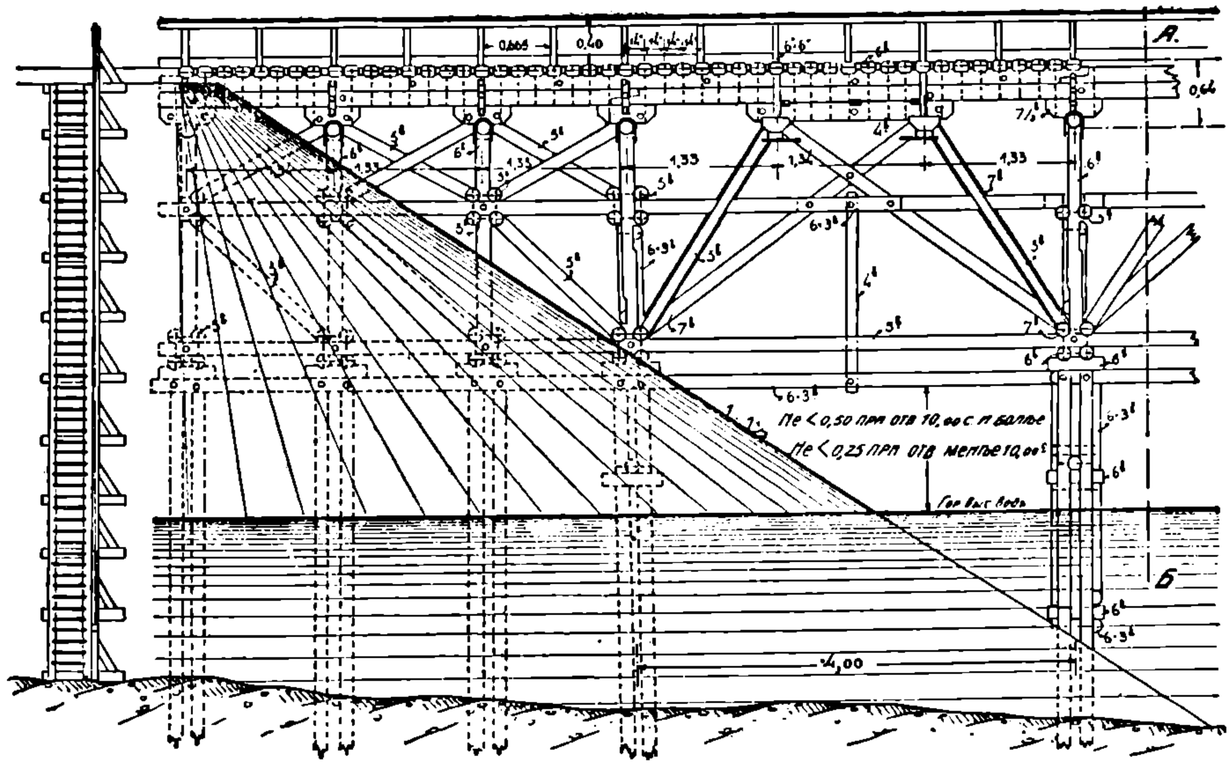
Для удержания подкосов в вертикальной плоскости, несколько выше затяжки поставлены особые горизонтальные схватки, обжимающие их совместно с стойками опор.

Для придания мосту жесткости в горизонтальной плоскости, против действия боковых толчков паровоза или ветра, устроены ветровые связи из деревянных крестов и железных болтов, т. е. в виде горизонтально расположенной фермы системы Гау (фиг. 325). Связи эти поставлены в плоскости прогонов.

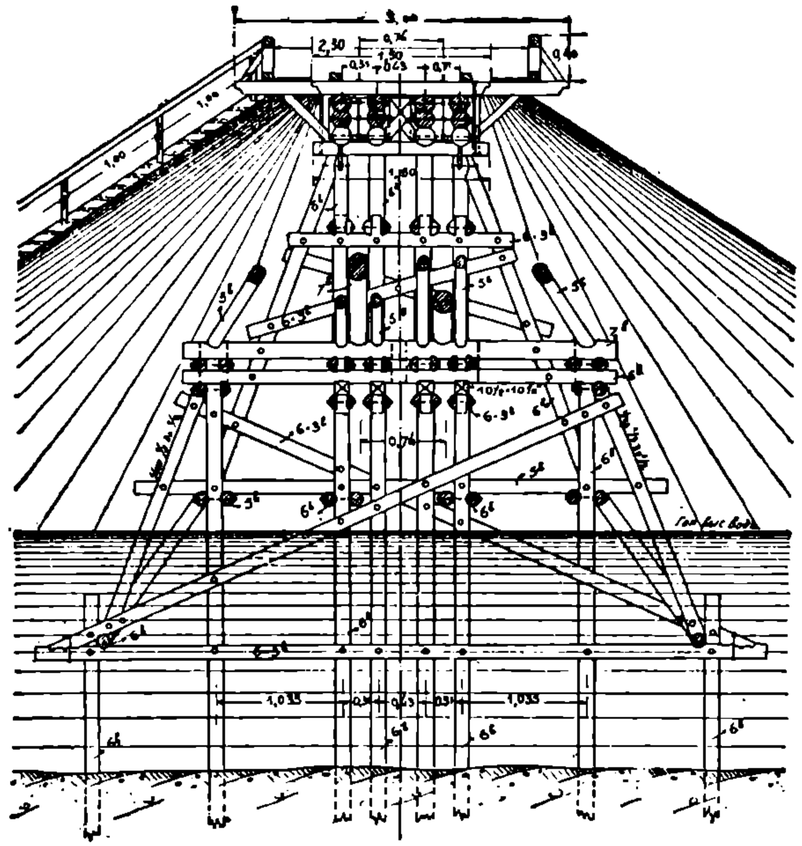


Фиг. 329. Схема моста подкосной системы с пролетами 4,0 саж.

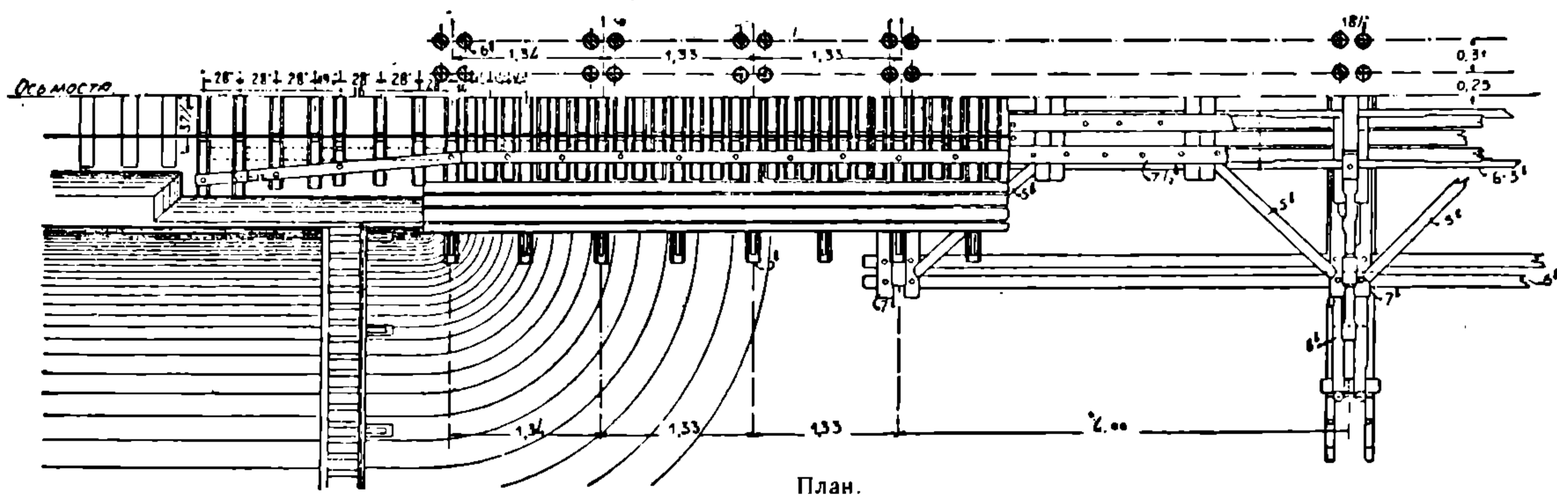
НБ УДУНТ (ДІІТ)



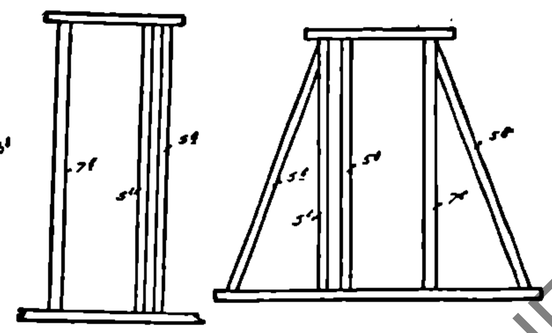
Фасад.



Поперечный разрез.



План.



Подкосы.

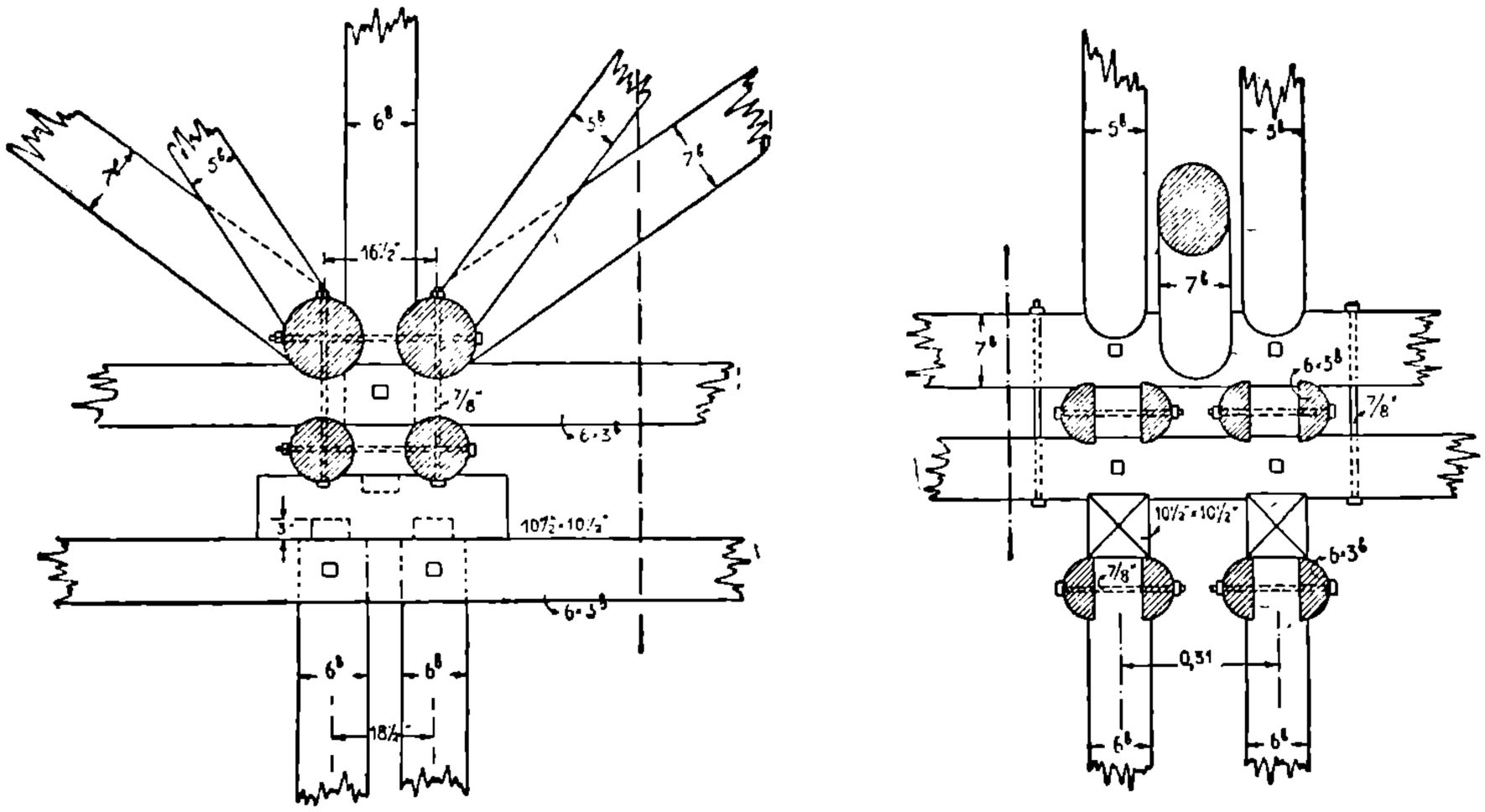
Фиг. 330—334. Мост подкосной системы.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

С изменением высоты моста изменяется устройство опор. При насыпях от 3,0 до 3,5 саж. ставится лишь по одной паре подкосных свай с каждой стороны, как было выше сказано; при насыпях от 3,5 до 4,5 саж. подкосных свай ставится уже по две пары, соответственно увеличивается и число боковых подкосов. При насыпях высотою от 4,5 до 6,00 саж., кроме добавления подкосов и подкосных свай, опора уширяется по фасаду раздвиганием поперечных рядов свай до расстояния между ними 5′ 4″; при этом стойки опоры соединены крестами и схватками подобно тому, как в балочных мостах.

Опора по высоте подразделена горизонтальными поперечными схватками на три этажа.

Чертежи моста подкосной системы с пролетами 4,00 саж., подразделенными на три панели по 1,33 саж., представлены на фиг. 329 — 334. Так



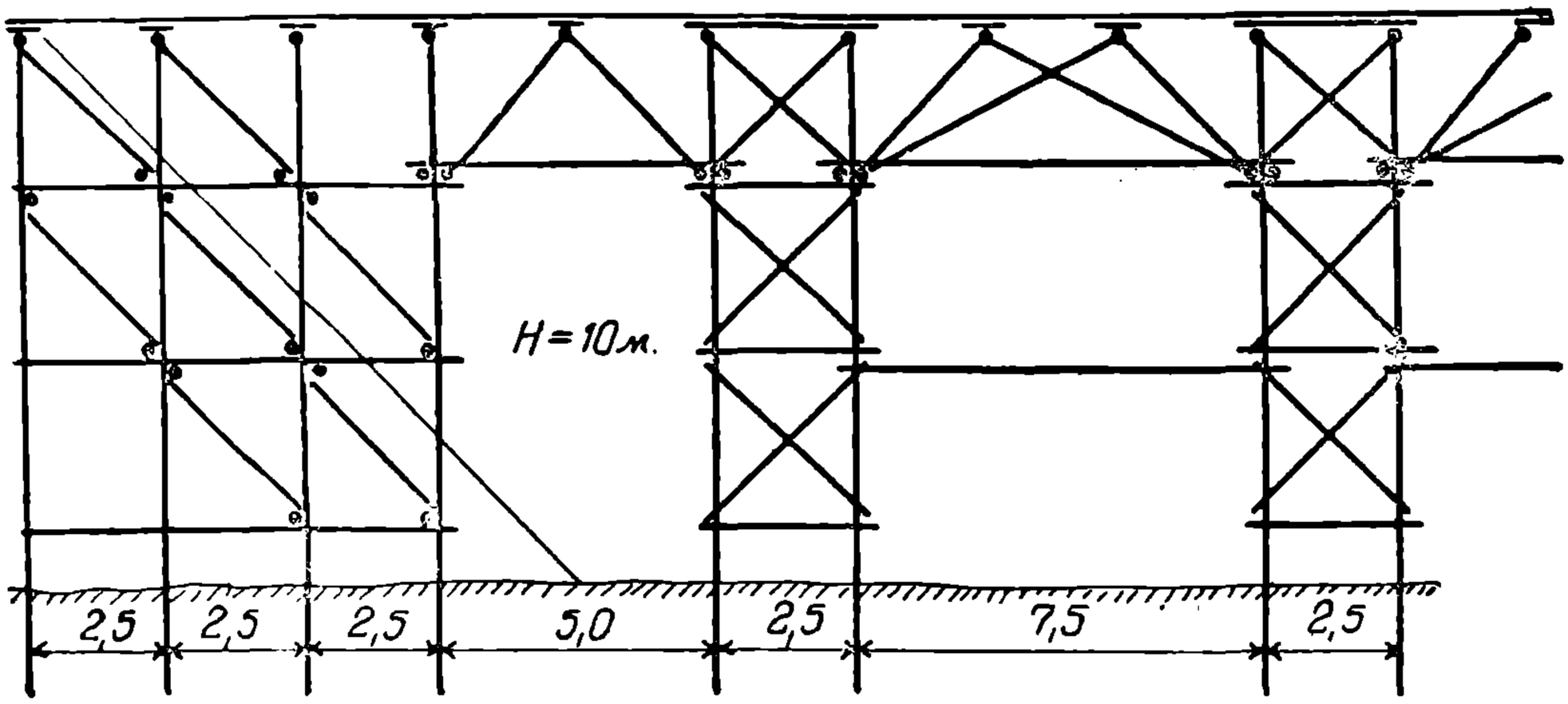
Фиг. 335 — 336. Мост подкосной системы: детали.

как при этом прогоны перекрывают пролет 1,33 саж., то пролеты над откосом насыпи избираются кратными 1,33 саж., т. е. 2,66 саж. и 1,33 саж. (фиг. 329).

Конструкция моста имеет некоторые интересные особенности, а именно:

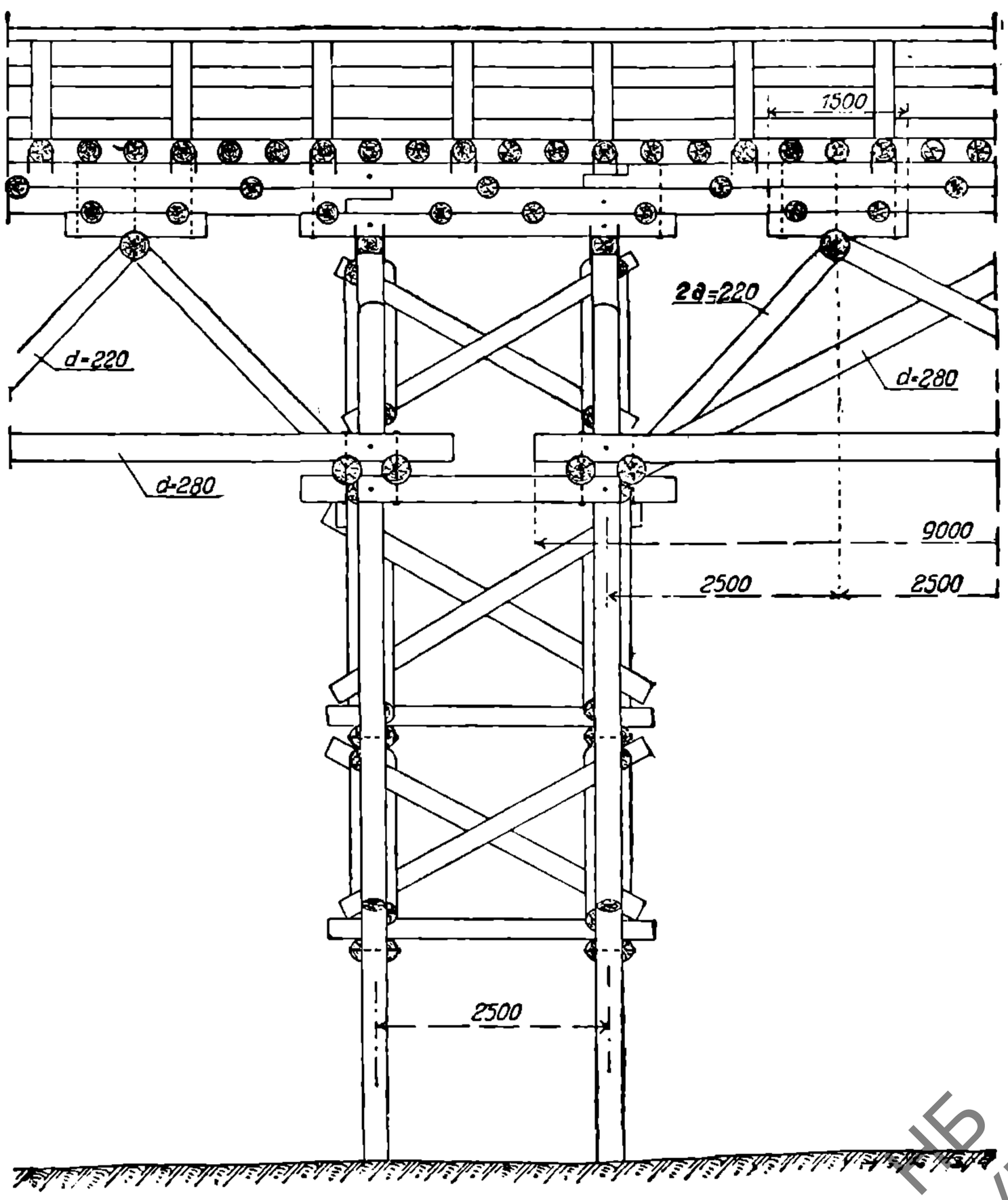
1. Подкосы пролета объединены в четыре подкосные рамы; подкосы длинные, перекрещивающиеся в фасаде, образуют две рамы лишь с вертикальными стойками (подкосами); каждая рама состоит из одного толстого 7-вершкового подкоса и двух парных подкосов из 5-вершковых бревен (фиг. 333); одиночный подкос одной рамы проходит в просвете парного подкоса другой рамы. Что касается коротких подкосов, то они связаны в подобные же рамы, но снабжены, кроме того, боковыми подкосами (фиг. 334), нижние концы которых упираются в боковые подкосные сваи (фиг. 331—332). Эти боковые пролетные подкосы укрепляют 4-саженный пролет в поперечном направлении против действия боковых усилий; они заменяют, следовательно, горизонтальные связи в плоскости прогонов.

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 337. Схема временного моста подкосной системы.

Фиг. 338. Схема поперечного разреза временного моста подкосной системы.



Фиг. 339. Звено временного моста подкосной системы.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

2. Каждая из опор моста в нижней части до уровня затяжек состоит из 8 коренных и 8 подкосных свай. Подкосные сваи заканчиваются на своих местах, коренные же сваи наращиваются лишь одним поперечным рядом стоек, так как нагрузка выше пят подкосов гораздо меньше, нежели ниже пят. Способ укрепления стойки над сваями показан на фиг. 335 — 336.

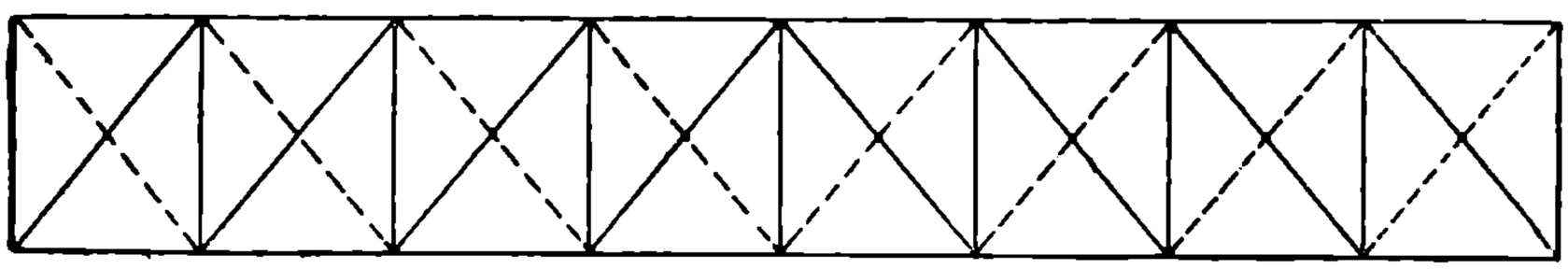
Из современных проектов, утвержденных НКПС в 1927 г. и составленных по техническим условиям от 17 мая 1927 года, приведем деталь, представляющую по идее весьма целесообразный вариант устройства узла, в котором передаются усилия от подкосов на затяжку. По схеме (фиг. 337) опоры моста состоят из двух рядов свай, широко расставленных (на 2,5 *м*). Это дает возможность делать затяжку из полных трех брусьев (здесь дано два бревна) в каждом пролете. Затяжка из трех брусьев может иметь на каждом конце шесть врубок в поперечные бруски и четыре врубки в сваи. Получается весьма компактное соединение, которое можно усилить еще тремя врубками, если дать в узле третий поперечный брусок.

На фиг. 339 приведен чертеж звена моста по упомянутому проекту. Затяжка состоит из двух бревен $d = 28$ *см*. Глубина врубок дана в 10 *см*, чтобы принять усилие в затяжке в 24 *т*. Следовало бы дать три бревна, устроить врубки со сваями и уменьшить глубину врубок, каковая техническими условиями НКПС 1925 года рекомендуется не больше 4,5 *см*.

Откос насыпи (фиг. 337) 1:1 при высоте ее 10 *м* тоже нельзя признать целесообразным. Условиями простоты конструкции и быстроты сборки, которые имелись в виду при проектировании, эти недочеты не могут быть оправданы.

§ 12. МОСТЫ С ФЕРМАМИ ГАУ И ТАУНА.

19. Примеры мостов с фермами Гау. — Ферма Гау представляет собою простую ферму с раскосами и вертикальными стержнями (фиг. 340). При наклоне раскосов, показанном на фигуре сплошными линиями (восходящие раскосы, считая от конца фермы к середине), они подвержены от постоянной нагрузки сжимающим напряжениям. Что касается временной нагрузки,



Фиг. 340.

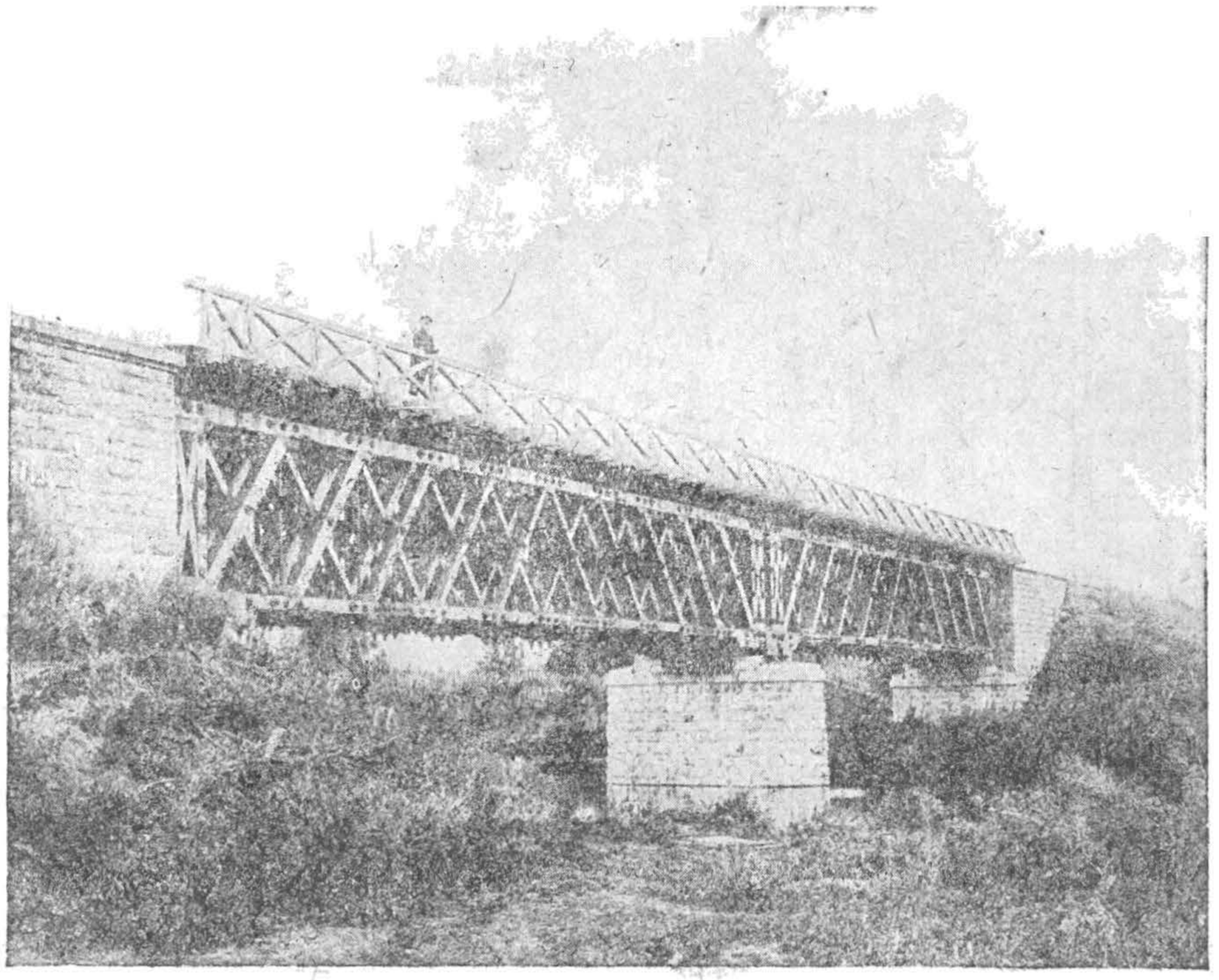
то таковая при загружении правой части пролета (для раскосов левой половины) вызывает сжимающие напряжения; при загружении левой части — растягивающие напряжения. Растягивающие напряжения от временной нагрузки в средних панелях могут оказаться по величине больше сжимающих от постоянной нагрузки. Чтобы устранить надобность в таких узловых соединениях, при которых раскос мог бы работать на растяжение, ставят раскос обратного направления. Гау поставил раскосы обратного напра-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

вления во всех панелях; в его время роль обратных раскосов не была еще ясна. В настоящее время эти раскосы тоже ставят во всех панелях с тем, чтобы создать ими поддержку прямых сжатых раскосов против выпучивания.

Вертикальные стержни всегда растянуты; они устраиваются из круглого железа в виде болтов, чтобы можно было сокращать их длину при сокращении длины раскосов от усыхания дерева или обмятия врубок.

На фиг. 341 представлен общий вид моста через р. Лебяжью на Среднесибирской ж. д. Мост имеет отверстие 20 саж., разделенное на 2 пролета

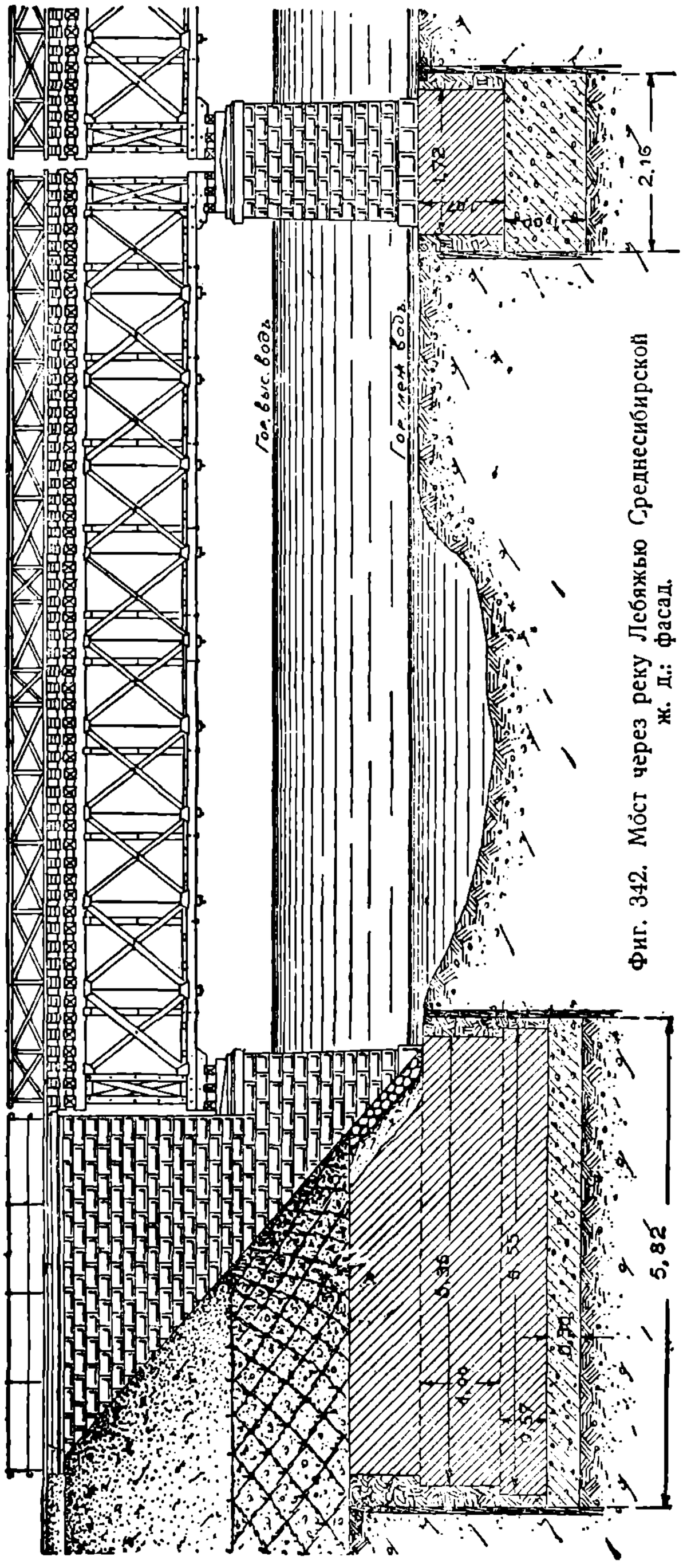


Фиг. 341. Мост через реку Лебяжью Среднесибирской ж. д: общий вид.

по 10 саж., перекрытые фермами Гау с ездою поверху. Опоры моста каменные (фиг. 342). Устой с обратными стенками, типа, часто применяемого для балочных мостов с железным пролетным строением. О быке можно сказать то же самое; он представляет собою каменную призму, узкие грани которой закруглены, чтобы не создать большого нарушения течения воды.

Пролетное строение, приведенное на фиг. 343—347, состоит из двух ферм, поставленных на расстоянии 7′ друг от друга. Расчетный пролет 75′; теоретическая высота ферм 10′; ферма подразделена на 10 панелей по 7,5′. Обе фермы соединены между собою горизонтальными связями в плоскости верхних и нижних поясов; эти связи представляют собою тоже фермы системы Гау (фиг. 344); кроме того, на каждую панель и по концам поставлены вертикальные кресты (фиг. 345).

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 342. Мост через реку Лебяжью Среднесибирской ж. д.: фасад.

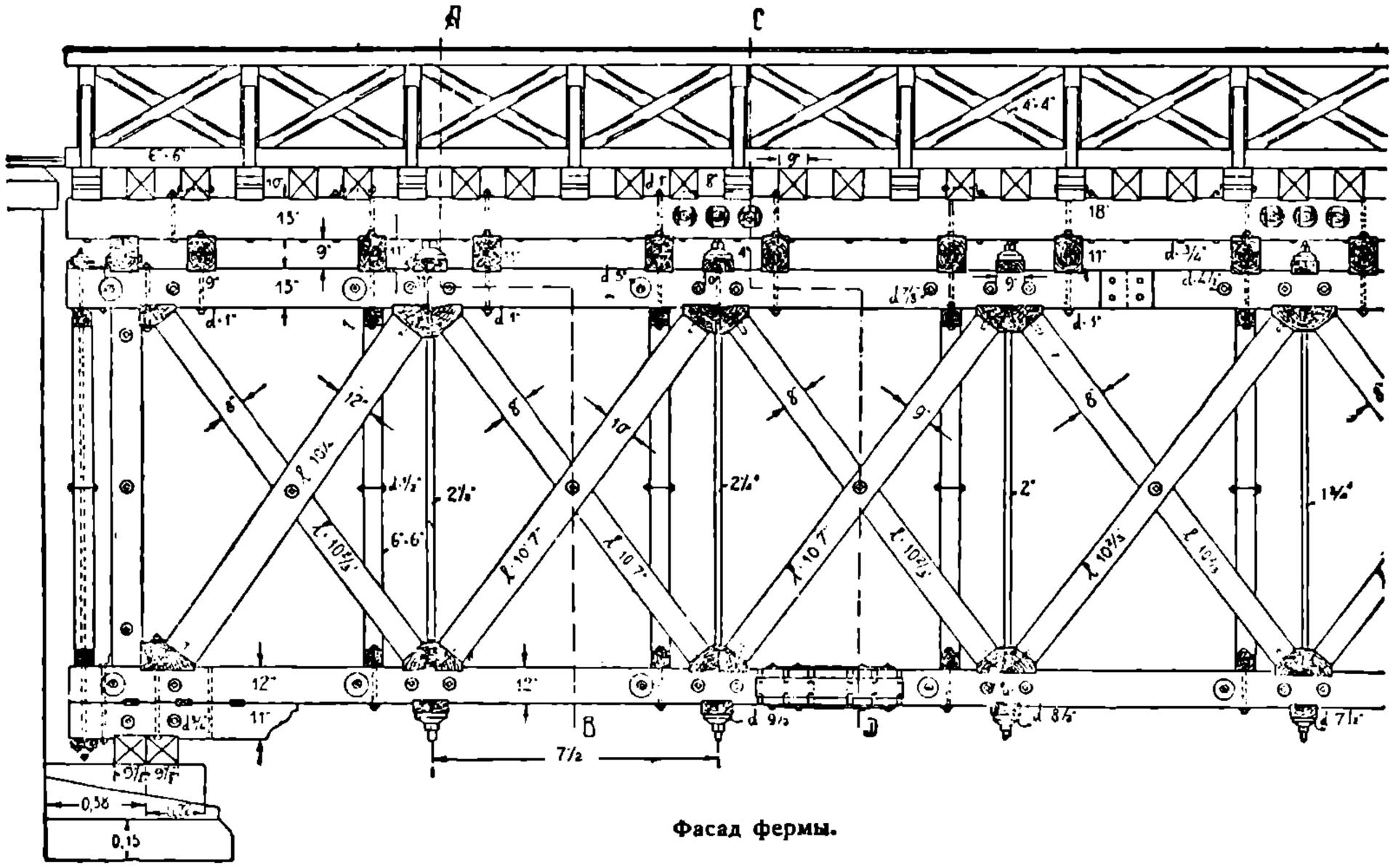
По бокам каждого из верхних узлов в расстоянии 1,5′ от них (фиг. 343) положены по верхнему поясу каждой фермы подкладки (фиг. 345), на которых уложены прогоны 15″ диаметром, поддерживающие поперечины моста. Прогон поставлен для того, чтобы устранить для верхнего пояса большой момент изгиба, который появился бы при расположении поперечин непосредственно по поясу.

Пояса фермы состоят из трех брусьев каждый; брусья верхнего пояса имеют сечение $10 \times 13''$, нижнего $10 \times 12''$ Между брусьями имеется просвет в 2″, в который проходят железные стержни — стяжки, диаметр которых изменяется от $2^1/_2''$ до $1^1/_4''$ Прямые раскосы, работающие на сжатие от постоянной нагрузки, состоят из двух брусков, встречные — из одного; сечение брусков изменяется от $10 \times 12''$ до $8 \times 8''$.

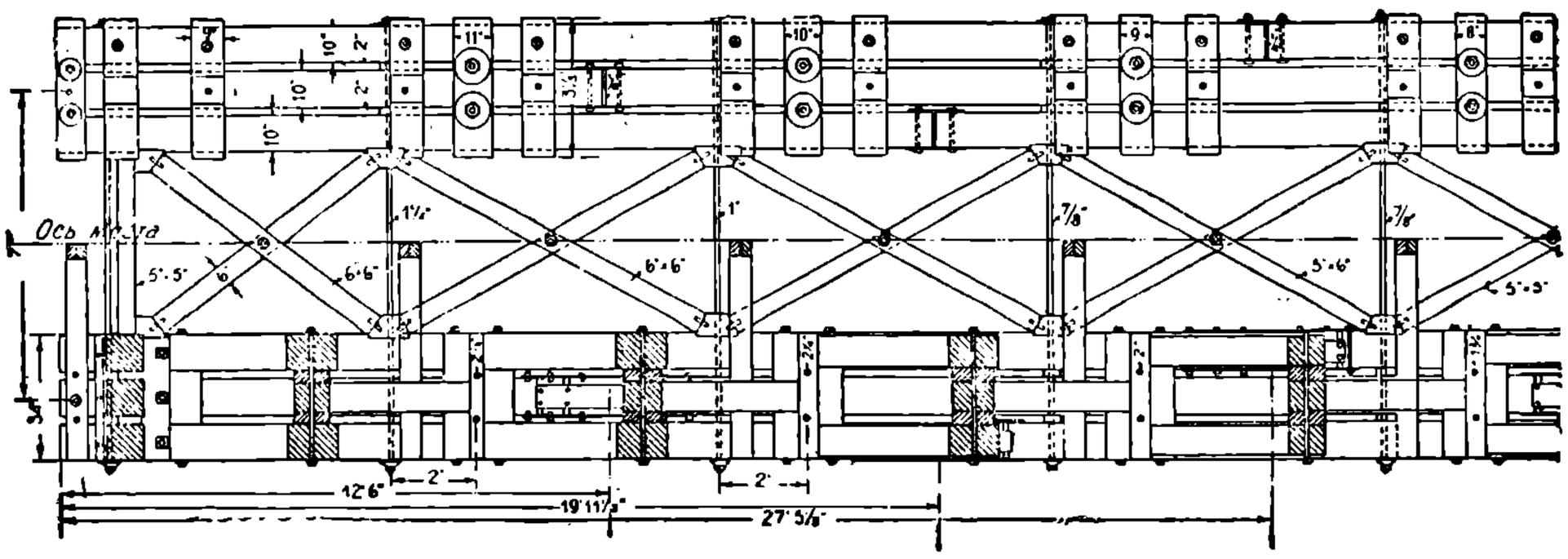
Раскосы упираются в подушки; подушки врублены в пояса, чтобы не перемещались под действием горизонтальной составляющей усилия в раскосе (фиг. 346).

Стыки верхнего пояса сделаны простым упором торцов с применением боковых накладок (фиг. 343); что касается нижнего пояса, то (фиг. 344) здесь стык устроен при помощи четырех железных планок, снабженных по-

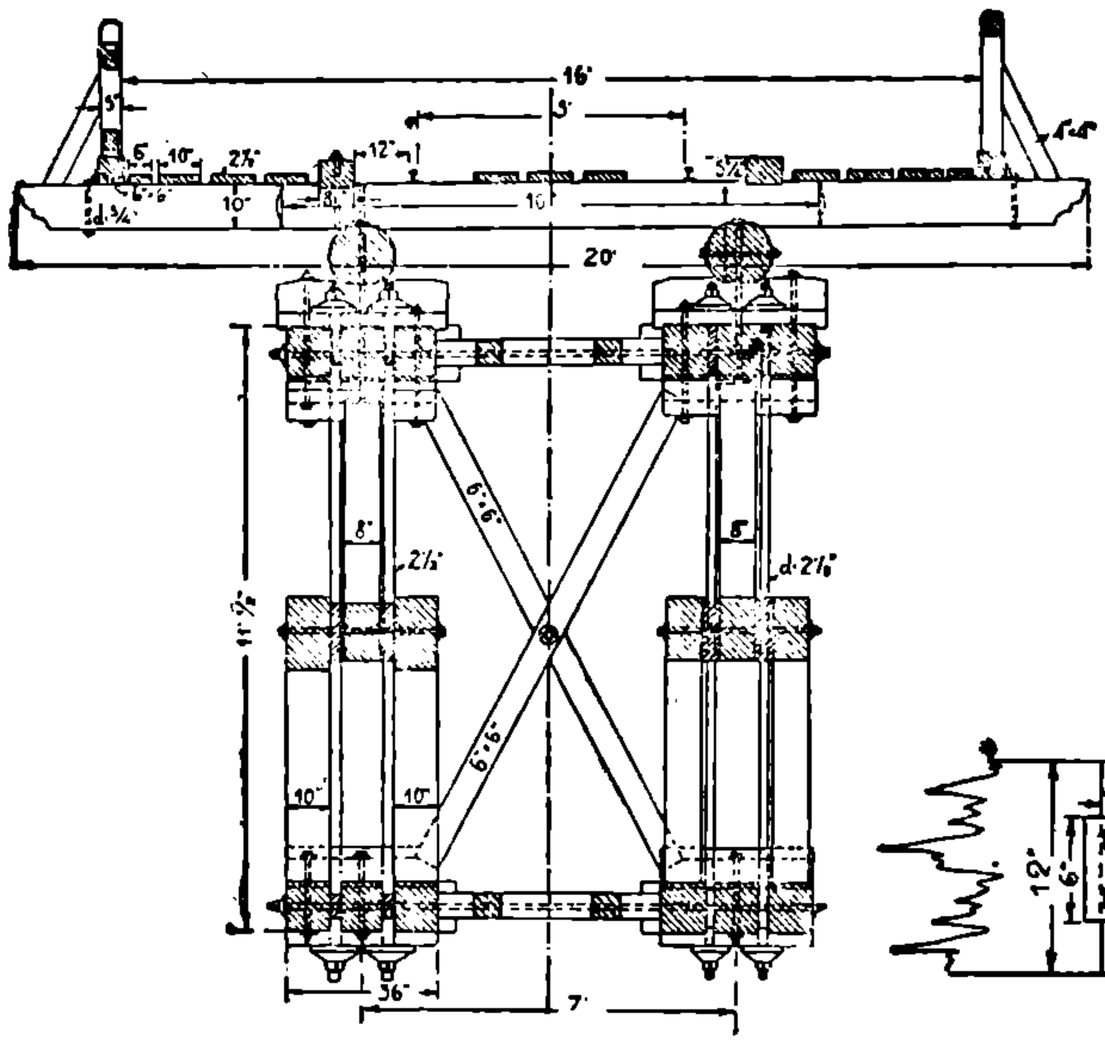
НБ УДУНТ (ДІІТ)



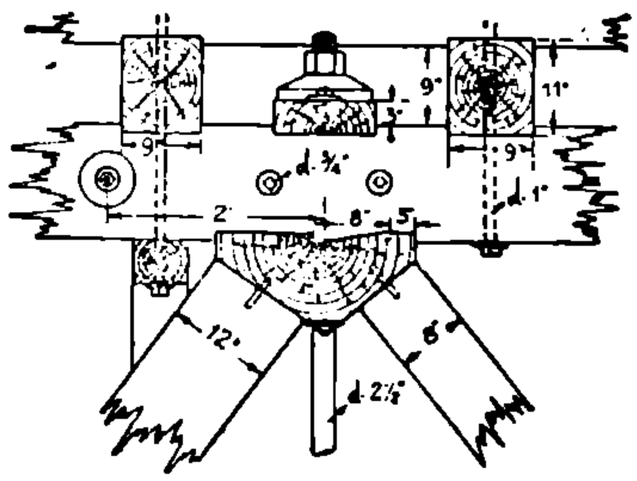
Фасад фермы.

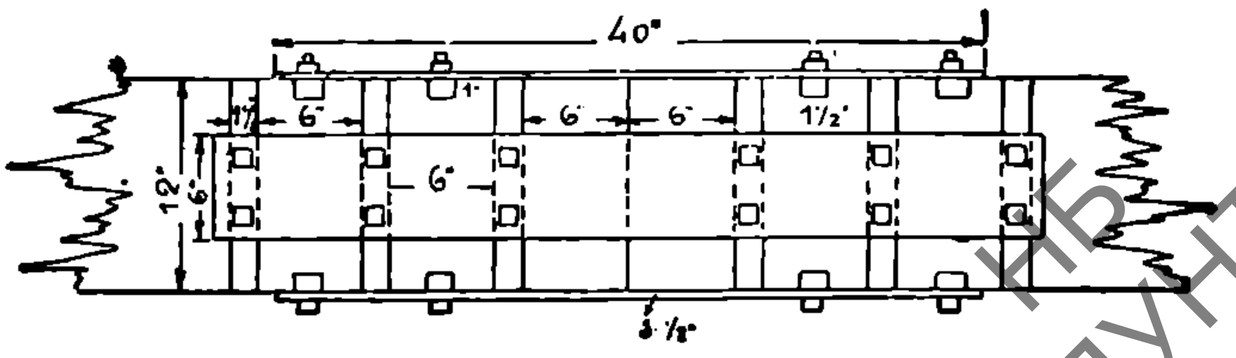


План.



Поперечный разрез.





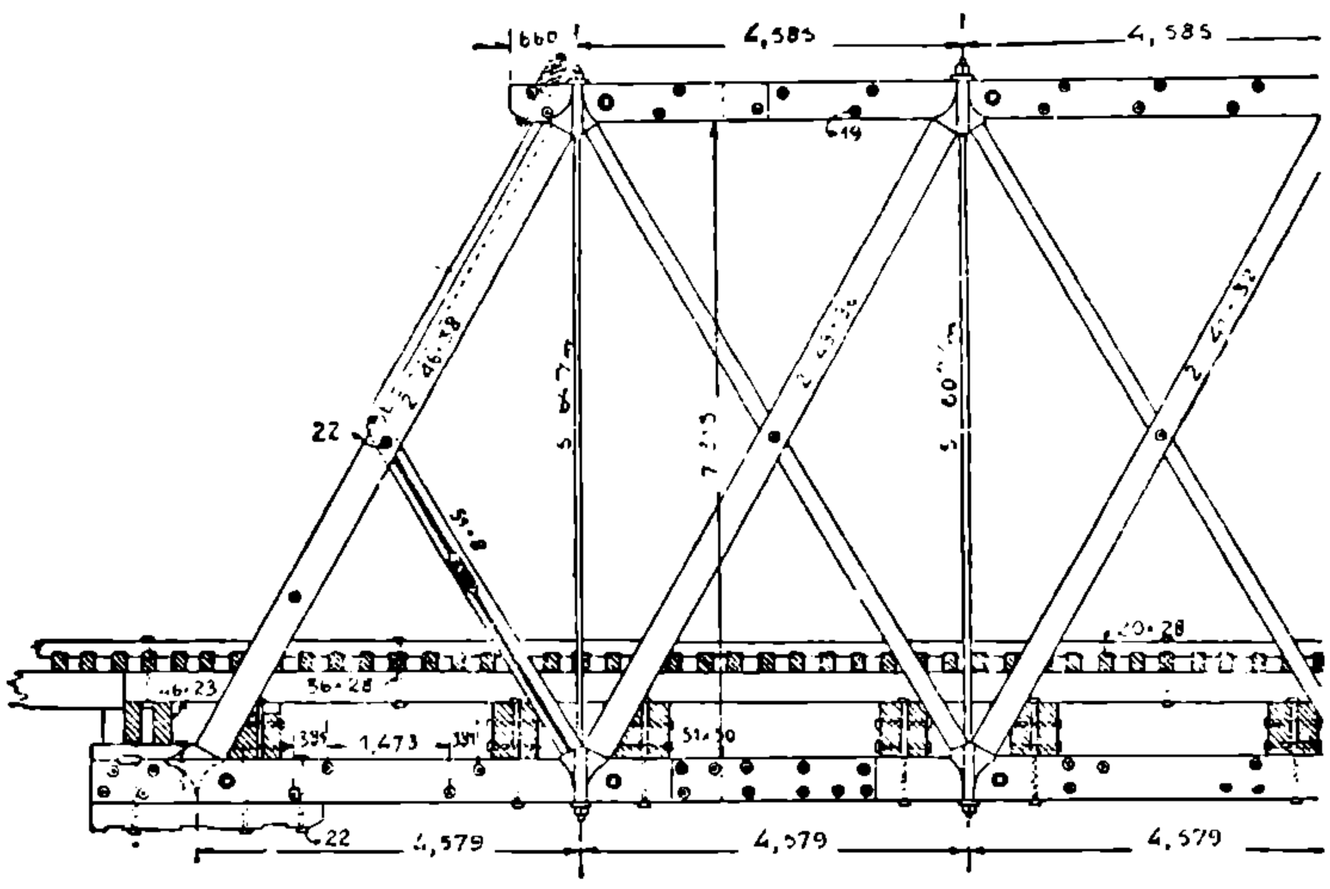
Детали.

Фиг. 343 — 347. Мост через реку Лебяжью Среднесибирской ж. д.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

перечными полосками, зацепляющими брусья во врубках; болты служат для прижатия планок.

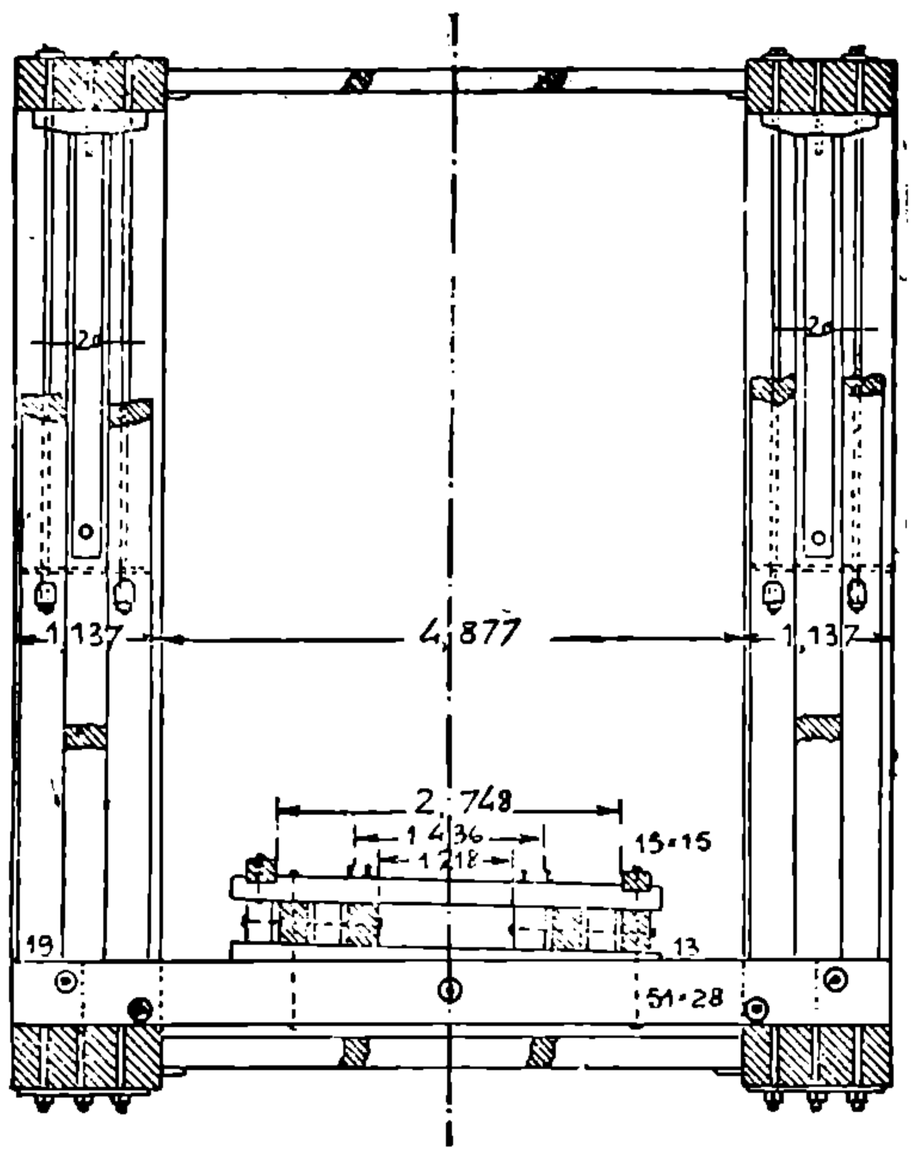
Устройство горизонтальных и вертикальных связей ясно из чертежей. Вес пролетного строения равен 3519 пуд., из коих 519 пуд. вес железа, остальное — дерева.



Фиг. 348.

На фиг. 348 изображен конец фермы при езде понизу; ферма имеет пролет около 55 *м*, теоретическая высота — 7,80 *м*; расстояние между фермами (фиг. 349) 4,88 *м* в свету. Путь с поперечинами лежит на 4 прогонах, сечением 23 × × 36 *см*. Прогоны опираются на поперечные балки, каждая из которых составлена из 2 брусьев 28 × 51 *см*. Поперечные балки лежат на нижних поясах, как можно ближе к узлам.

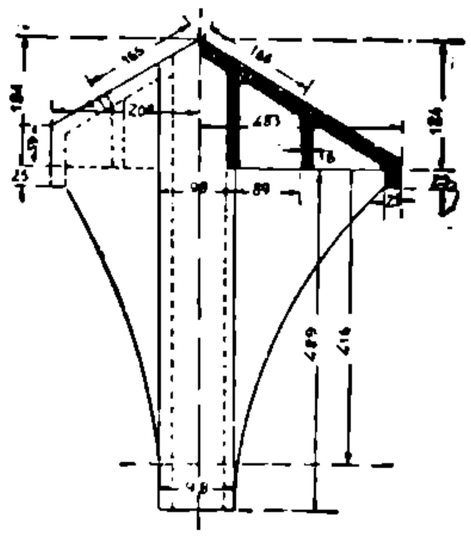
На фиг. 350 изображена чугунная подушка, в которую упираются подкосы и через которую проходят железные вертикальные стяжки. Эти последние поставлены в количестве от 5 до 3 на узел при диаметре от 64 до 48 *мм*.



Фиг. 349.

Конец фермы скошен, подкос поддержан полуподкосом.

Лет 35 тому назад в Америке был построен железнодорожный мост с фермами Гау при пролете 76,2 *м*; длина панели 9,35 *м*; она разбита на две малые панели при помощи промежуточных тяжей и обратных сжатых полуподкосов.



Фиг. 350.

На фиг. 80 изображен общий вид временного деревянного моста через р. Волхов, построенного в 1917 году на обходном пути 106 версты ж.-д. линии Ленинград—Рыбинск по

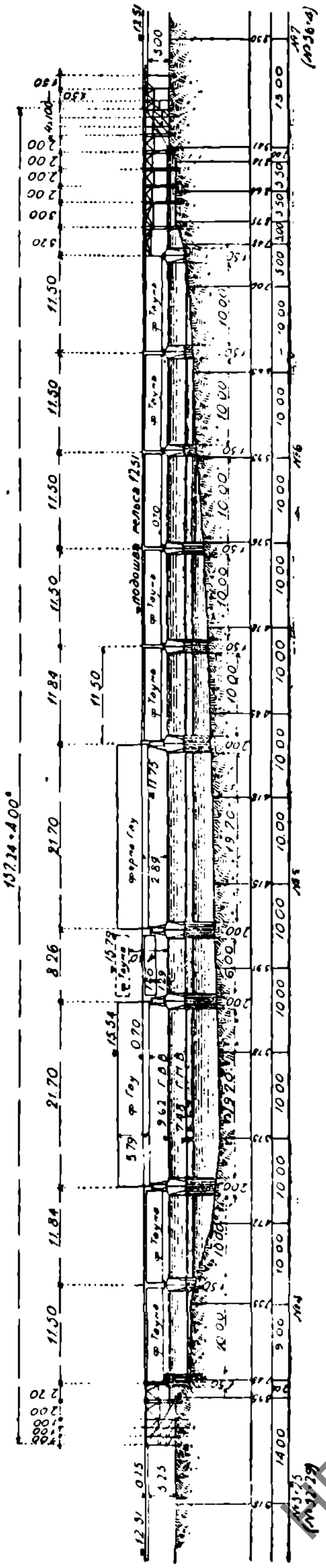
НБ УДУНТ (ДІІТ)

проекту автора. Общая его длина по настилу 150,24 саж. Мост (фиг. 351) имеет 2 пролета по 19,70 саж. с фермами Гау *при езде понизу*, 7 пролетов с фермами Тауна по 10 саж. *с ездою поверху* и один разводный (подъемный) пролет 6 саж.; по обоим концам моста устроены свайные эстакады балочной и подкосной системы с пролетами в 1,0, 2,0 и 3,0 саж. при высоте насыпи в 3,2 саж.

Свайные опоры моста окружены сплошным ограждением из свай; ширина ограждения под фермами Тауна равна 1,5 саж., а под фермами Гау — 2,0 саж.; внутренность ограждения заполнена каменной наброской до горизонта меженних вод. Ледорезы, составляющие одно целое с опорами, имеются у всех опор, поддерживающих фермы, кроме крайней левобережной.

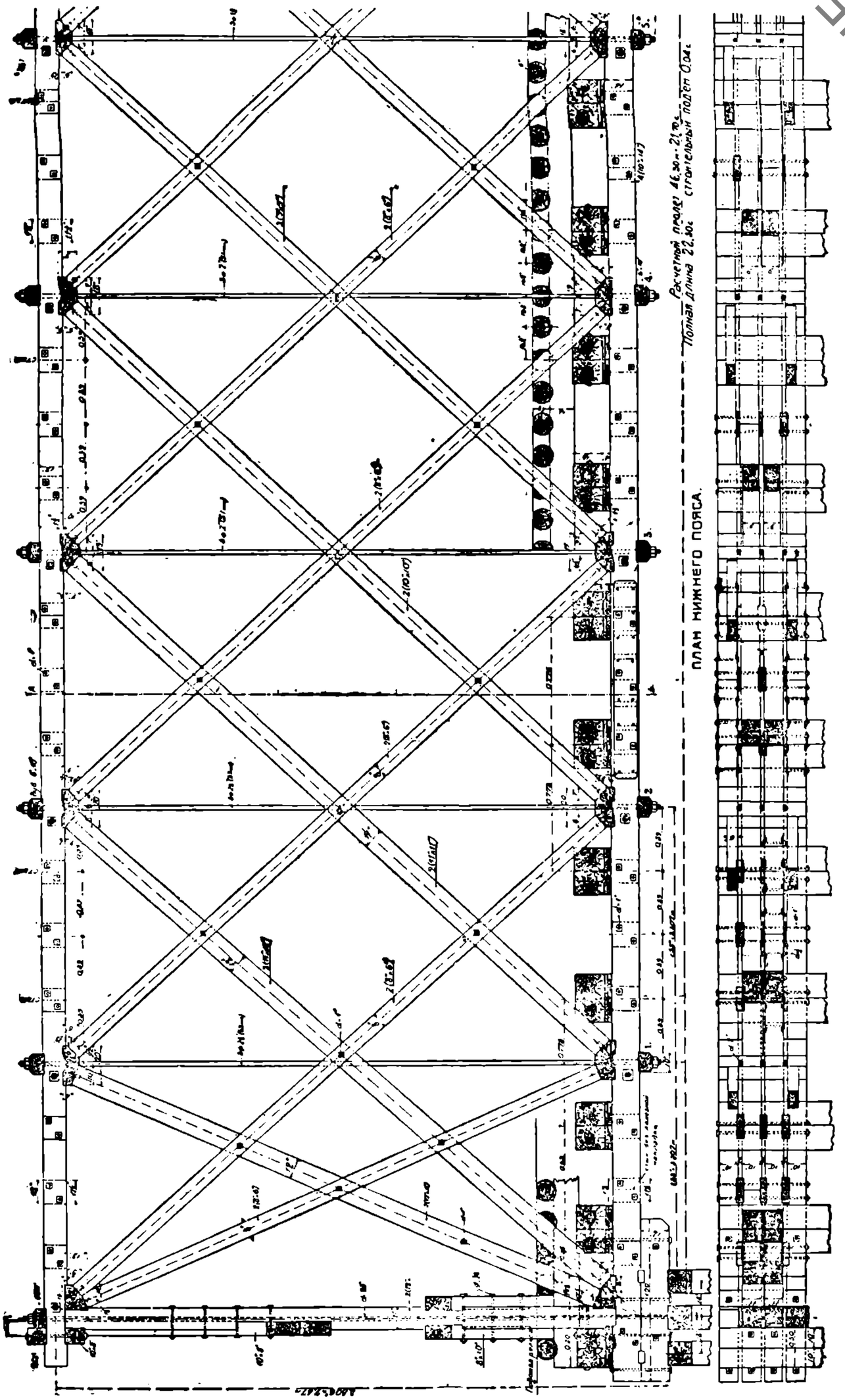
Наибольшая глубина воды от дна реки при меженнем горизонте 3,70 саж., а при высоком — 5,84 саж. Горизонт *ледохода* ниже горизонта высоких вод на 0,21 саж. Низ ферм Гау возвышается над высоким горизонтом вод на 2,13 саж., низ ферм Тауна — на 0,70 саж. и в разводном — на 1,29 саж.; подъемная ферма Тауна может быть поднята над горизонтом высоких вод на высоту 4,5 саж. Полная высота опор от дна реки до низа ферм Гау составляет 8 саж. При такой огромной глубине воды и при значительном ледоходе опоры этого типа оказались вполне устойчивыми. Обращаем внимание читателя на эту конструкцию.

Пролетное строение с фермами Гау приведено на фиг. 352 — 354; оно состоит из двух ферм, поставленных на расстоянии 4,8 *м* (2,25 саж.) между их осями. Расстояние в свету между фермами равно 3,8 *м*, т. е. менее 4,91 *м*, требуемых габаритом приближения строений; отступление допущено в виду того, что мост строился на время постройки постоянного моста, т. е. на 2 года. По отношению к габариту подвижного состава остаются с каждой его стороны просветы по 19 *см*. Каждая из главных ферм имеет пролет 46,3 *м* и высоту 7,47 *м*; отношение высоты к пролету 1 : 6. Решетка ферм двойная с длиной панели 3,307 *м*; число панелей 14. Обе фермы соединены между собой горизонтальными



Фиг. 351. Схема временного деревянного моста через р. Волхов.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

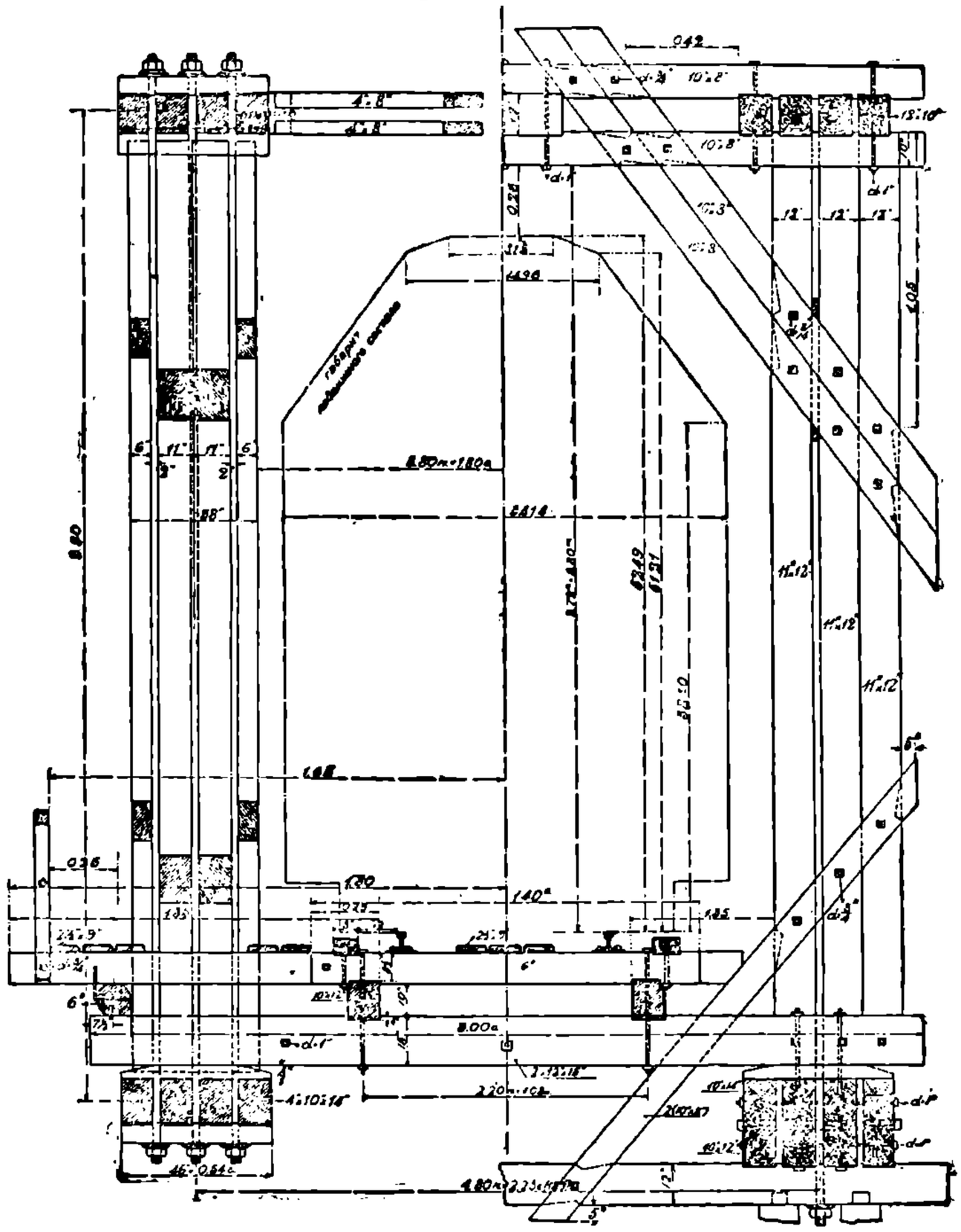


Фиг. 352. Пролетное строение с фермами Гау: фасад.

верхними и нижними связями в виде ферм Гау и по обоим концам — портальными рамами.

Полотно моста (фиг. 353), состоящее из рельсов, охранных брусьев сечением $6 \times 8''$, настила из досок сечением $2^1/_2 \times 9''$ и поперечин диаметром 6 вершк., поддерживается двумя прогонами из брусьев, сечением каждый $10 \times 12''$. Прогоны лежат на поперечных балках, из которых каждая составлена из 2 брусьев $12 \times 15''$; поперечные балки расположены по нижним поясам ферм в расстоянии от узлов, равном $^1/_4$ длины панели, причем опираются на брусья поясов через особые подкладки.

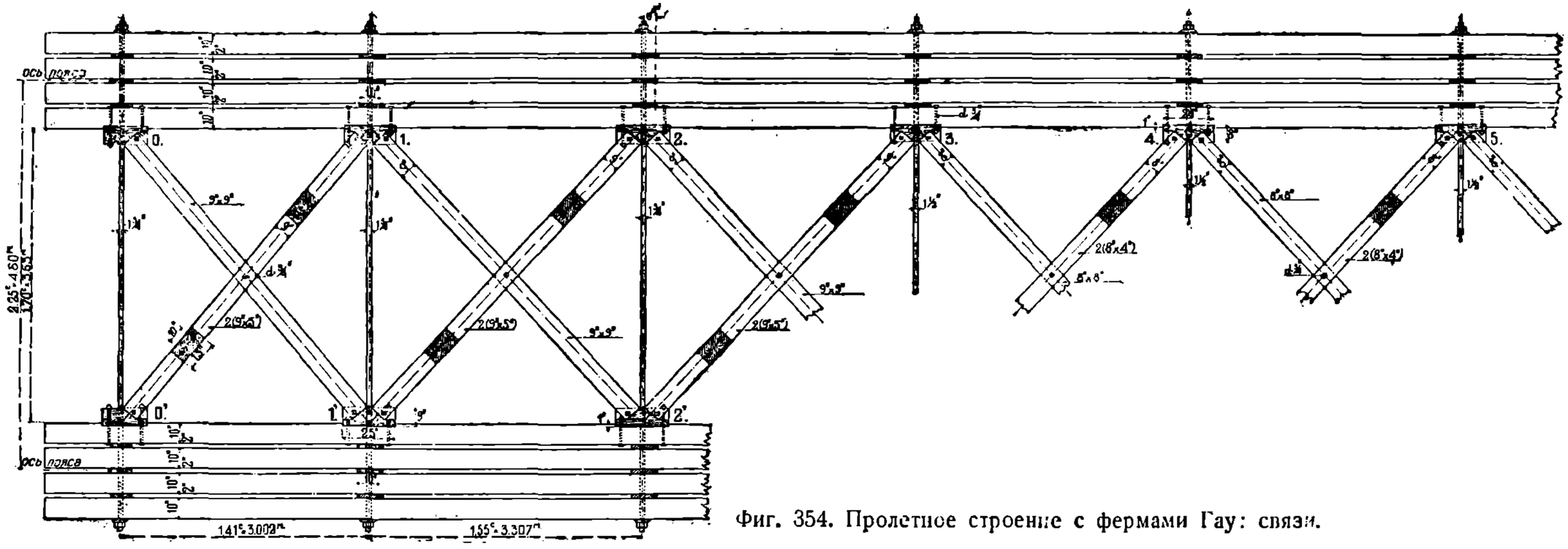
Для убежища путевой стражи есть место на поясах, имеющих значительную ширину; независимо от этого с каждой стороны пролетного строения устроены тротуары по 0,25 саж., огражденные перилами. Настил тротуаров и перила поддерживаются особыми короткими поперечинами, уложенными как на прогоны полотна пути, так и на дополнительные прогоны, помещенные по концам поперечных балок.



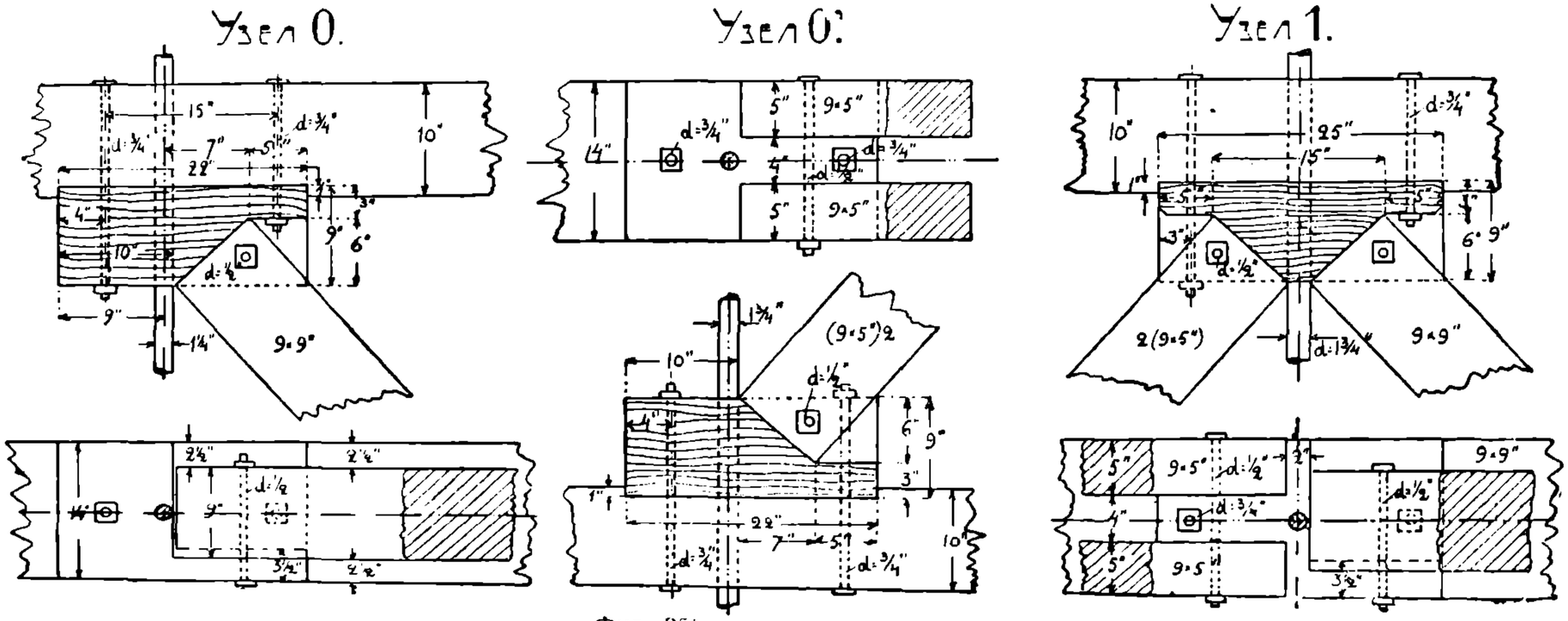
Фиг. 353. Пролетное строение с фермами Гау: портал и поперечный разрез.

Пояса ферм состоят из четырех брусьев каждый; сечение брусьев верхнего пояса $10 \times 12''$, а нижнего — $10 \times 14''$. Брусья поясов соединены между собою горизонтальными болтами и вертикальными дубовыми клиновидными шпонками, которые необходимо подбивать по мере усушки дерева (поперек волокон); шпонки имеют толщину 4" и врезаны в брусья с каждой стороны на 1". В просветы шириною 2" между брусьями поясов пропущены вертикальные стержни фермы, сечением от $1^1/_2''$ — у середины пролета и до $2^1/_2''$ — у опор; гайки и головки стержней опираются на пояса посредством дубовых подушек-подкладок и уложенных на них железных подкладных шайб; сечение подушек $6 \times 10''$, а толщина шайб 2 *см.*

НБ УДУНТ (ДІІТ)



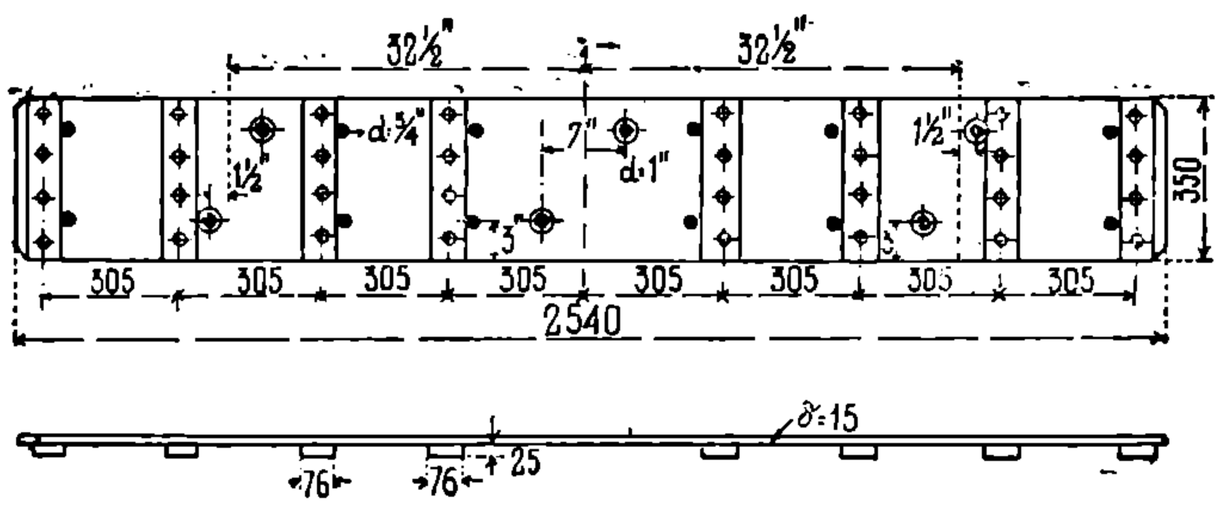
Фиг. 354. Пролетное строение с фермами Гау: связи.



Фиг. 355. Детали узлов связей.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

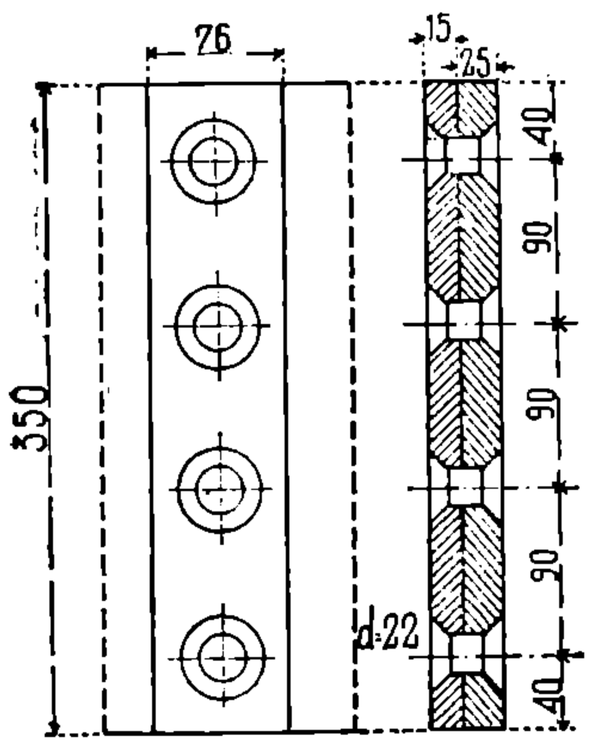
Раскосы состоят каждый из 2 брусьев, расположенных у прямых раскосов в плоскости двух средних поясных брусьев, а у встречных — в плоскости обоих крайних; места взаимного их пересечения скреплены болтами. Упор раскосов в пояса осуществлен помощью дубовых подушек, врубленных в пояса; глубина врубки $1^1/_2$″. Концы раскосов предохранены от выпадения посредством дубовых отрезков круглого сечения (так называемых нагелей), которые вставлены в выдолбленные в подушках и раскосах гнезда.



Фиг. 356. Стыковая накладка.

Стыки верхнего пояса устроены простым упором торцов брусьев, стык же каждого бруса нижнего пояса перекрыт двумя боковыми железными накладками; последние (фиг. 356 — 357) снабжены восемью зубцами, прикрепленными к накладке потайными заклепками. Стыки расположены в разбежку (см. схему стыков фиг. 358), вследствие чего в одном сечении приходится устраивать стык только одного бруса пояса.

Узлы горизонтальных верхних и нижних связей смещены относительно узлов главных ферм на 6″. На фиг. 354 показан план нижних связей. Здесь раскосы одного направления состоят из двух брусков, расположенных с промежутком в 4″ и соединенных между собою деревянными прокладками и болтами; в этот промежуток проходят при пересечении раскосы другого направления, сделанные из одиночных брусьев. Сечение брусьев переменное: у парных 9×5″ близ опор и 8×4″ у середины пролета, у одиночных соответственно 9×9″ и 8×8″ В местах пересечения брусья раскосов взаимно врублены друг в друга и скреплены болтами. Раскосы упираются в пояса через подушки, у которых имеются горизонтальные полки, предназначенные для поддержания и прикрепления концов раскосов (фиг. 355). Стяжные болты (тяжи), соединяющие пояса обеих ферм, имеют диаметр $1^1/_2$″ у середины пролета и $1^3/_4$″ — вблизи опор.



Фиг. 357. Деталь зубца.

Верхние связи сделаны подобно нижним.

Обе главные фермы по обоим концам пролетного строения соединены *портальными рамами*. Каждая рама (фиг. 353) образована двумя стойками, верхней и нижней распорками и наклонными схватками, укрепляющими углы рамы; роль нижней распорки выполняет насадка среднего ряда свай опоры и отчасти крайняя поперечная балка проезжей части. Стойки состоят каждая из 3 брусьев сечением 11×12″ Верхняя распорка образована двумя брусками 8×10″, которые врублены в брусья верхних поясов обеих ферм, обжимают их

НВ УДУНТ (ДІІТ)

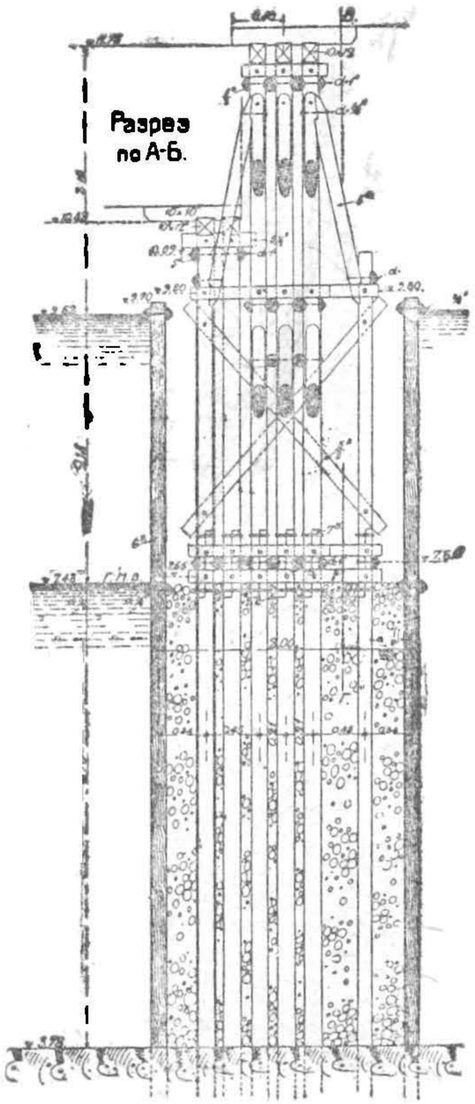
(пояса) сверху и снизу и скреплены с ними болтами; в средней части распорки поставлена колодка из бруса 12 × 8". Каждая верхняя наклонная схватка состоит из двух брусьев 10 × 8", врубленных в стойку и верхнюю распорку и соединенных с ними болтами толщиною $^3/_4$"; оба бруса схватки расположены рядом с наружной стороны портальной рамы. Нижняя схватка из 2 брусьев такого же сечения, как и верхняя, обжимает с двух сторон стойку рамы и насадку среднего поперечного ряда свай опоры. Скрепление рамы со свайной опорой сделано посредством двух железных стержней диаметра 2$^1/_4$", концы которых закреплены на верхней распорке рамы и на свайной насадке.

Фиг. 358. Схема расположения стыков в поясах.

На фиг. 359 — 361 показана конструкция *опоры* под фермы Гау и Тауна Волховского моста. Ширина опоры 2,0 саж.; в передней части, представляющей собою ледорез, уменьшена до 1,0 саж., хвост и голова опоры заострены постановкой двух передних и двух задних стенок под углом друг к другу. Длина опоры без ледореза 7,75 саж., самого ледореза — 3,60 саж и общая — 11,35 саж. Сваи ограждения диаметра 6 вершков забиты на глубину не менее 1,75 саж.

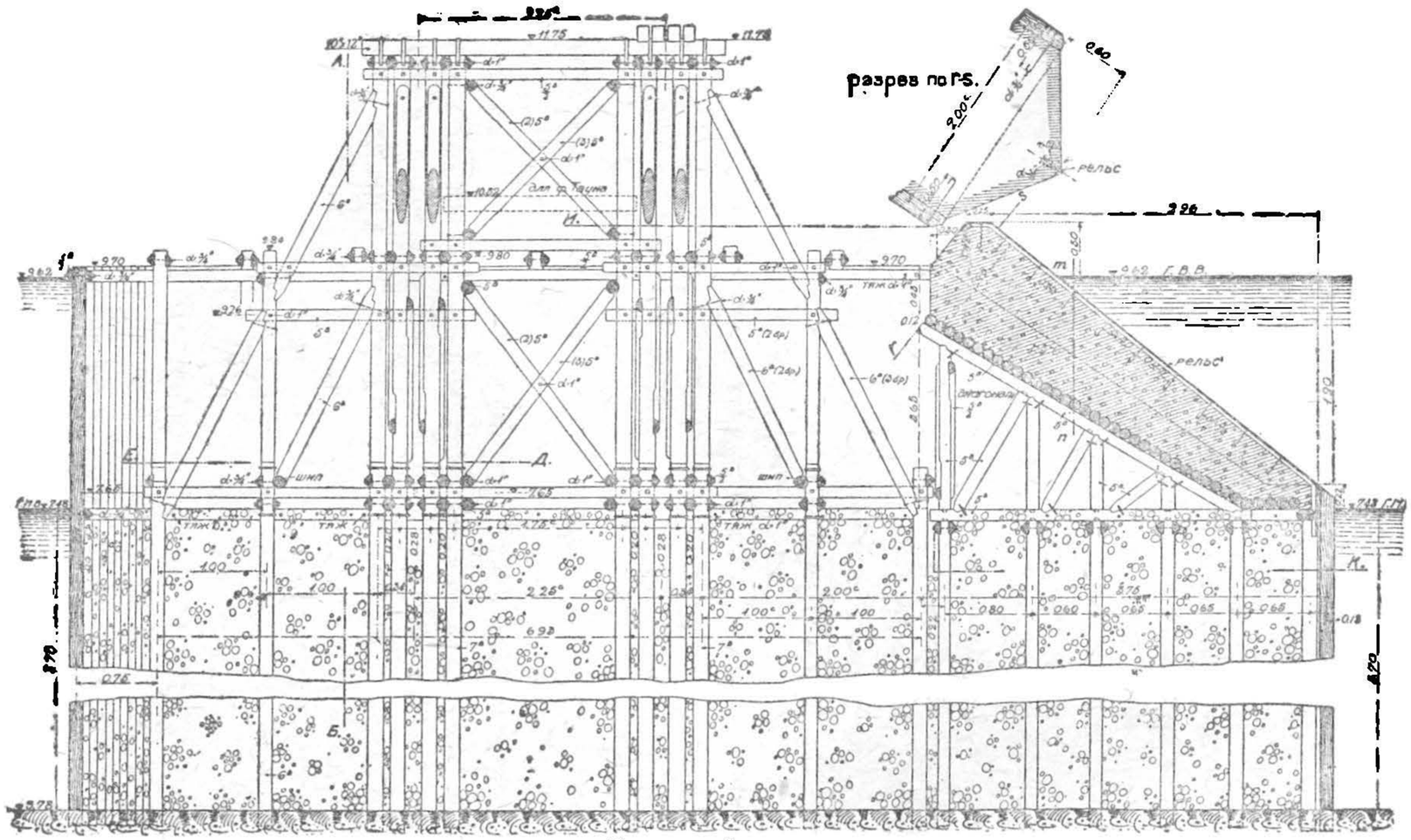
Для поддержания концов пролетных строений, одного с фермами Гау и другого с фермами Тауна, имеется 4 куста коренных свай; два из них по 12 штук для ферм Гау при расстоянии между осями кустов 2,25 саж.; два других куста по 6 свай в каждом, для ферм Тауна, расположены на расстоянии 1,20 саж. ось от оси. Диаметр коренных свай 7 вершков и глубина забивки до отказа, но не менее 2,00 саж. (по проекту). Коренные сваи опоры под фермы Гау расположены в трех поперечных рядах по 8 свай в каждом, а опоры под фермы Тауна — в двух рядах по 6 свай; головы свай покрыты насадками из брусьев 10 × 12". Для укрепления опоры в поперечном направлении имеется в каждом ряду по 4 подкосных сваи, расположенных попарно с обеих ее сторон, и соответствующее число подкосов. Последние поддерживают опору в две линии; в наружной линии подкосы состоят из двух частей, соединенных со сваями врубками и болтами; промежуточный узел затянут схваткой из двух 5-вершковых бревен, зажатых между рядами свай. Толщина подкосных свай и подкосов 6 вершков. В продольном направлении опора укреплена под каждым концом ферм Гау двумя парами подкосов, для упора концов которых имеются 4 подкосных сваи диаметра 6 вершк.; толщина подкосов 5 вершк.; сваи с подкосами расположены в плоскости двух средних продольных рядов свай.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

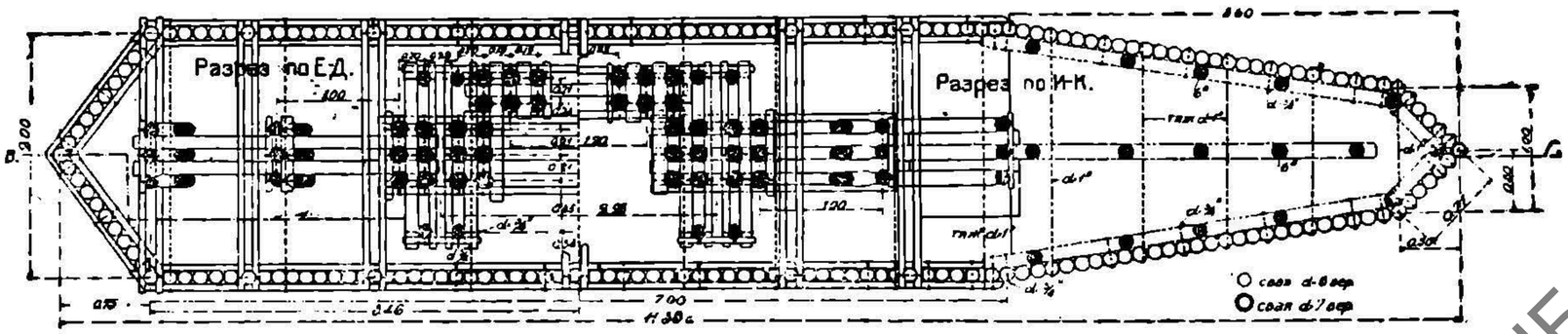


Примечание. Глубина забивки коренных свай-до отказа, но не менее 8,00 с прочих свай и свай ограждения-не менее 1,76 с. Отказ коренных свай определяется на нагрузку 680 пуд.

Поперечный разрез.



П, одольный разр з.

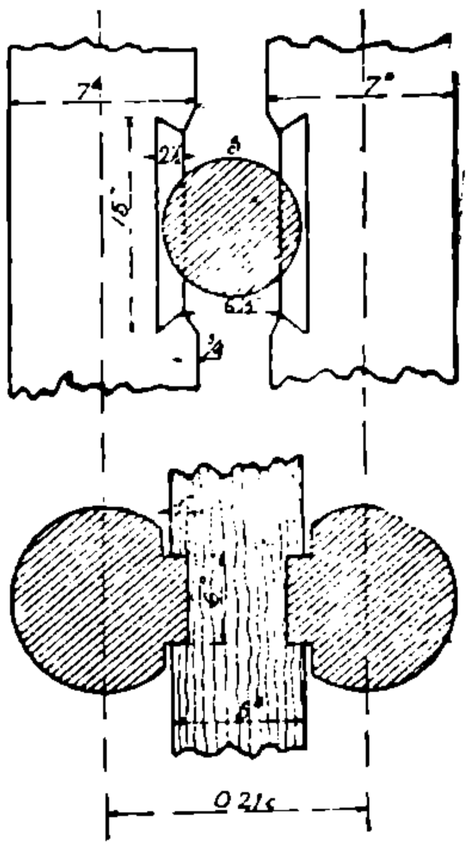


План.

Фиг. 359 — 361. Опоры под фермы Гау и Тауна моста через р. Волхов.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Наращивание всех свай опоры назначено на горизонте меженних вод, так как только в этом уровне можно было поставить первые, считая от дна, крепления в виде продольных и поперечных схваток. Ниже горизонта меженних вод и до самого дна реки, т. е. на длине 3,70 саж., все сваи не имеют никаких креплений и удерживаются заполнением в виде каменной наброски. Наращивание каждой сваи произведено врубкой в полдерева и двумя хомутами; место сроста свай укреплено одним поперечным и двумя продольными рядами горизонтальных схваток. Ряд схваток того и другого направления расположен также несколько выше горизонта высоких вод; наконец, сваи соединены еще продольным и поперечным рядом схваток вверху опоры, ниже насадок. Для схваток применены бревна толщиною 5 вершк. и пластины $^5/_2$ вершка. В поперечном направлении кусты свай раскреплены *крестами* из 5-вершковых бревен; эти кресты расположены на высоте опоры в двух верхних ее ярусах; каждый крест состоит из 5 бревен, из коих два бревна проходят в промежутки между тремя остальными. В продольном направлении два средних ряда свай связаны диагональными схватками, поставленными в среднем ярусе по высоте опор.



Фиг. 362. Деталь соединения горизонтальной схватки со сваями.

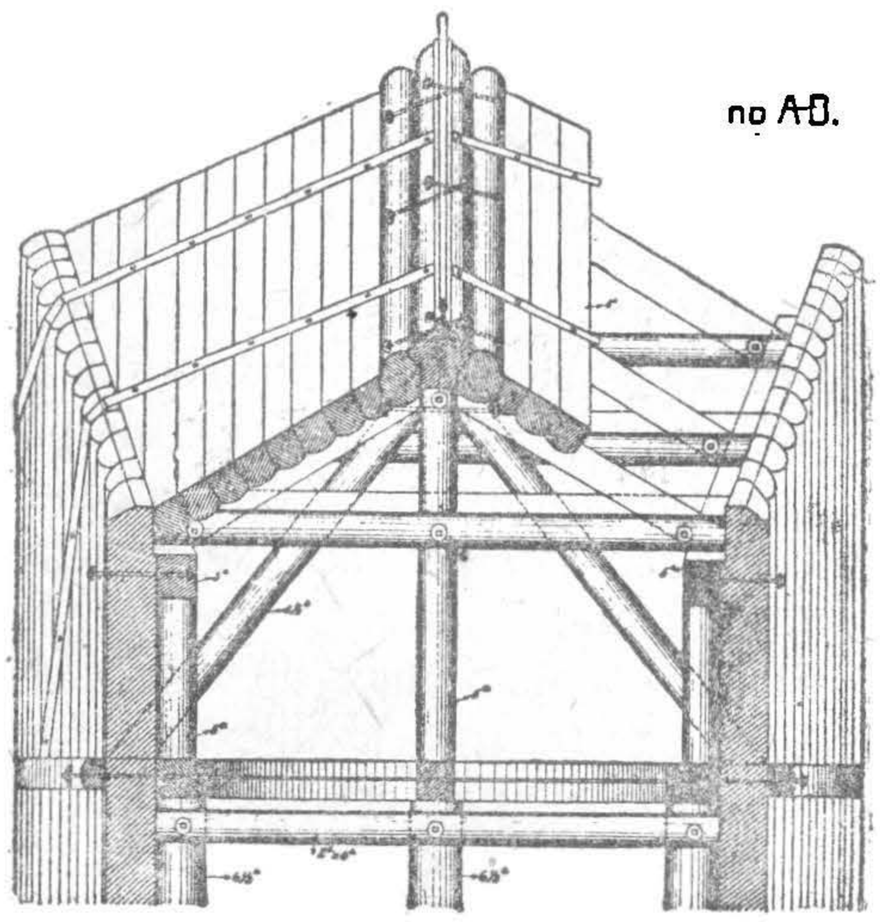
Деталь врубки схватки в сваи показана на фиг. 362; здесь глубина врубки в 5-вершковой схватке сделана и ширина площадки, соприкасающейся со сваей, — 6″.

Устройство ледореза с бетонным массивом по фиг. 359 зимой требовало устройства тепляка, вследствие чего бетонный массив заменен деревянной частью. На фиг. 363—365 изображены чертежи этой части. Очертание ледореза в плане представляет трапецию, меньшая из параллельных сторон которой заменена двумя, поставленными под углом около 90°. Толщина ледореза в расстоянии 0,60 саж. от переднего ребра равна 0,98 саж. и достигает 1,92 саж. у его хвоста. Полная длина 3,95 саж. Высота по заднему ряду стоек, считая от уровня срезки свай, составляет 1,70 саж. Уклон режущего ребра — почти 1 : 2,3. Все боковые стенки ледореза вертикальные, а две наклонные плоскости, покрывающие ледорез сверху, образуют собою как бы двускатную крышу.

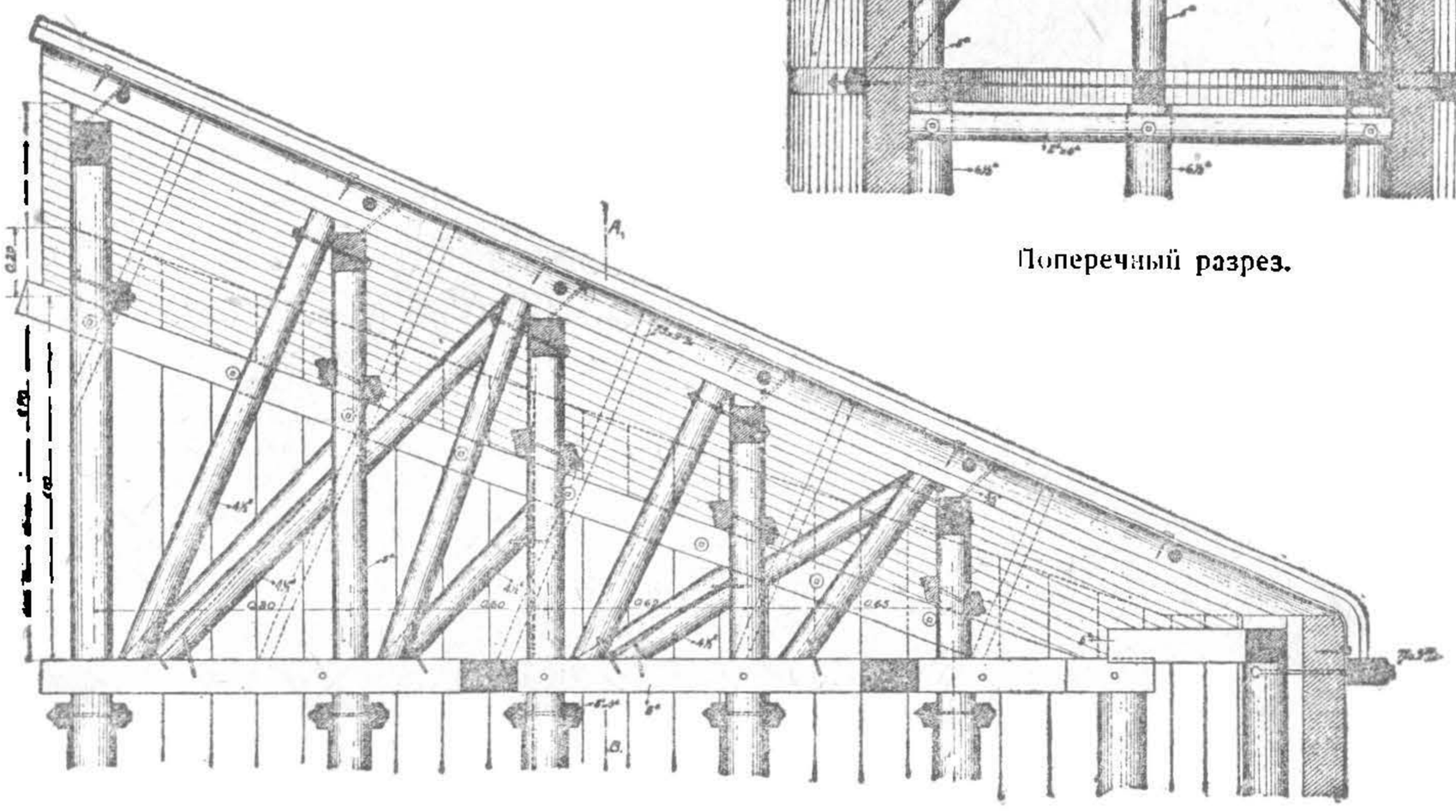
Основанием для ледореза *служит шпунтовое ограждение* опоры и 18 свай диаметра $6^1/_2$ вершк., расположенных внутри опоры в 3-х продольных рядах; в первом поперечном ряду находится одна свая, во втором — 2 и во всех остальных — по 3 сваи. Головы всех свай срезаны в одном уровне и покрыты сверху тремя продольно расположенными насадками из брусьев 5×5 вершк.; насадки укреплены в горизонтальной плоскости (фиг. 365) подкосами из 6-вершковых брусьев, врубленных в насадки и скрепленных с ними болтами и скобами; под насадками поставлены парные поперечные схватки сечением 3×4 вершк., врубленные в сваи и скрепленные с ними болтами. На насадках установлено три ряда стоек (всего 18 шт.), из которых один расположен по оси ледореза, а

НВ УДУНТ (ДІІТ)

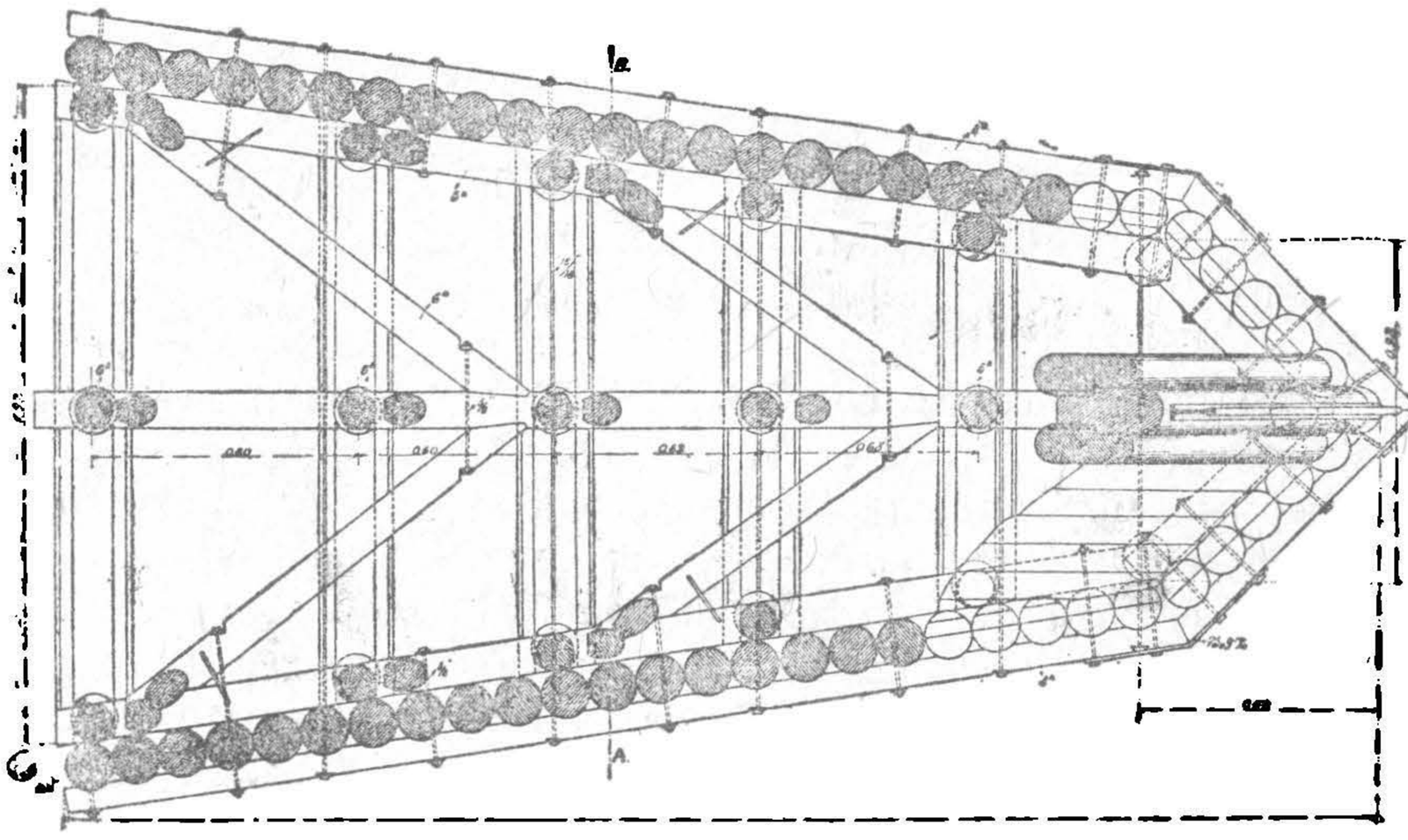
два — по бокам; стойки среднего ряда срезаны по уклону режущего ребра ледореза, а крайних — в соответствии с поперечным уклоном скатов крыши ледореза. На стойках уложены насадки из брусьев 5 × 5 вершк., укрепленные подкосами, диаметра $4^1/_2$ вершк.; концы подкосов упираются вверху в насадки стоек, а внизу в насадки свай; подкосы скреплены со стойками болтами, а с нижними на-



Поперечный разрез.



Продольный разрез.



План.

Фиг. 363–365. Ледорез опоры под фермы Гау и Тауна.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

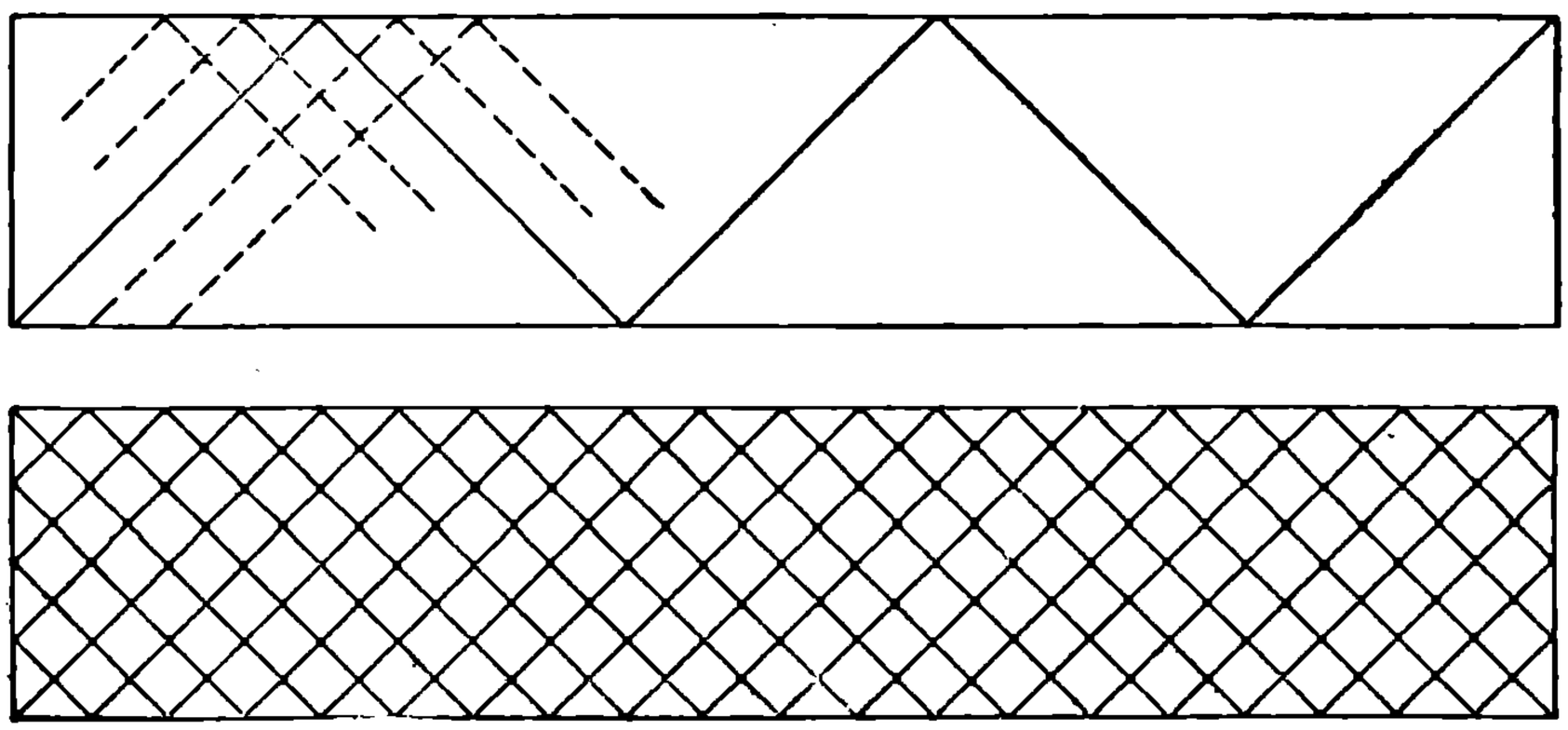
садками — скобами. В среднем ряду стоек поставлено 4 подкоса, а в крайних по 3.

Для поддержания сплошного настила, покрывающего оба ската крыши ледореза, в плоскости поперечных рядов стоек размещены *стропилины* из брусьев 5×5 вершк., эти брусья зажаты между парными затяжками, уложенными на насадки крайних рядов стоек, а верхними своими концами упираются в бревна среднего ряда стоек.

Режущее ребро ледореза образовано насадкой среднего ряда стоек и еще двумя другими бревнами, соединенными с насадкой взаимными врубками и болтами; на насадке укреплен рельс, уложенный подошвою вниз и пришитый костылями.

Настил наклонных граней ледореза укреплен хомутами, которые прибиты гвоздями как к настилу, так и к ограждению; хомуты сделаны из полосового железа сечением 9×75 *мм*. Сваи ограждения связаны горизонтальными схватками, поставленными в уровне насадок свай ледореза и скрепленными с ними болтами.

20. Мосты с фермами Тауна. — Из дощатых ферм получили сравнительно большое распространение две системы: Тауна и Лембке; каждая из



Фиг. 366 — 367.

этих ферм представляет собою составную ферму; отличаются они друг от друга сравнительно немногим.

Схема фермы Тауна представлена на фиг. 366 — 367. Простые системы, из которых она составляется наложением их друг на друга, состоят каждая из поясов и решетки в виде треугольников (фиг. 366 сплошные линии); получающаяся при этом большая панель делится на малые панели длиною около 1 м. Часть раскосов фермы Тауна работает на растяжение, часть на сжатие; пояса, как и в других балочных фермах, — верхний сжат, нижний растянут.

Соединение досок поясов между собою и прикрепление раскосов к поясам производится в фермах Тауна деревянными нагелями и железными

НБ УДУНТ (ДІІТ)

болтами. Системы ценны возможностью быстрой сборки; для легких (например, пешеходных) мостов вместо нагелей можно применять железные гвозди.

На фиг. 368 — 373 представлены чертежи пролетного строения с фермами *Тауна* для мостов через р. Западную Двину по проекту автора 1915 г.

Пролетное строение с ездою поверху состоит из *трех* ферм Тауна, поддерживающих проезжую часть и соединенных горизонтальными и вертикальными связями. Фермы расположены в расстоянии 1,00 саж. друг от друга. Расчетный пролет фермы 16,20 саж. и полная длина 16,90 саж.; высота (расчетная) 2,00 саж., что составляет по отношению к пролету $^1/_{8,5}$. Большая панель состоит из 4-х малых, длиною каждая 0,45 саж. (фиг. 371). Раскосы составляют с вертикалью угол 42° и укреплены стойками; по концам фермы усилены еще двумя дополнительными стойками.

Ширина проезжей части между перилами 2,85 саж., а полная — между концами поперечин — 3,00 саж.; ездовое полотно имеет ширину — 2,71 саж., тротуаров нет. Полотно состоит из двойного дощатого настила, уложенного вдоль моста; верхний настил из досок $2 \times 9''$, нижний — $3 \times 9''$ Поперечины из круглого леса, толщиною 6 вершк., расположены на верхних поясах ферм, в расстоянии 0,45 саж. одна от другой, и прикреплены к ним железными планками и болтами. Близ концов поперечин уложены отбойные брусья сечением $6 \times 8''$; к последним и к концам поперечин прикреплены стойки перил, поддерживающие поручень и заполнение; сечение брусков поручня $5 \times 5''$, а промежуточного брусочка — $2 \times 2''$.

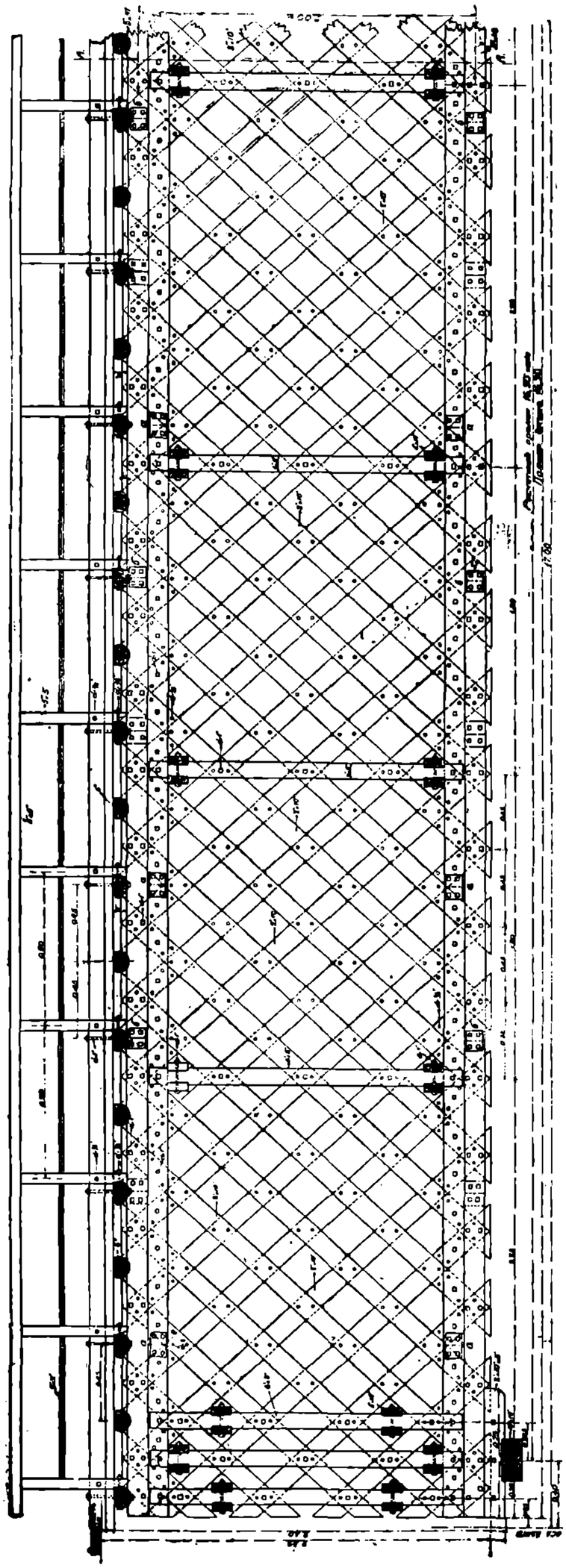
Пояса фермы состоят из 6 досок, которым здесь впервые дано расположение в два яруса, поставленные плотно друг возле друга. В верхнем ярусе 4 доски, в нижнем 2; сечение досок $3 \times 10''$ Места стыков наружных досок в обоих поясах прикрыты железными планками, а внутренних — деревянными прокладками; толщина планок 8 *мм*, а прокладок 100 *мм* (4″). Стыки расположены в разбежку, так что в одном сечении приходится стык только 2 досок каждого пояса (см. фиг. 372).

Раскосы сделаны из досок $2 \times 10''$, которые прикреплены к поясам дубовыми нагелями диаметра 50 *мм* = 2″ и болтами толщиною 1″ Места взаимного пересечения раскосов скреплены 2 нагелями.

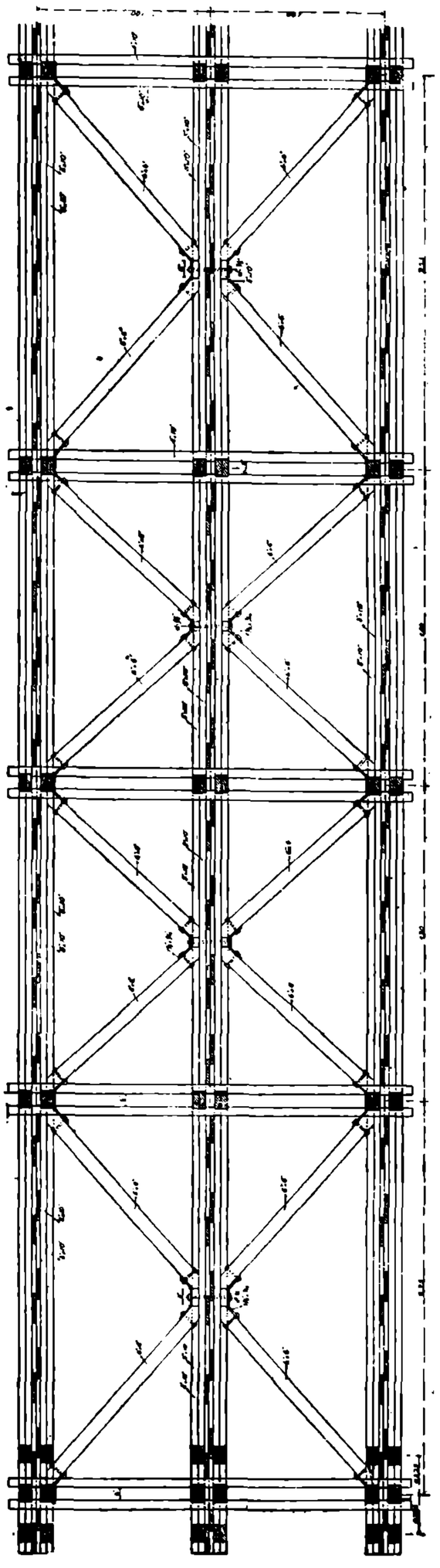
Вертикальные связи поставлены по длине фермы на расстояниях 2,25 и 1,80 саж., чередующихся между собою (фиг. 371). Связи образованы парными стойками сечением $6 \times 8''$, обжимающими с двух сторон решетку каждой фермы, и парой подкосов из брусьев $6 \times 6''$, врубленных в стойки; верхние концы подкосов врублены в брусья стойки средней фермы, а нижние упираются в стойки крайних ферм; соединение подкосов со стойками сделано врубкой двойным зубом и болтами диаметра 1″.

Горизонтальные верхние и нижние *связи* из раскосов и схваток поставлены в панелях, получившихся в зависимости от места расположения стоек. Схватки парные, из досок $4 \times 10''$, положенных на ребро и обжимающих стойки, проходят в просветы между раскосами; при пересечении со стойкою в схватке сделана врубка глубиною 1″, и поставлен болт диаметра 1″.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

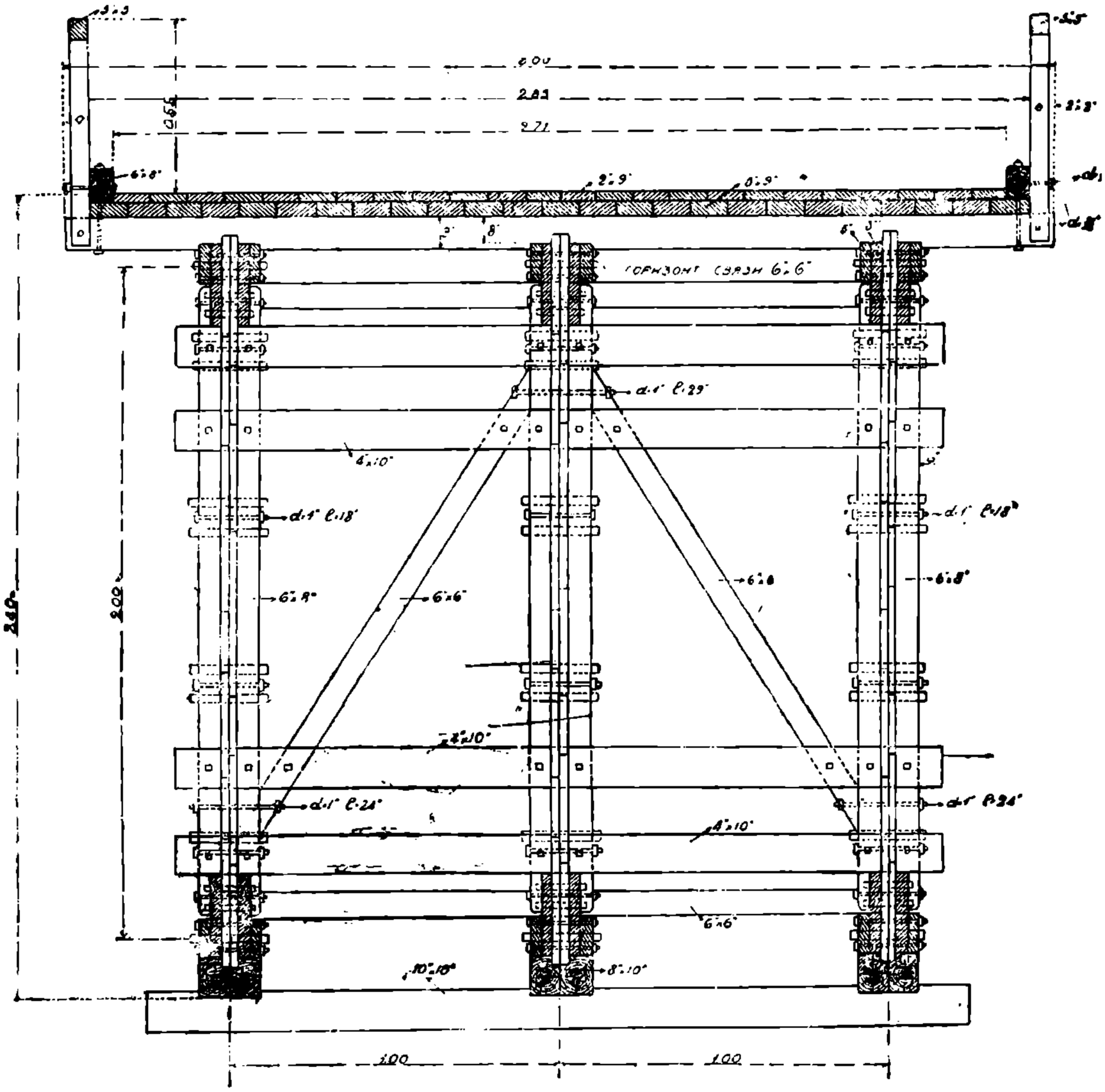


Фасад фермы.



Ферма.

Фиг. 368—369. Ферма Тауна.



Поперечный разрез.

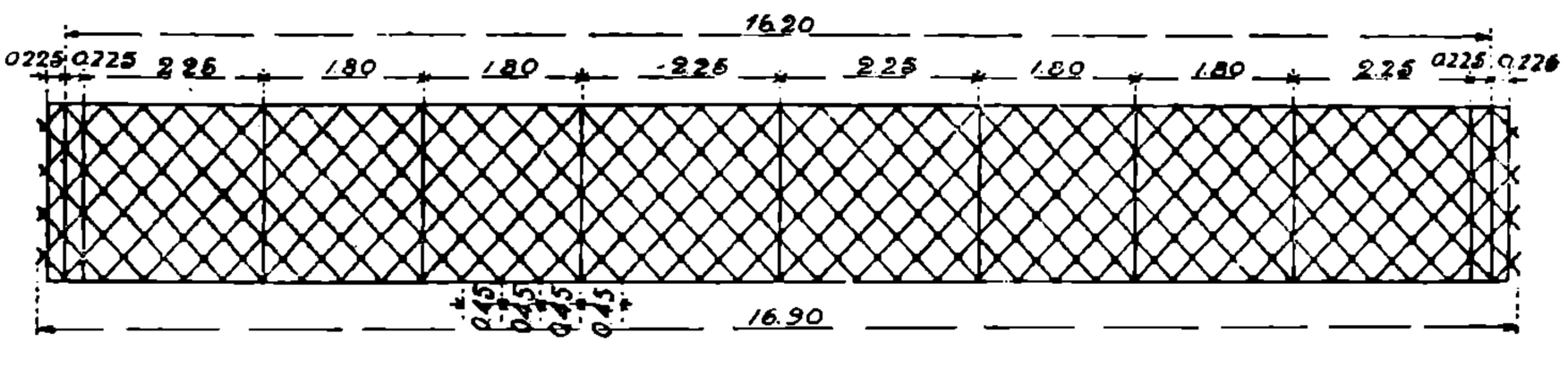


Схема фермы.

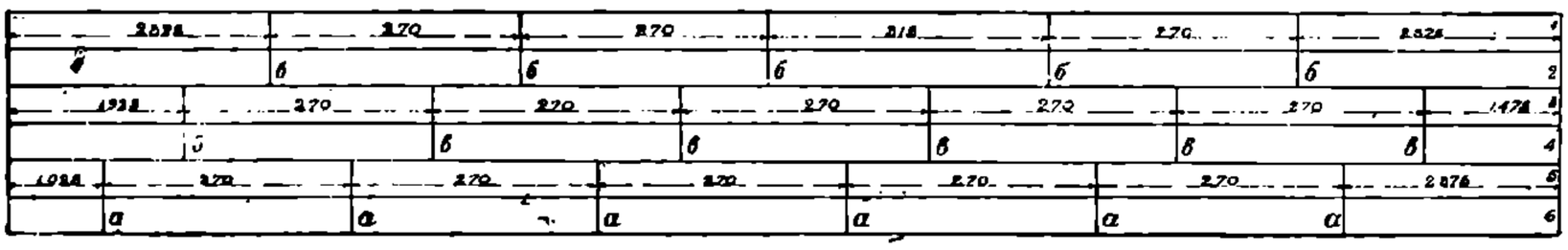


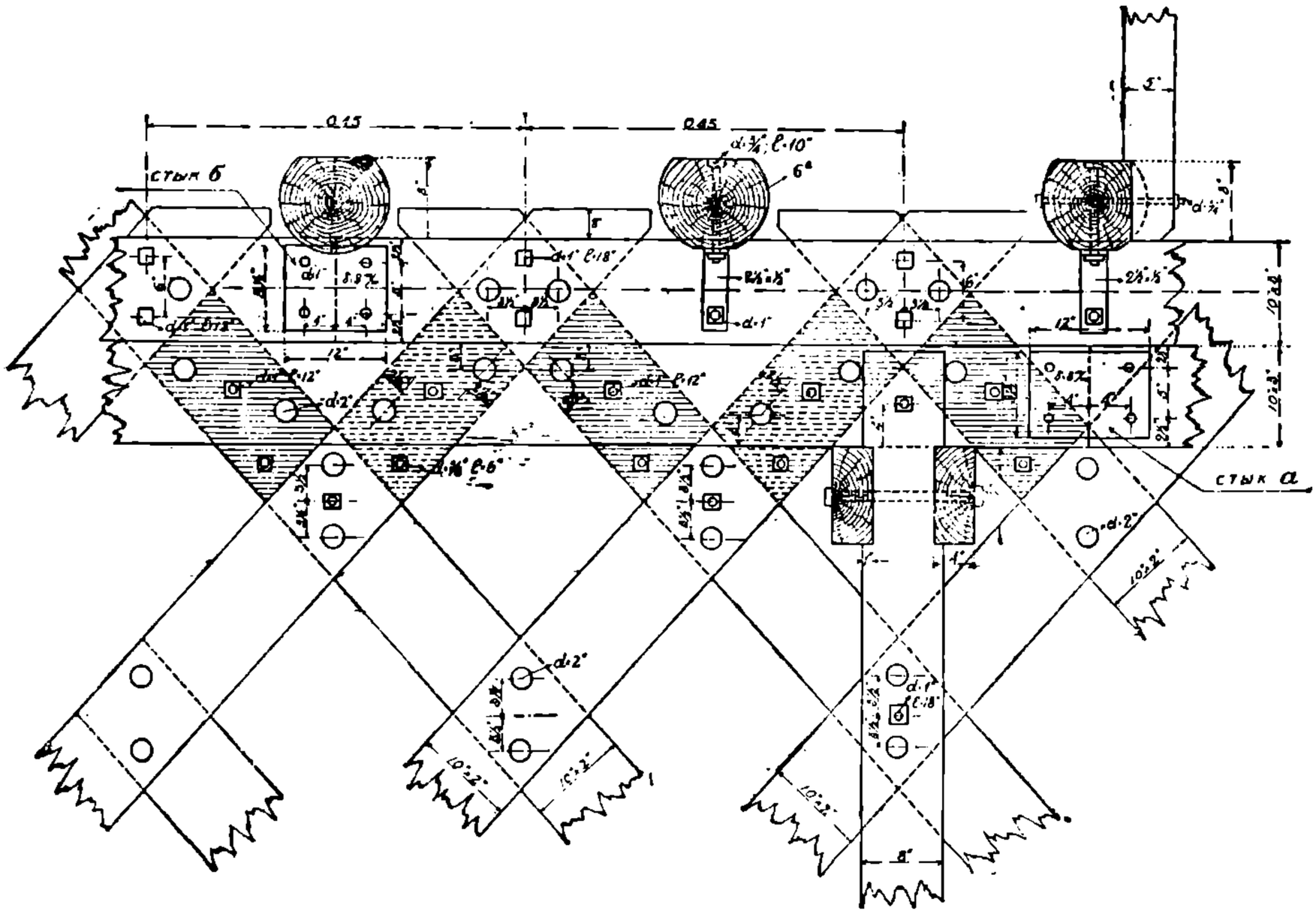
Схема расположения стыков в поясах

Фиг. 370 — 372. Ферма Тауна.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Раскосы из брусьев $6 \times 6''$ расположены в плоскости второго яруса поясных досок; упор концов подкосов осуществлен частью в стойки, частью в поясные доски, а у средних ферм — в особые подушки; прикрепление сделано при помощи планок из полосового железа $1^5/_8'' \times {}^3/_{16}$ и болтов диаметра ${}^3/_4''$

Каждый конец фермы опирается при помощи подбалки из двух брусьев $8 \times 10''$ на 2 поперечных бруса $10 \times 10''$, расположенных на быках. Рас-



Фиг. 373. Ферма Тауна: деталь.

стояние между осями быков, служащих опорами для рассматриваемого пролетного строения, равно 17,00 саж.

Деталь соединений в верхнем поясе приведена на фиг. 373; здесь даны расстояния между дырами для нагелей и болтов, а также все размеры, необходимые для разметки узлов.

В. — МОСТЫ ПОД ОБЫКНОВЕННУЮ ДОРОГУ.

§ 13. ГЛАВНЕЙШИЕ ТИПЫ.

21. Общие соображения. — Мосты под обыкновенную дорогу отличаются от мостов железнодорожных устройством прежде всего проезжей части, непосредственно зависящей в своей конструкции от рода движения.

Железнодорожный путь состоит из двух ниток рельсов, которые и принимают давление поезда; задача сводится к поддержанию рельсов и к передаче давления подвижного состава частям моста, перекрывающим пролет.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Подвижной состав всегда проходит в определенном месте по ширине моста, требует определенной величины этой ширины, независимо от интенсивности движения. По мостам обыкновенных дорог движутся экипажи конные, автомобильные и т. под., для которых не дается определенного места прохода по мосту; за исключением трамвайных вагонов, всякая другая подвижная нагрузка может пройти по любому месту моста в пределах ширины проезжей части. Затем, хотя на мостах в предвидении пешего движения устраиваются тротуары, но мост, составляя своею поверхностью часть улицы или дороги, должен быть приспособлен и для передвижения массы людей: войск, процессий и т. под., или скота, что также приводит к необходимости создания *сплошного* полотна на мосту.

Интенсивность движения не остается без влияния на конструкцию моста-от нее прежде всего зависит ширина моста. На полевых, проселочных дорогах езда настолько редка, что достаточно ширину взять такую, какая необходима для проезда одного экипажа. Нет надобности и в тротуарах. Ширину моста можно ограничить 2 *м*. Но если по дороге происходит прогон скота, то, в зависимости от количества скота, требуется, как показывает опыт, ширина 4 или 6 *м*.

При более оживленном движении на дороге мост должен дать возможность разъехаться двум экипажам, движущимся в противоположные стороны. Для этого достаточно иметь ширину, равную 5 *м*. Если по дороге заметно и пешее движение, хотя бы периодически, желательно отвести тротуары, наименьшая ширина которых берется 0,75 *м*, только-что достаточная для свободного прохода одного человека.

Самое интенсивное движение по мостам происходит, конечно, в городах, где мост составляет в отношении движения часть улицы, а потому, чтобы не создавать горловин, стесняющих уличное движение, мост должен иметь ширину, равную ширине улицы. В Ленинграде многие мосты не соответствовали этому требованию и в последние годы были уширены. Пантелеймоновский мост, напр., имеет 23,4 *м* ширины; Аничков мост через Фонтанку имеет ширину 38 *м*.; мост Равенства (б. Троицкий) шириной 23 *м*.; Республиканский (б. Дворцовый) мост — 27,70 *м*. Мост Александра III в Париже имеет ширину 40 *м*.

На конструкции рассматриваемых мостов сказывается также меньший вес и меньшая скорость движения экипажей по сравнению с составом и скоростью движения поезда. Отсутствуют сильные боковые толчки, вследствие чего мосты, даже сравнительно высокие, не требуют таких солидных поперечных креплений, как мосты железнодорожные. Этому же способствует и большая ширина моста. Меньшая величина подвижной нагрузки дает возможность применять большие пролеты. Если для железнодорожных мостов при средней высоте наиболее подходящей величиной пролета будет 4 — 6 *м*, то для моста под обыкновенную дорогу — 10 — 15 *м*.

Описанный выше характер движения по мостам под обыкновенную дорогу сказывается прежде всего на устройстве проезжей части моста. Проезжая часть обнимает собою все элементы моста, которые начинаются ездовой поверхностью и кончаются у тех главных частей, которые под-

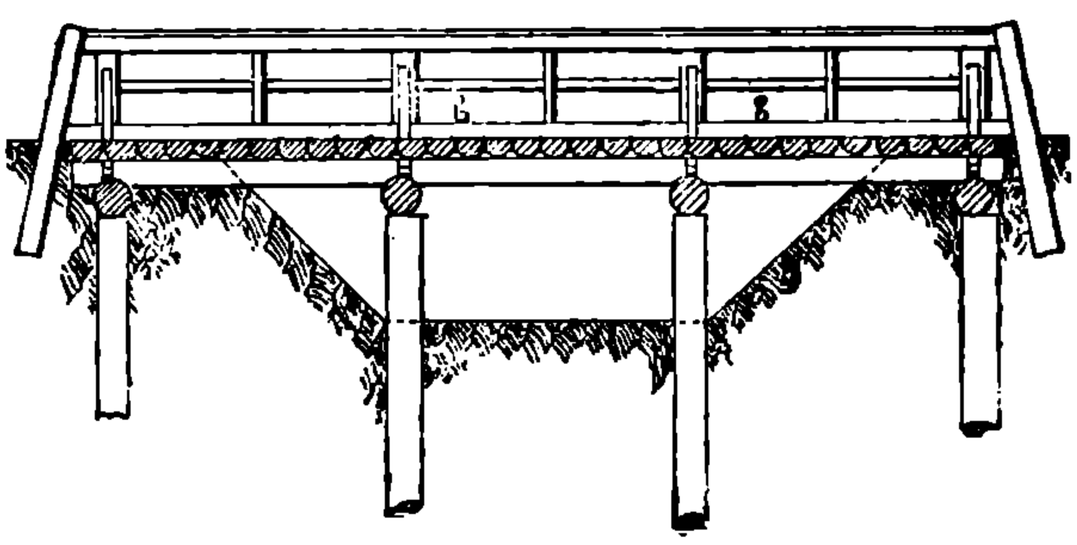
НВ УДУНТ (ДІІТ)

держивают проезжую часть и передают давление на опоры. В проезжей части в конструктивном и служебном отношении выделяются: сплошное *ездовое полотно,* непосредственно воспринимающее действие движущихся предметов, и *балочная клетка,* поддерживающая полотно и передающая его вес с нагрузкой на главные пролетные части моста. В состав балочной клетки входят различного рода *продольные* и *поперечные балки,* из которых одни поддерживают другие.

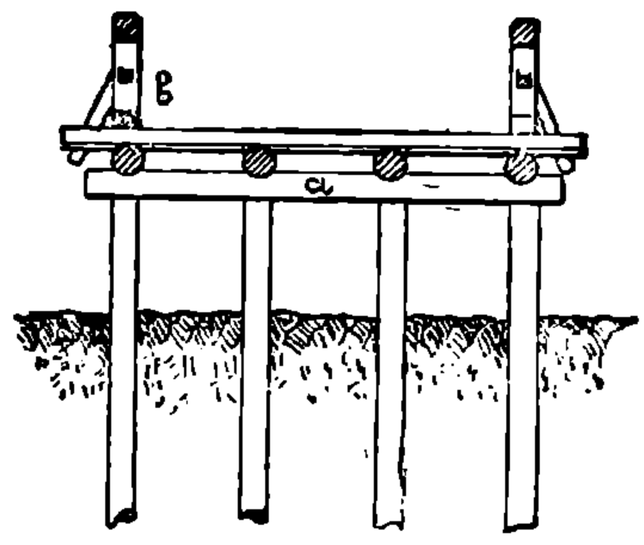
В каждом частном случае налицо могут быть все эти элементы полностью, т. е. клетка в самой развитой форме, но возможно много случаев, когда та или иная часть отсутствует и заменена другой частью, выполняющей одновременно несколько функций.

В тротуарах также можно выделить полотно и поддерживающую его конструкцию.

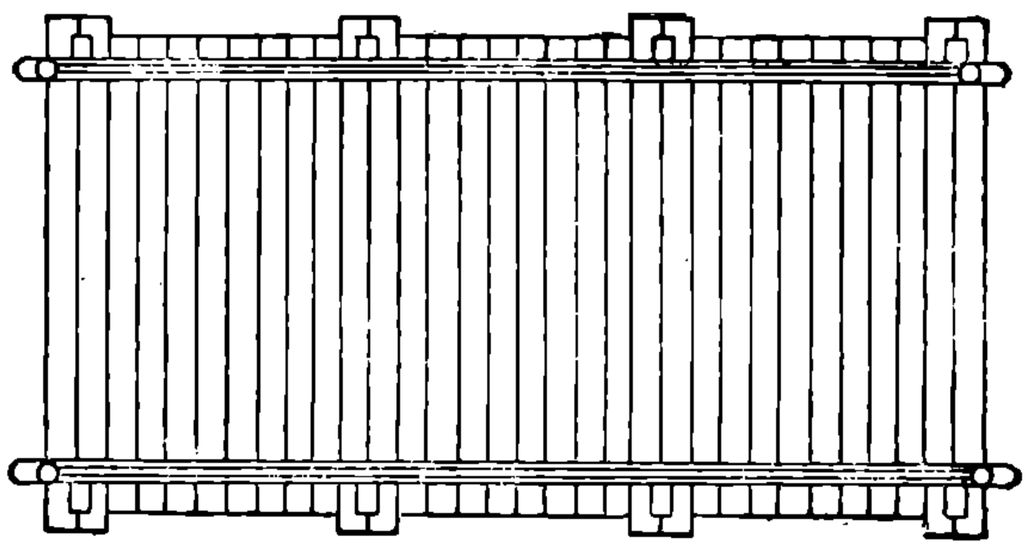
22. Балочные мосты. — На фиг. 374 — 376 изображен в продольном виде, поперечном разрезе и плане деревянный мостик, у которого ездовое



Фасад.



Поперечный разрез.



План.

Фиг. 374 — 376. Балочный мост.

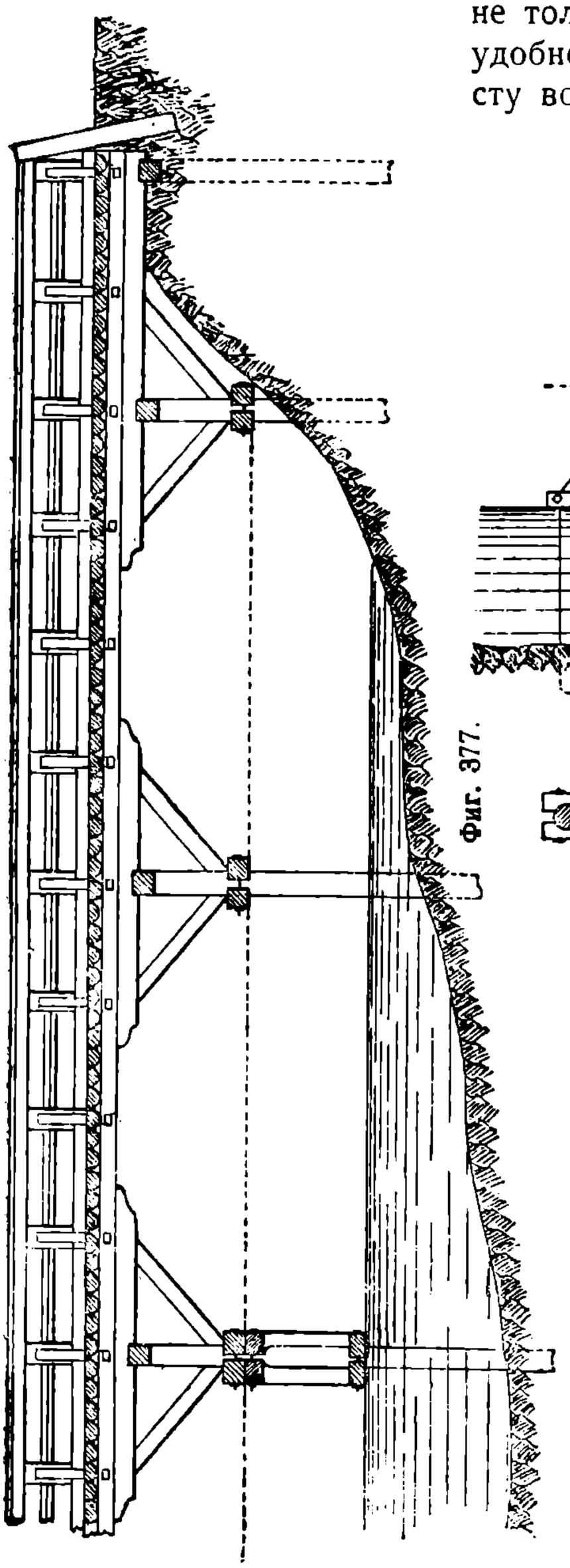
полотно состоит из пластин, уложенных поперек моста на 4 прогонах из круглого леса, исполняющих роль главных балок. Здесь целиком отсутствует балочная клетка проезжей части. Она заменена пластинами. Пластины положены круглой стороной вниз, а чтобы не вращались при езде, они прижаты так называемыми прижимными брусьями *bb,* служащими вместе с тем поясами для перил. Концы перил защищены охранными столбиками от удара осей повозок. Тротуаров у такого моста нет, и он, очевидно, назначен на проезд одного экипажа; ширина его около 3 *м.*

Этот тип проезжей части очень хорош для случаев устройства дешевого моста при слабом движении и применяется даже для весьма длинных мостов (фиг. 377 — 378).

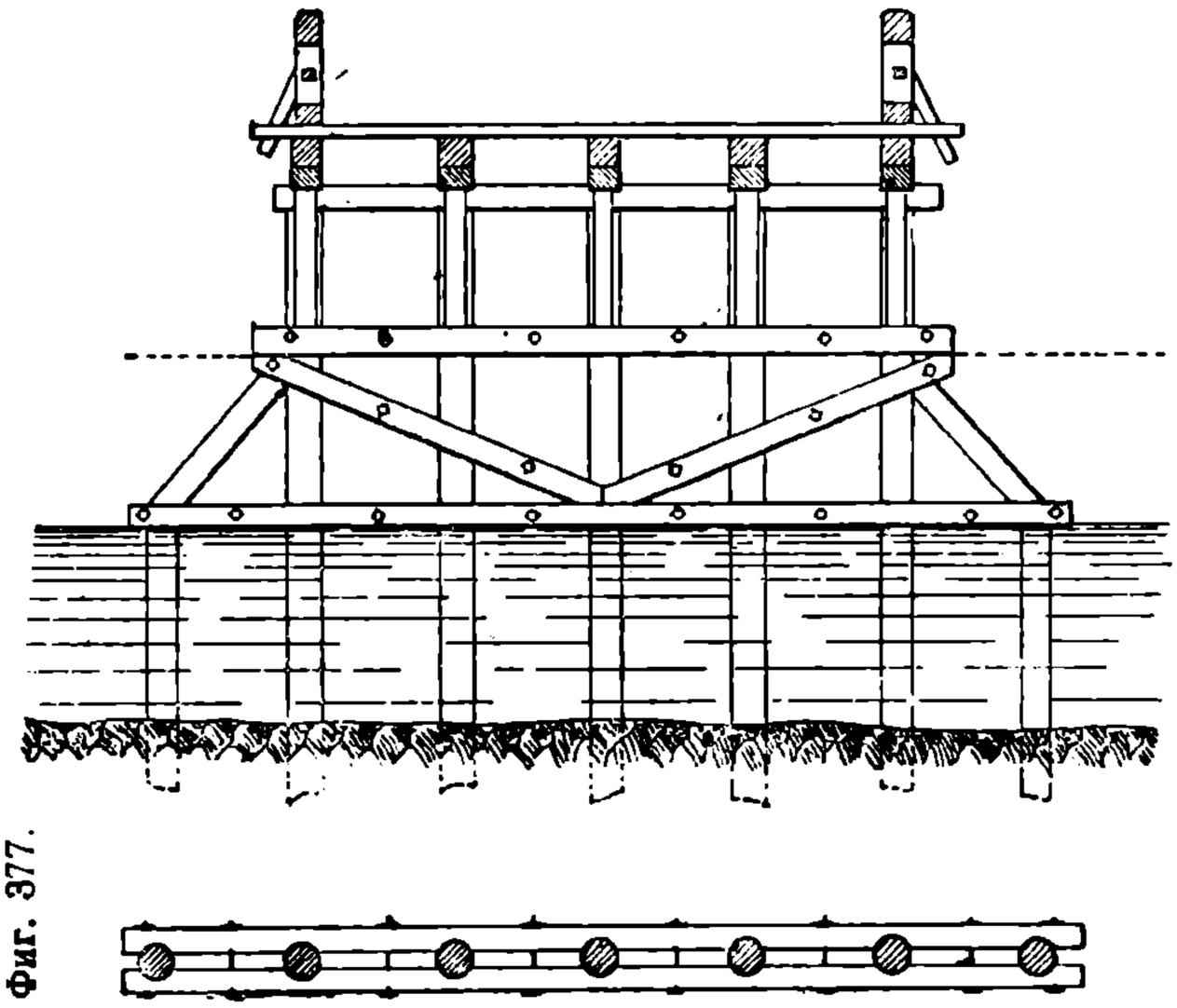
Сильное движение, хотя бы, предположим, оно совершалось в одну сторону, подвергало бы такое полотно быстрому износу. Сечение пластины

НВ УДУНТ (ДІІТ)

уменьшалось бы с течением времени, и наступил бы момент, когда пластина не могла бы уже выдержать нагрузки, которую она должна не только воспринять, но и передать прогонам, работая на изгиб. Частая смена пластин не только оказалась бы невыгодной, но и неудобной вследствие перерыва движения по мосту во время ремонта. Для более интенсивного

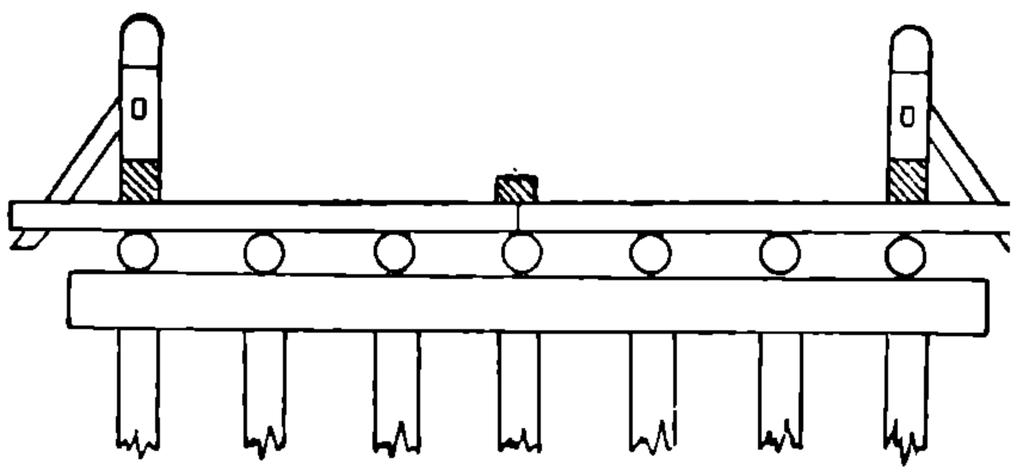


Фиг. 377.



Фиг. 378.

движения на мосту, которое почти всегда бывает двусторонним, ширина моста увеличивается до 5, лучше до 6 *м*; при этом пластины разрезаются посередине моста (фиг. 379) и прижимаются здесь особым брусом. Такое устройство дает возмож-



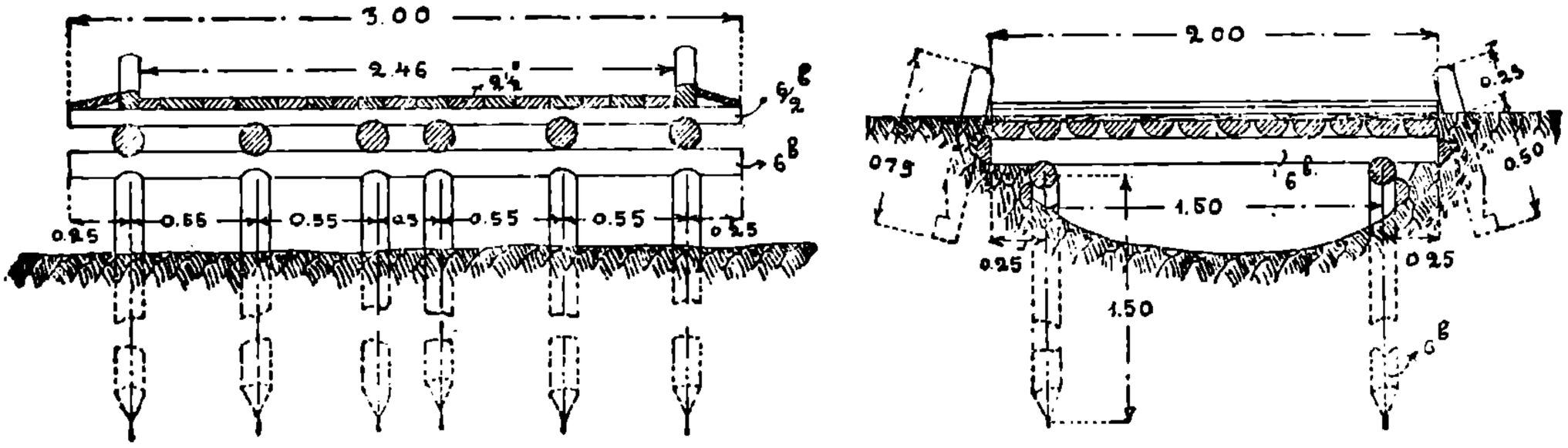
Фиг. 879.

ность производить смену настила без перерыва движения: сперва на одной половине моста, потом на другой. Во избежание же слишком частой смены пластин вследствие их износа, необходимо прибегнуть к разделению ролей: для износа поставить особый дощатый настил, а пластины применить

НБ УДУНТ (ДІІТ)

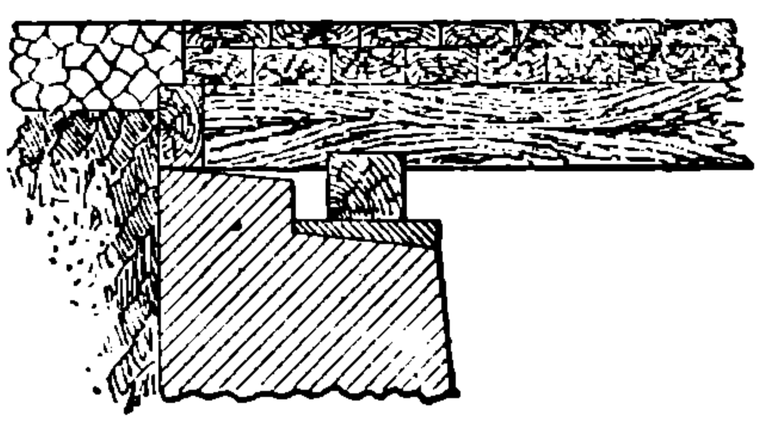
лишь в качестве поперечных балок, причем сплошная их выстилка является еще необходимой на случай полного износа дощатого настила с целью устранить при этом провал колес или ног лошадей.

На фиг. 380—381 изображен мостик земских дорог б. С.-Петербургской губернии. Поверх пластин уложен настил из досок толщиною $2^1/_2$".

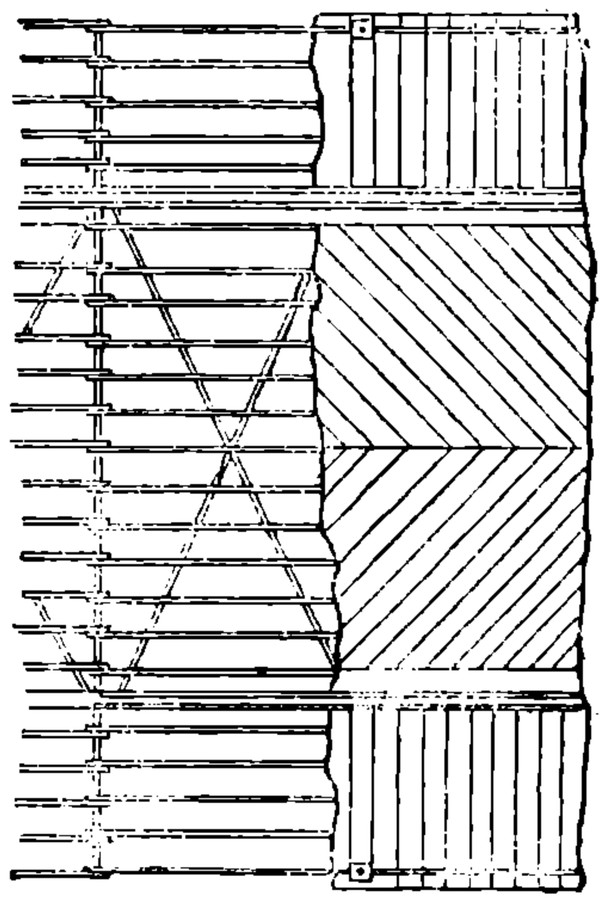


Фиг. 380 — 381.

На фиг. 382 показано полотно из двойного дощатого настила; верхний слой — из досок 2 — $2^1/_2$" толщиной, нижний — из досок толщиной 3 — 4". Иногда нижний настил устраивается из брусьев сечением около 6" × 8", в зависимости от соображений о дальнейшей конструкции проезжей части. Верхний настил и нижний укладываются либо оба вдоль моста, либо под углом 90° друг к другу. Укладывают настил еще елкой (фиг. 383). Все эти приемы, в общем, равноценны. Необходимо лишь заметить, что поперечный верхний настил при некотором износе дает неспокойную езду; продольное направление досок не сопряжено с этим неудобством, но вместо того при мокрых досках представляет более скользкую поверхность для упора ног лошадей. Смотря по тому, что считается более важным для данного частного случая,



Фиг. 382.

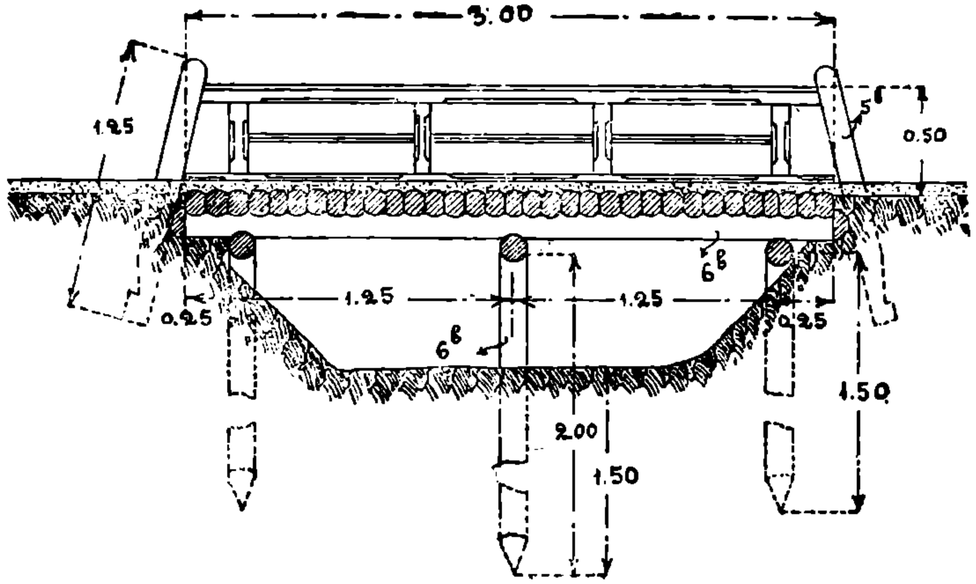


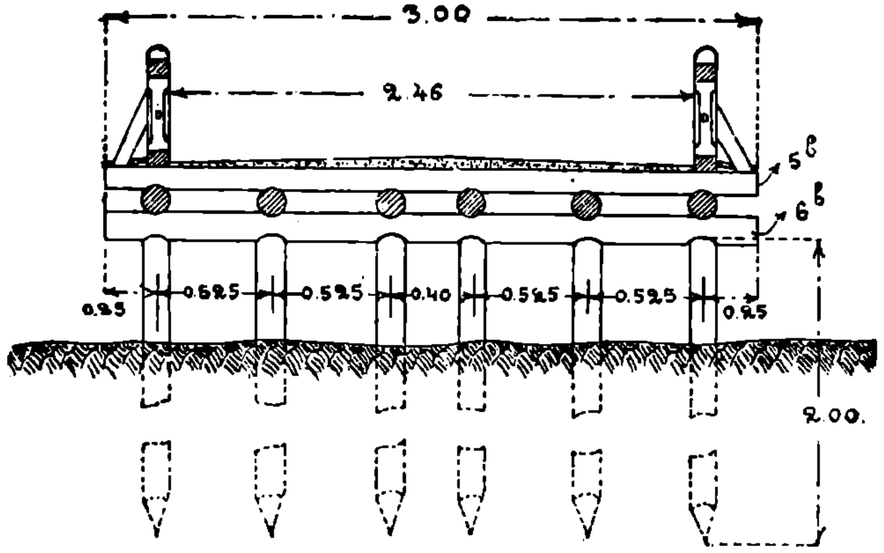
Фиг. 383.

отдают предпочтение тому или другому виду укладки. В Ленинграде много мостов с деревянным полотном в виде двойного настила. Верхний слой досок почти всюду уложен вдоль моста, нижний — поперек или вдол

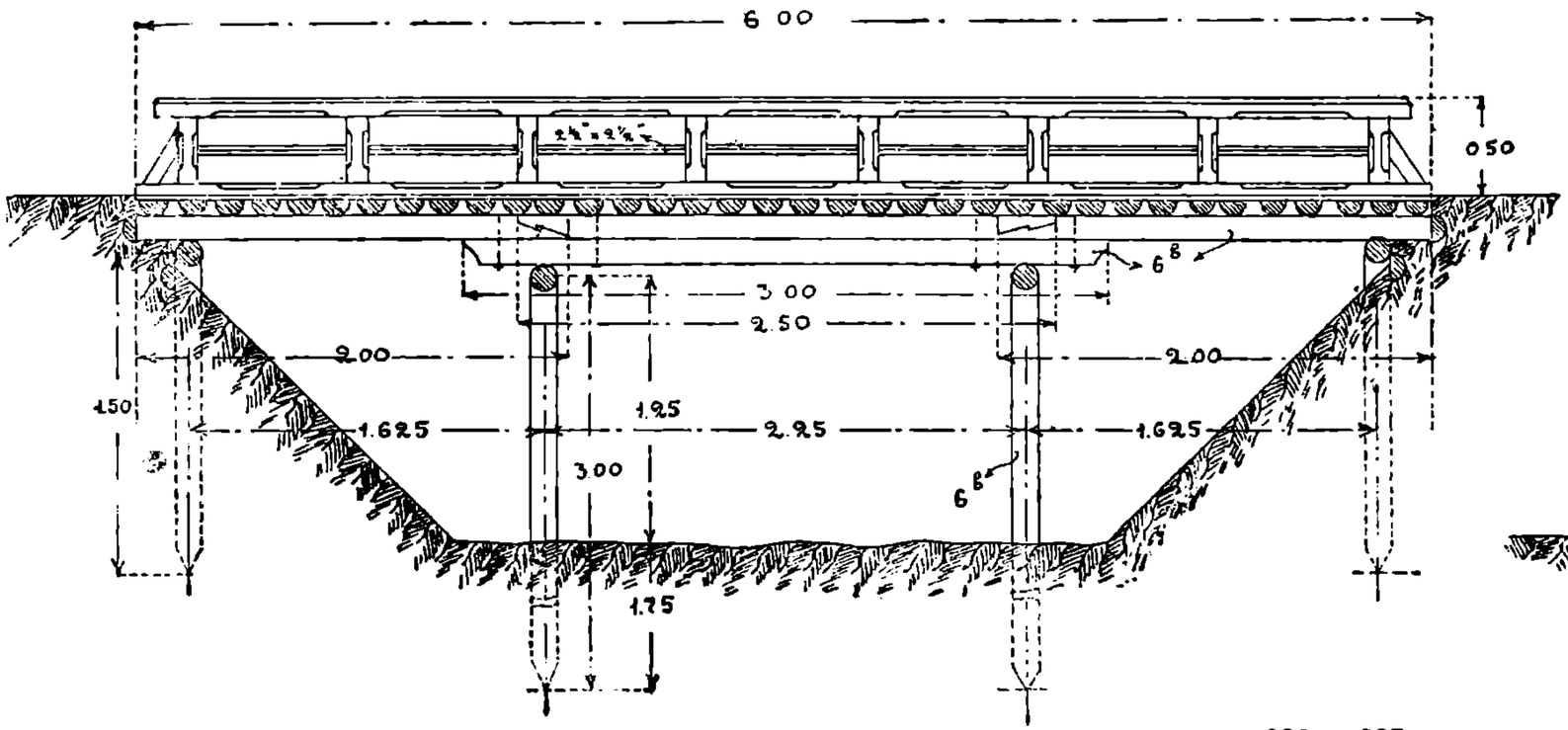
Чем тяжелее движение, тем сильнее должен быть нижний настил, что достигается как увеличением поперечных размеров досок и брусков, так и сокращением их пролета, т. е. увеличением числа опорных точек.

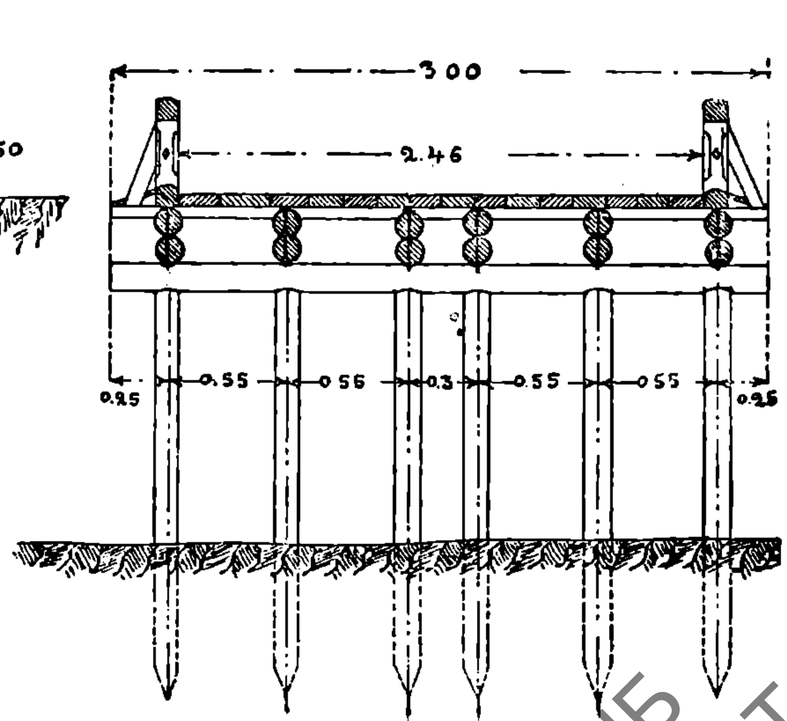
НБ УДУНТ (ДІІТ)





Фиг 384 — 385.





Фиг. 386 — 387.

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

Не всегда, однако, выгодно увеличивать число прогонов, а с ними и число свай, для уменьшения расстояния между прогонами. При пролетах от 6 до 10 *м* может оказаться, в зависимости от тяжести предусматриваемых фур, что выгоднее прогоны расставить возможно шире и перекрыть их особыми поперечными балками, на которых уже расположить настил. Расстояние между поперечными балками берется, в зависимости от нагрузки и толщины досок, около 1 *м*, а расстояние между прогонами, в зависимости от нагрузки и сечения поперечных балок, — около 2 *м*.

Такая конструкция показана на фиг. 395. Здесь балочная клетка проезжей части имеет более развитый вид. Настил при этом уложен вдоль, как нижний, так и верхний.

Двойной дощатый настил очень распространен в качестве проезжей части мостов не только деревянных, но и железных вследствие легкости и достаточной удовлетворительности в техническом отношении.

Другим типом усиленной проезжей части является конструкция, показанная на фиг. 384—385. Здесь по прогонам уложен сплошной настил из накатника или круглого леса, толщиною 5 вершк., поверх которого устроена шоссейная кора из щебенки. Приведенный чертеж относится к шоссейным дорогам б. С.-Петербургского земства.

Когда мост имеет значительную длину, приходится делать стыки прогонов и для этого ставить подбалки; это дает повод при разбивке пролетов моста удвоить прогон в некоторых пролетах и использовать более сильные участки прогона увеличением соответственных пролетов.

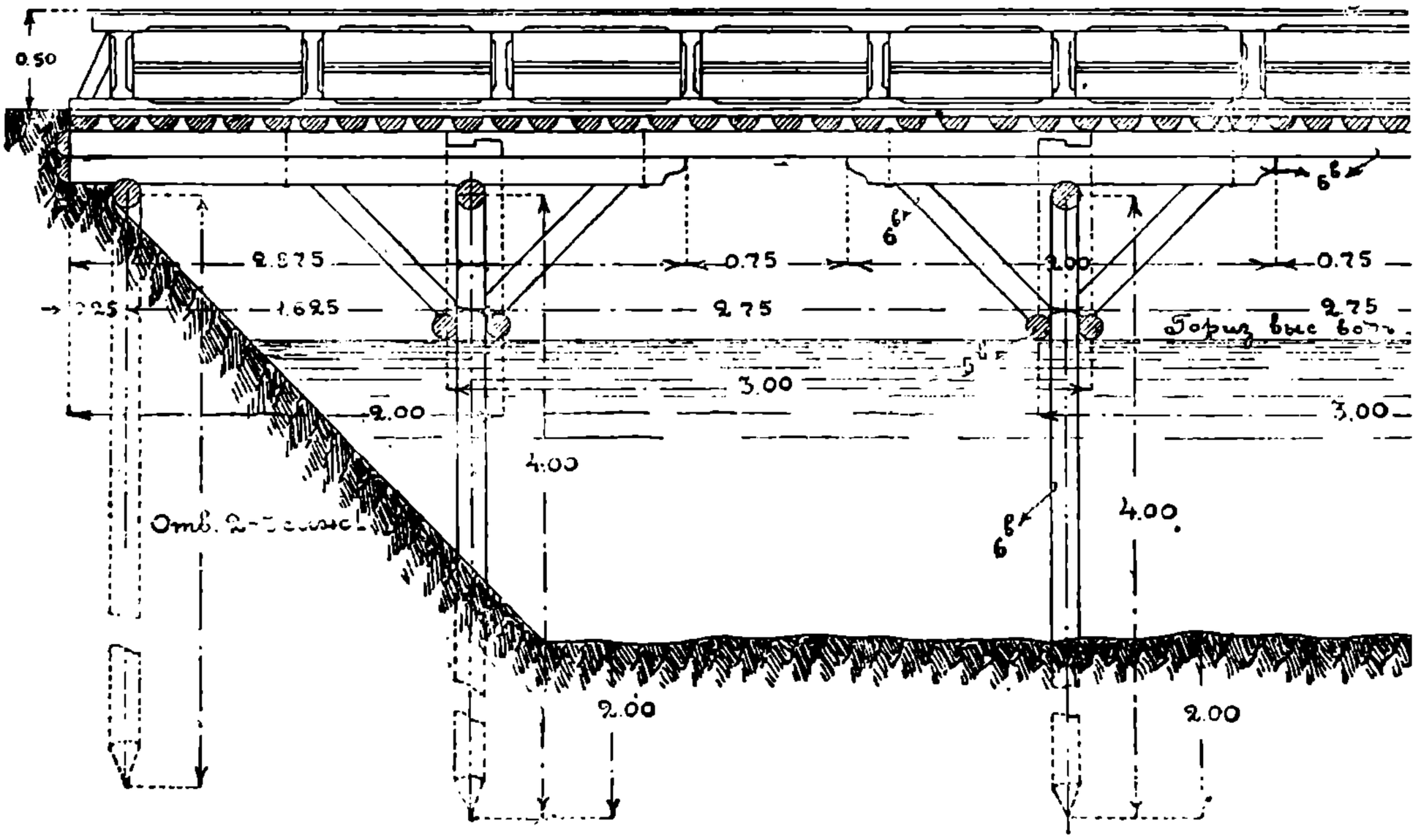
Пример подобной конструкции имеем на фиг. 386—387. Полная длина моста 6,0 саж.; ширина 3,0 саж., при полезной ширине 2,46 саж.; мост имеет три пролета: боковые по 1,625 саж. и средний — 2,25 саж. На выбор величины пролетов влияли здесь не только очертание просвета под мостом, вес фур, сечение прогонов, но и длина леса, из которого предположено строить мост: длина бревен здесь не превосходит 3,0 саж.; это определило величину среднего пролета. 3-саженная длина пластин определила полезную ширину моста; такая же длина насадок отразилась на расстановке свай в поперечном ряду, образующем опору.

При более значительной высоте моста или при устройстве моста через реку с заметным ледоходом или судоходством требуется применение возможно больших пролетов. Это дает повод к применению подкосов и шпренгелей.

23. Подкосные и шпренгельные мосты.— Применение подкосной системы имеет место на фиг. 388; прогоны составлены из брусьев 3 саж. длиною; над опорами помещены подбалки, длиною 2,0 саж., концы которых поддержаны подкосами, наклоненными, примерно, под углом 45° Нижние концы подкосов (фиг. 389) упираются в сваю площадками, образующими прямой угол с осью подкоса, как того требует основное правило составления врубок. В боковом направлении подкосы удерживаются шипами и врубками в бревенчатые горизонтальные схватки, связывающие сваи одного поперечного ряда. По фиг. 388 замечаем, что схватки и подкосы поставлены над горизонтом высокой воды. Существует правило, по которому

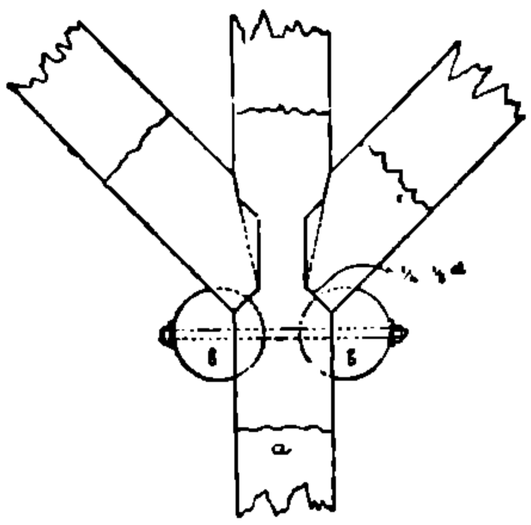
НВ УДУНТ (ДІІТ)

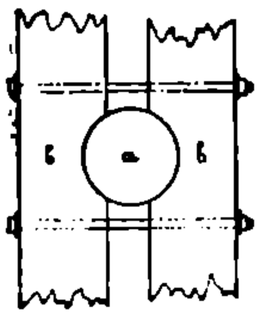
подкосы не следует опускать в воду, хотя бы это была вода высокая. Не следует, однако, слишком высоко оценивать это правило, точно также как



Фиг. 388.

правило о наклоне подкосов под углом 45°. Во многих случаях не следует стеснять себя этими требованиями. Можно наклонить раскос круче и опустить его пяту ниже горизонта высокой воды и тем достигнуть уменьшения горизонтальной составляющей давления подкоса от подвижной нагрузки, когда, как в случае фиг. 388 затяжки не назначаются по проекту.

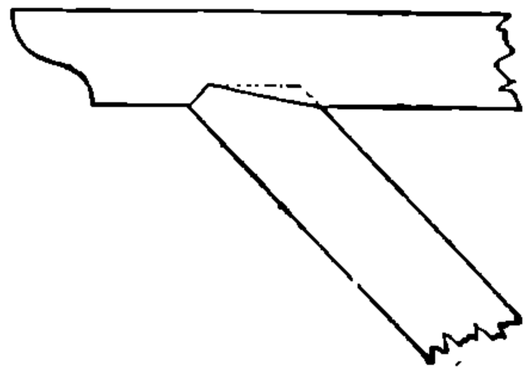




Фиг. 389.

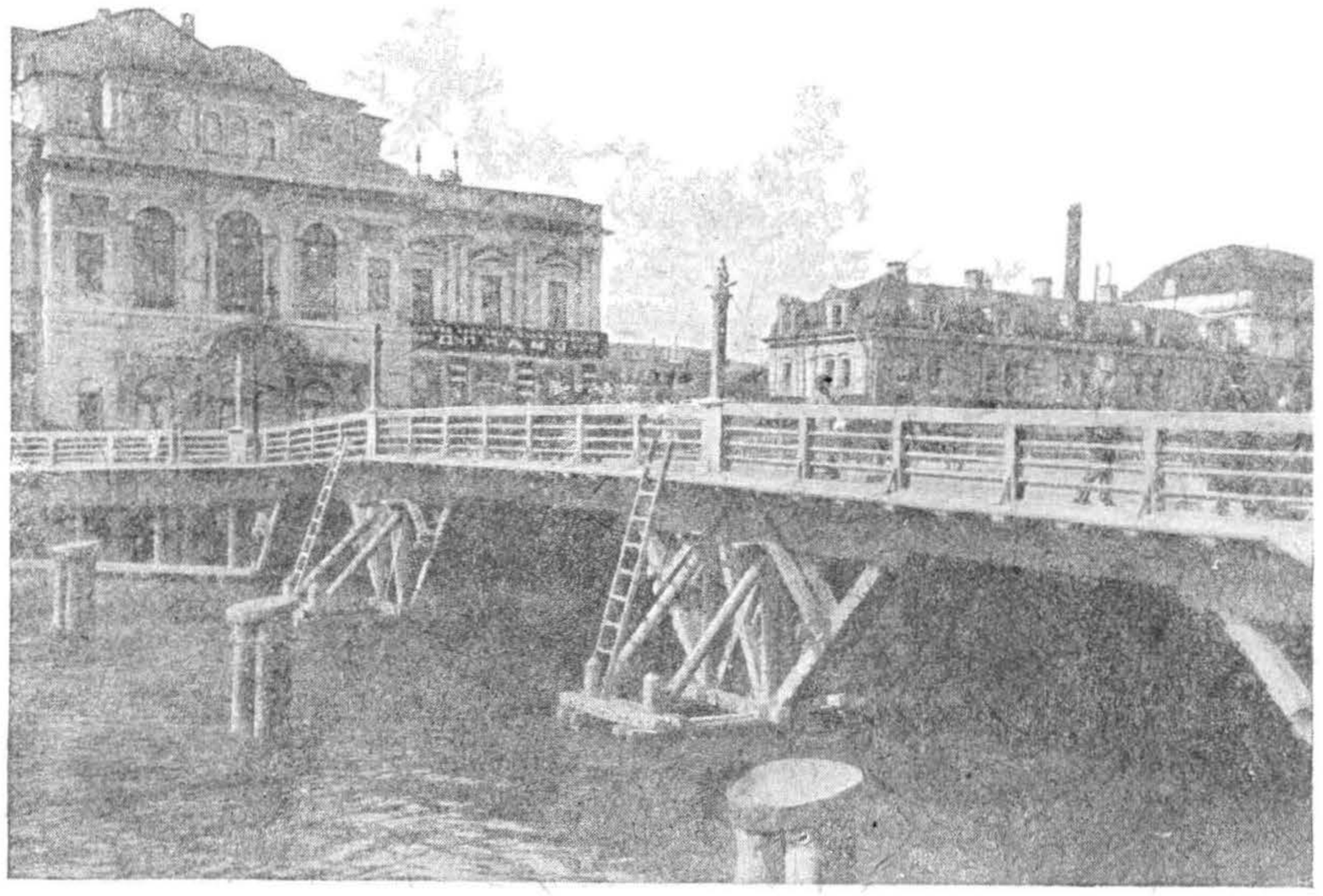
Врубка подкоса в подбалку приведена на фиг. 390.

Значительное число деревянных мостов в Ленинграде относится к подкосной наиболее жесткой системе. На фиг. 391 представлен вид моста через Фонтанку против Малого театра. Опоры состоят из двух рядов свай, расставленных на расстоянии около 1 саж., связанных поперечными и продольными горизонтальными схватками, вертикальными крестами и снабженных, несмотря на значительную ширину моста, боковыми подкосами. Пролеты по 5—6 саж. перекрыты прогонами из двух брусьев, подпертых подкосами с применением подбалок. Подкосы соединены парными схватками, идущими поперек моста и поддержаны парными наклонными подвесками. Полотно



Фиг. 390.

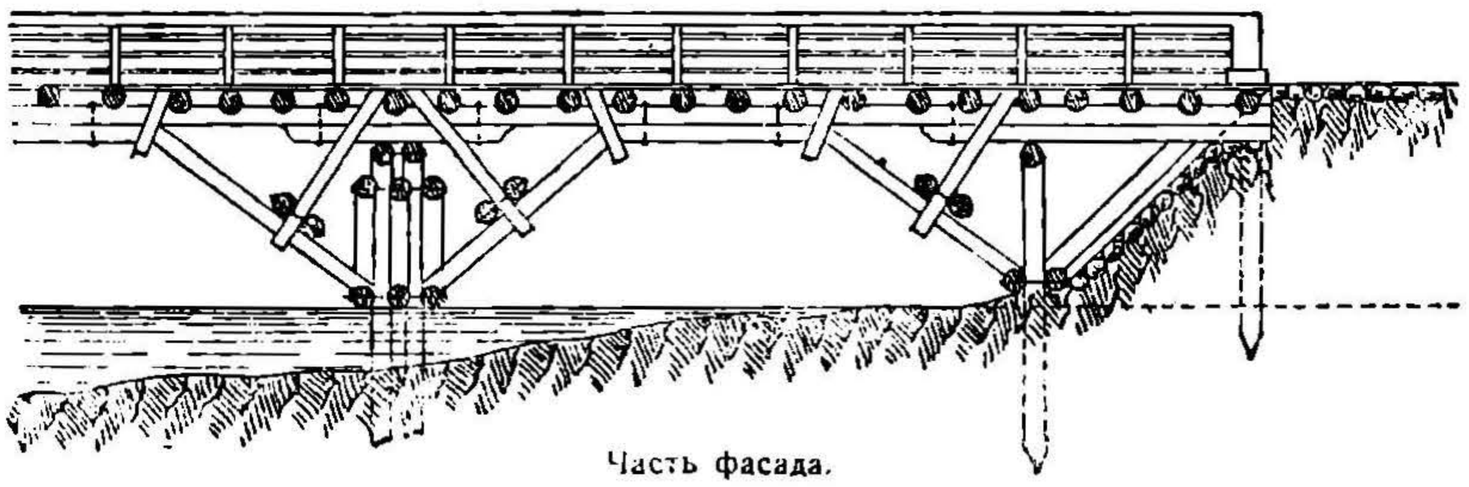
НБ УДУНТ (ДІІТ)



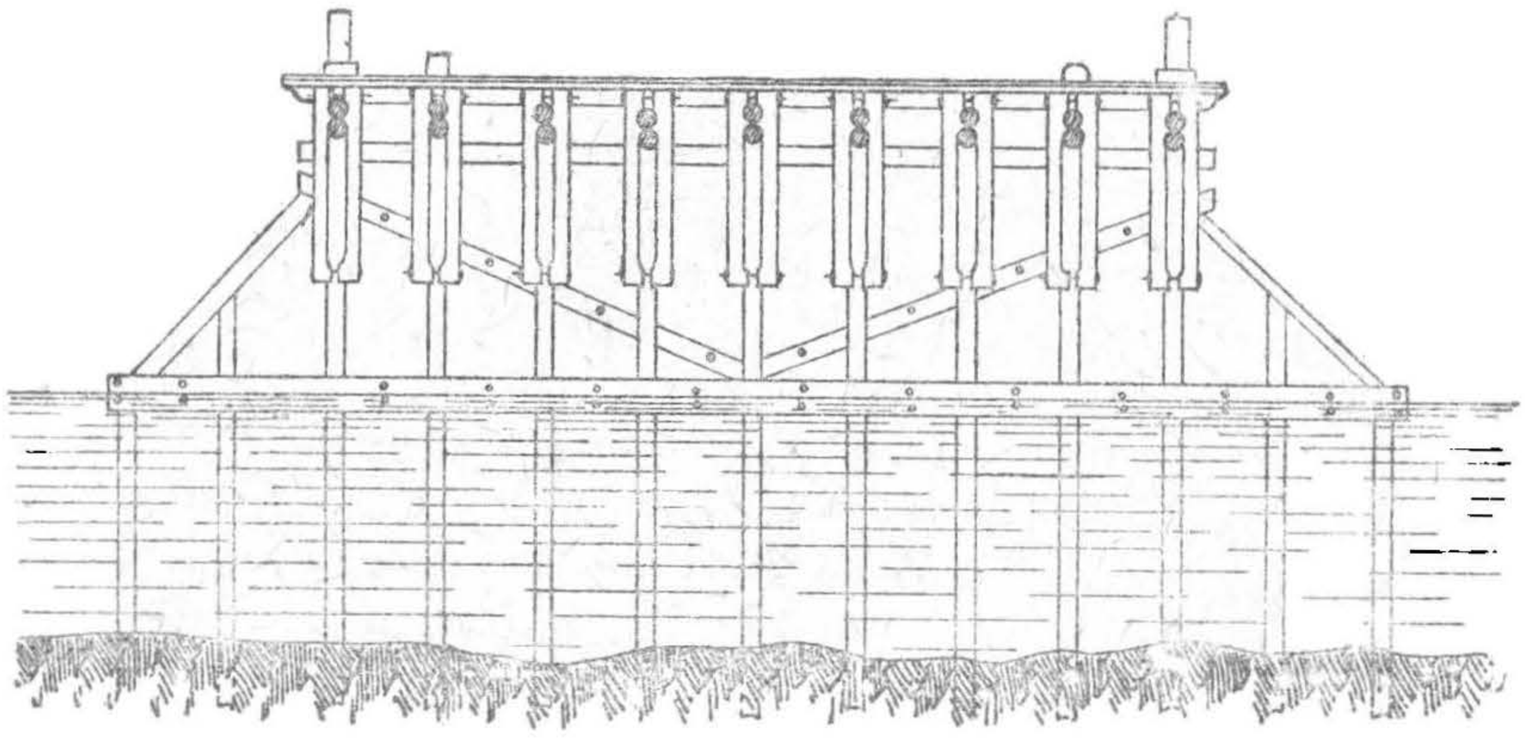
Фиг. 391. Мост через р. Фонтанку в Ленинграде.

состоит из двойного дощатого настила, уложенного по поперечным балкам, лежащим на прогонах.

Первоначальная конструкция Строганова моста, приданная при постройке в 1853 году, представлена на фиг. 392—393. Это—образец шпренгельной



Часть фасада.

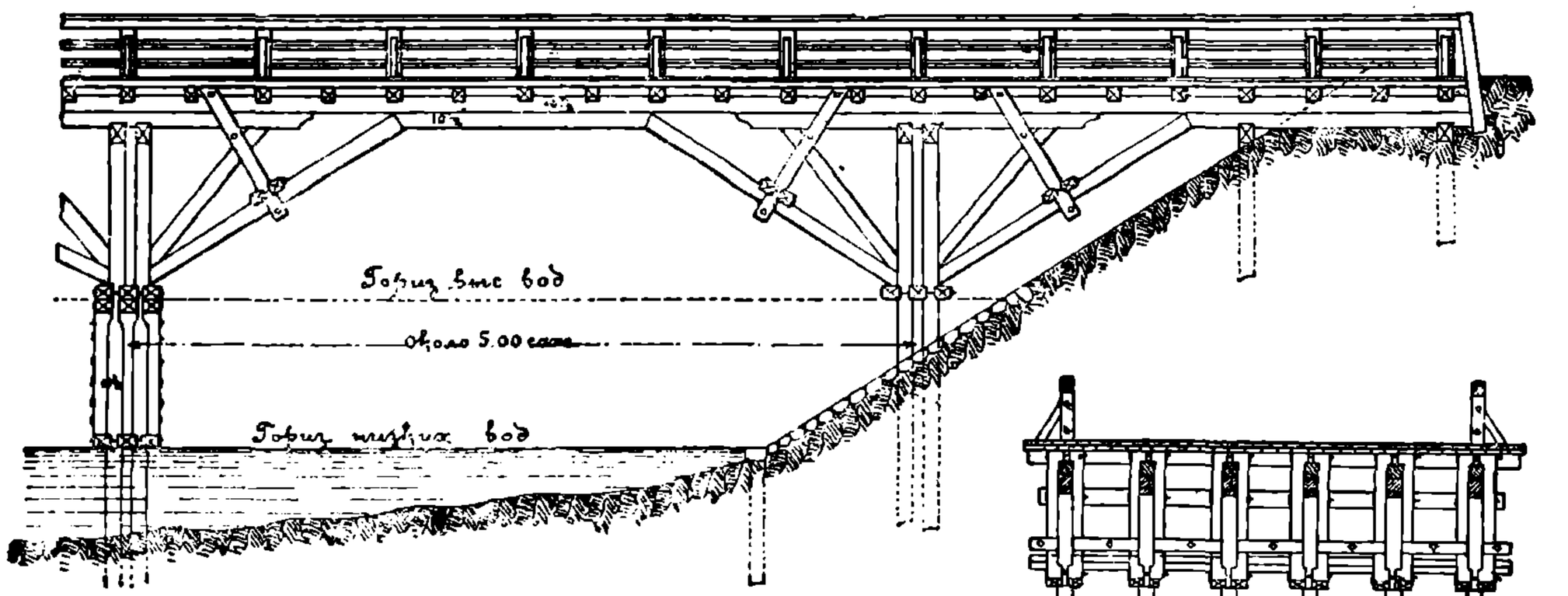


Поперечный разрез.

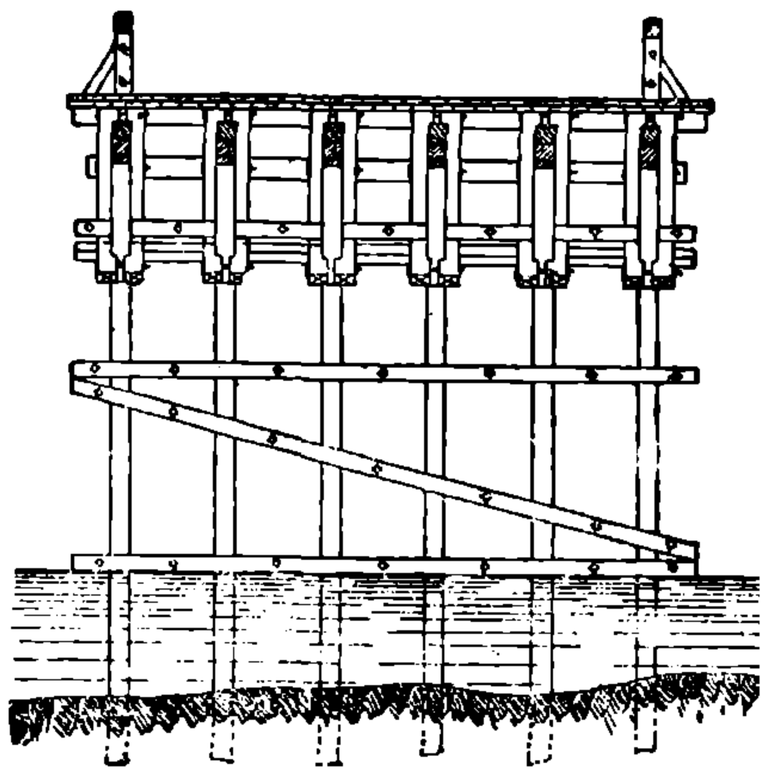
Фиг. 392—393. Строганов мост (прежней конструкции) в С.-Петербурге.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

системы. Подкос упирается не в подбалку, образуя с нею треугольник, как в предыдущих типах, и не друг в друга, когда их вершины образуют твердую опорную точку, особенно в связи с затяжкой, как мы видели в мостах

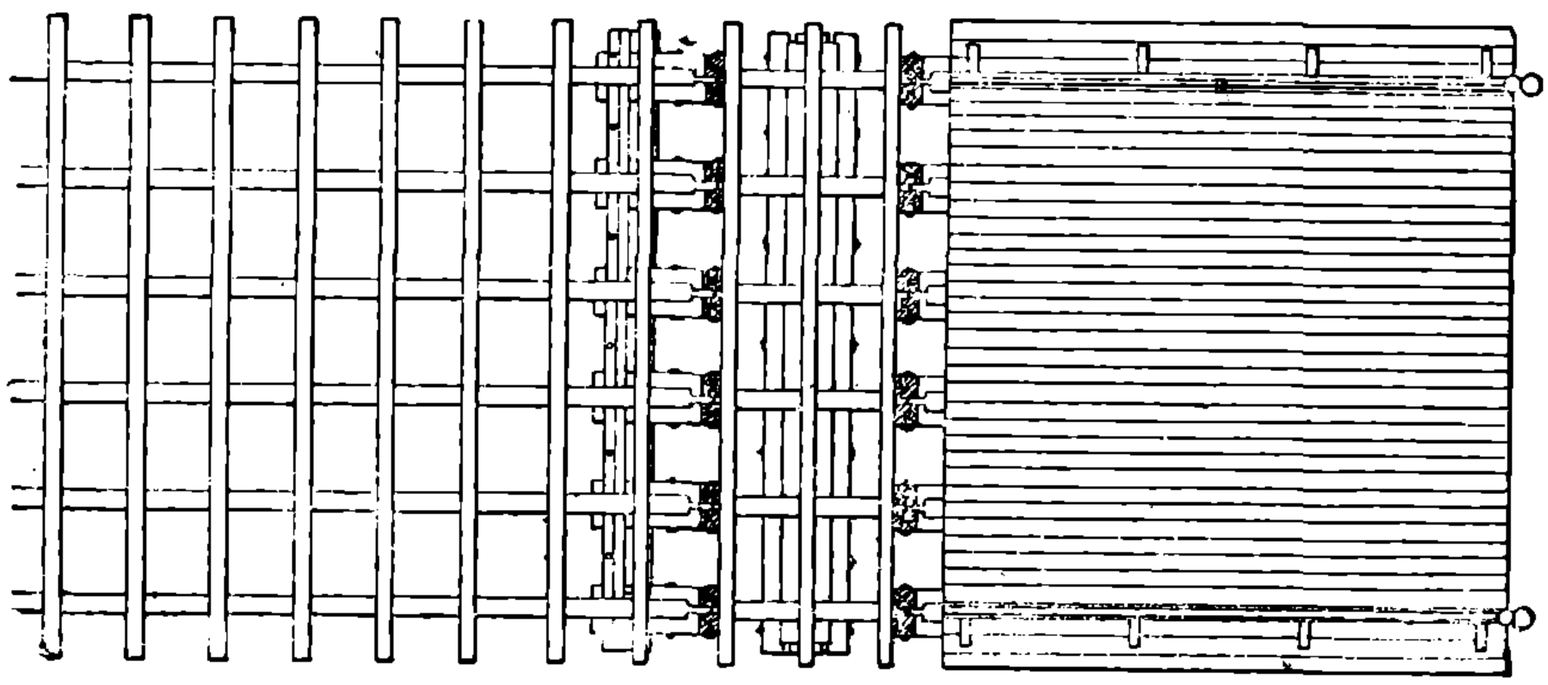


Часть фасад



Поперечный разрез.

под железную дорогу. Верхние концы подкосов упираются в торцы особого бруса, называемого по-немецки ригелем. Этот брус вместе с подкосами образует как бы ломаную арку; но так как в стыках подкосов с ригелем система не обладает необходимой жесткостью, то такова должна быть придана прогоном; без прогона система не может быть рассматриваема и расчитывается она в предположении наличности жесткого прогона. Отсюда следует, что стыки прогонов никоим образом нельзя делать над верхними концами подкосов, по крайней мере во всех брусьях прогона.



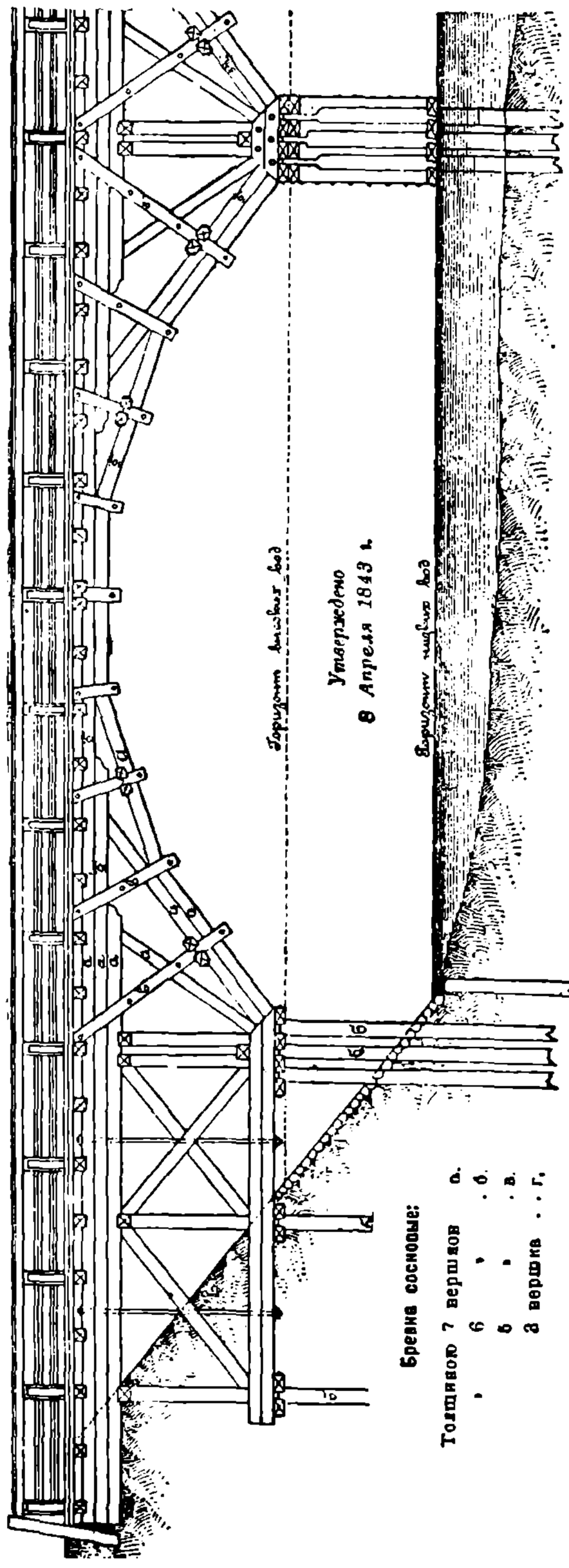
План.

Фиг. 394—396. Тучков мост.

Опоры рассматриваемого моста состоят из двух рядов свай, соединенных горизонтальными и наклонными схватками (фиг. 393) и усиленных боковыми подкосами. Подкосы пролетов поддержаны наклонными схватками

НБ УДУНТ (ДІІТ)

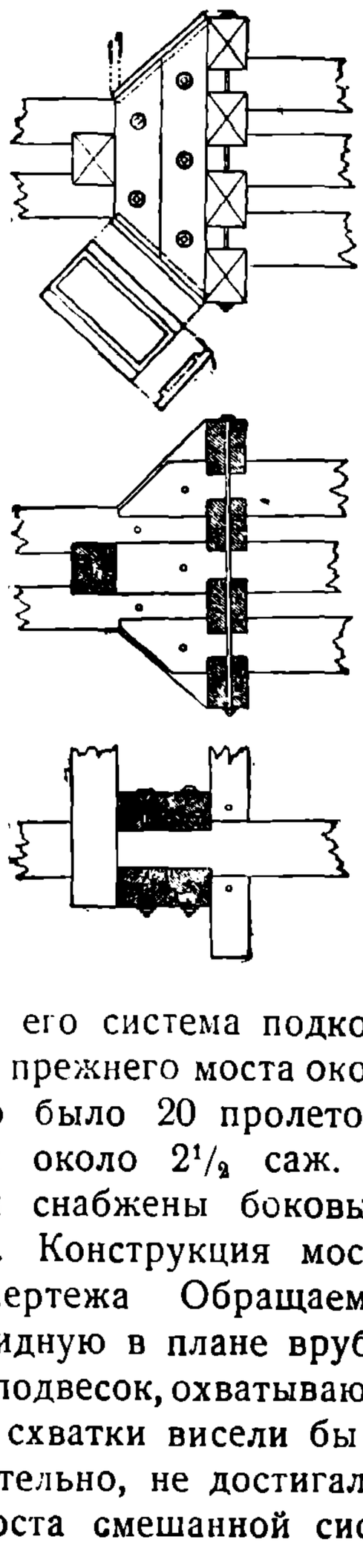
(фиг. 392); такие же схватки обжимают верхние концы подкосов в местах упора в ригель. Полотно состоит из двойного продольного дощатого настила, расположенного на поперечинах, поставленных через 3 фута друг от друга. Расстояние между прогонами 6 футов.



Фиг. 397. Мост смешанной системы: часть фасада.

Пролет имел величину 6 саж., а общая длина моста равнялась 135 саж.

По смешанной системе был построен в 1840 г. Тучков мост (фиг. 394 — 396) через Малую Неву. Теперь его система подкосная. Пролеты прежнего моста около 5,0 саж., всего было 20 пролетов. Глубина воды около $2^1/_2$ саж. Опоры не были снабжены боковыми подкосами. Конструкция моста понятна из чертежа Обращаем внимание на видную в плане врубку наклонных подвесок, охватывающих вверху прогоны, внизу подкосы. Без такой врубки схватки висели бы на болтах, расположенных поперек усилия, а, следовательно, не достигали бы цели.



Фас. д.

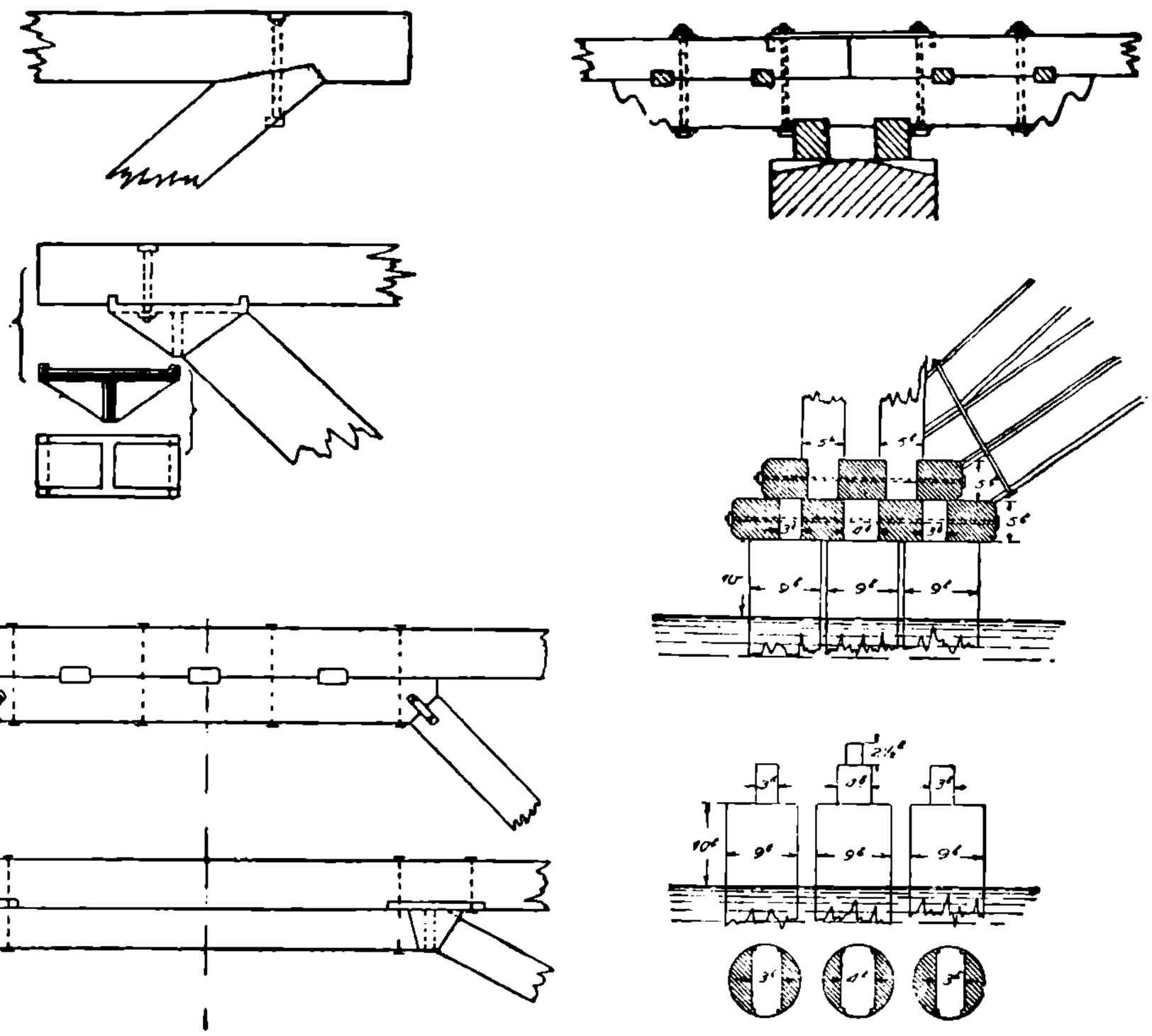
Поперечный разрез. Продольный разрез.

Фиг. 398. Мост смешанной системы: сращивание свай со стойками.

На фиг. 397, 398 изображена часть моста смешанной системы, еще

более приближающейся к арочной. Пролеты предположены здесь в 7 — 8 саж. Каждая опора моста состоит из трех рядов свай; расстояние между сваями одного и того же ряда $4^1/_2$ фута; этому же равно расстояние между прогонами и арками. Выше пят подкосов три ряда свай наставлены двумя рядами стоек. Способ сращивания свай со стойками показан на фиг. 398; здесь видно, как устроена опорная площадка для пят подкосов; площадка образована чугунными подушками.

По этой системе строились мосты с пролетами до 10 саж.

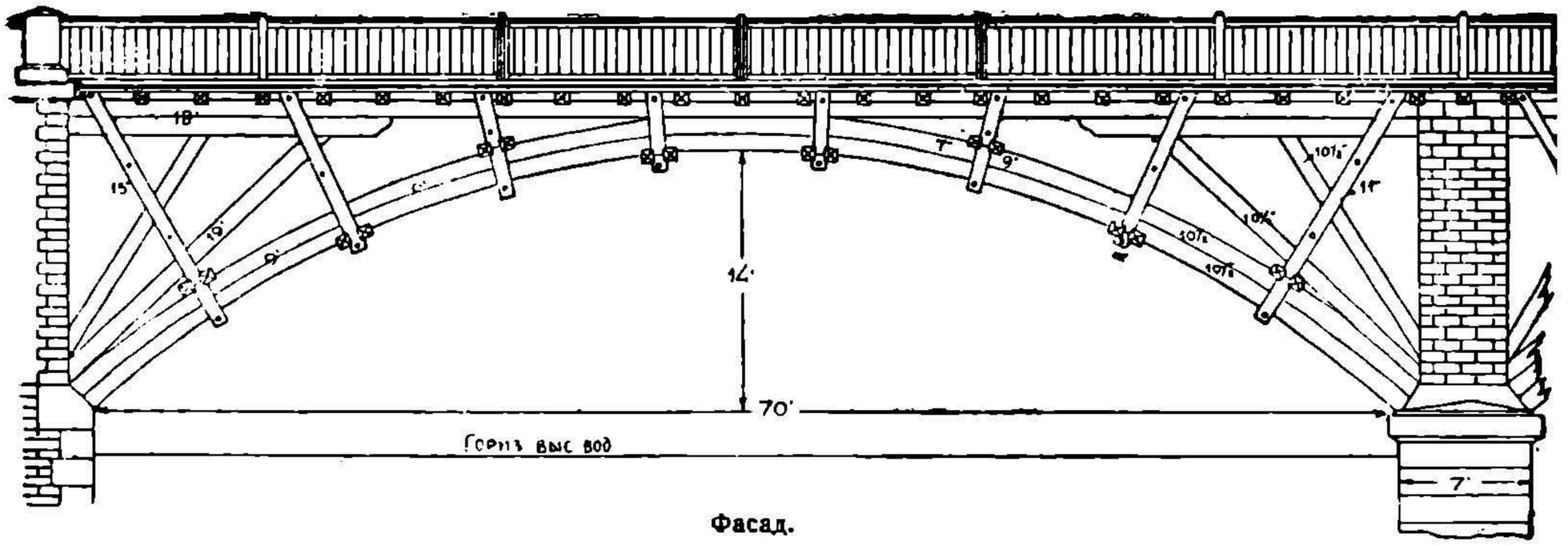


Фиг. 399 — 405. Детали.

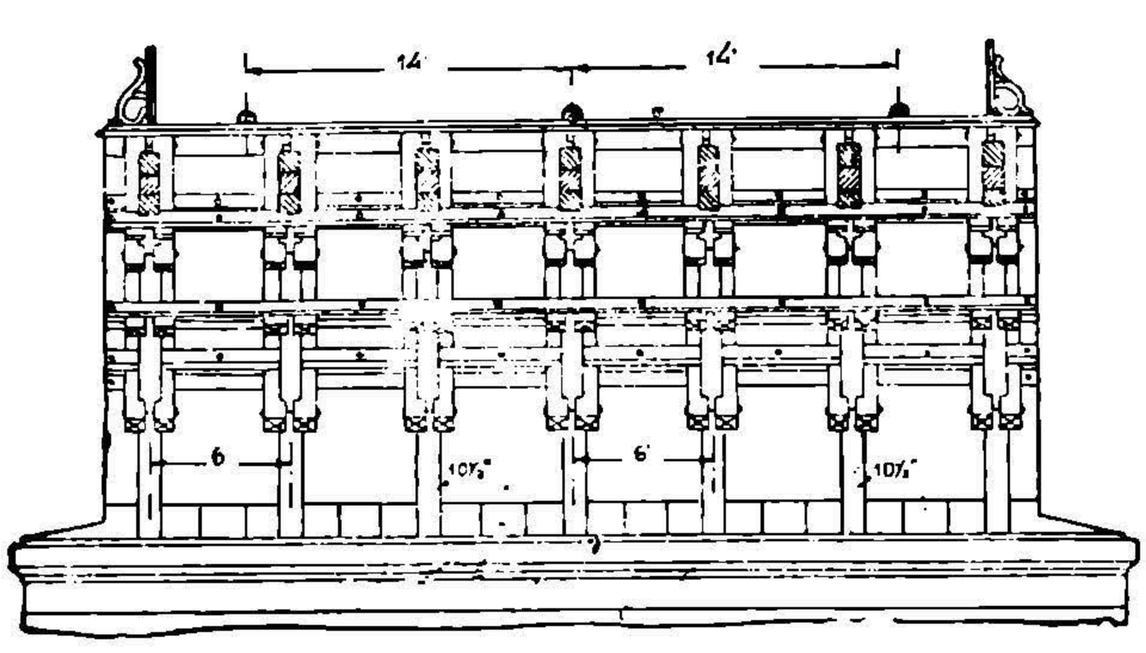
На фиг. 399 — 405 приведены детали некоторых соединений, относящихся к рассматриваемому роду мостов. В общем, приемы конструирования деталей мостов под обыкновенную дорогу остаются, конечно, те же, что и в мостах под железную дорогу.

24. Арочные мосты. — В арочных мостах полотно моста поддерживается деревянными арками, перекрывающими пролеты. Огромное большинство арочных мостов построено с расположением полотна над арками (фиг. 406); в таких случаях над аркой протягивается прогон, поддерживающий поперечины и полотно, а сам опирающийся на арку в замке непосредственно и в некоторых промежуточных точках через посредство парных схваток, могущих передавать сжимающие и вытягивающие усилия. Обычные пролеты

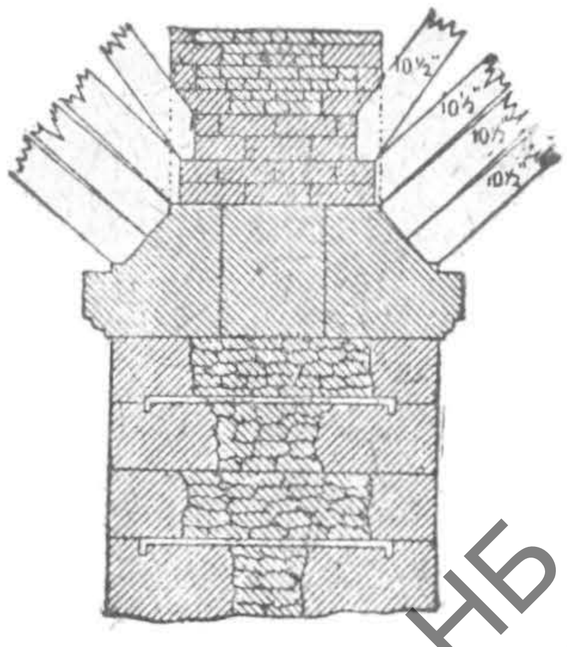
Фиг. 406. Ждановский мост в Ленинграде



Фасад.



Поперечный разрез.

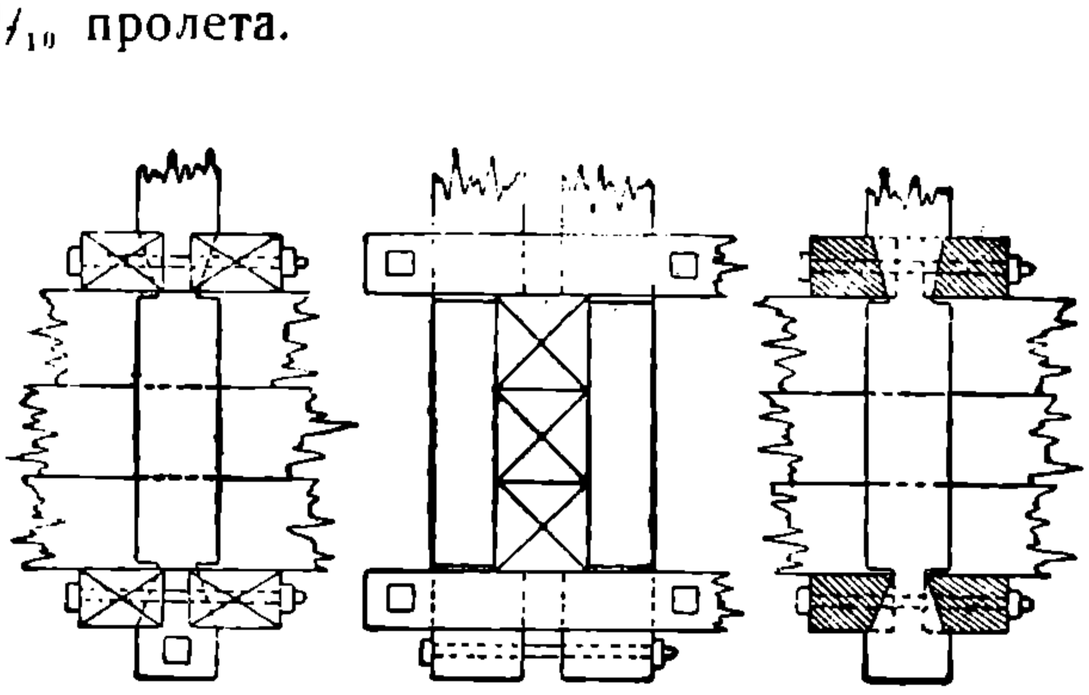


Пяты арок.

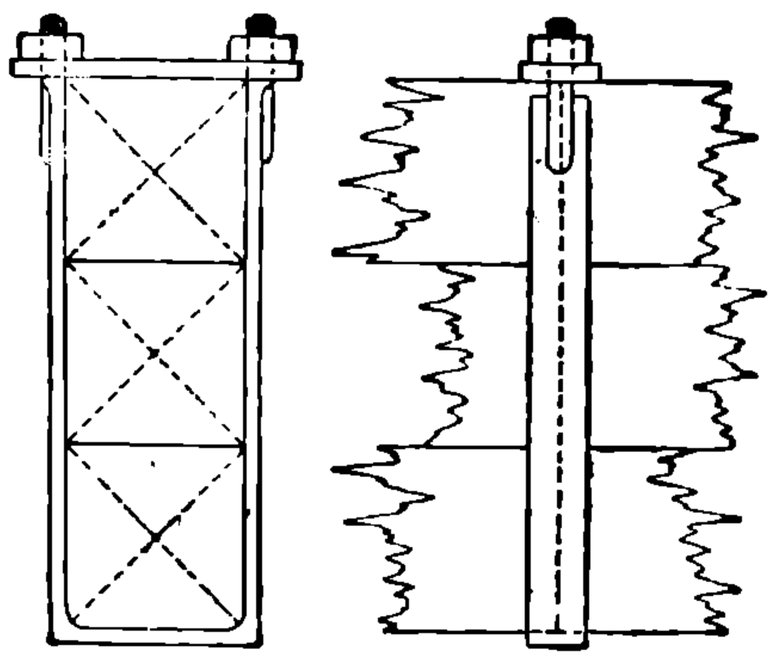
Фиг. 407 — 409. Арочный мост.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

арочных мостов 20 — 25 *м*, реже 30 *м*. В России мост через р. Вепрж имел пролет арок 79 *м* (езда понизу; полотно подвешено к аркам, подымающимся над проезжей частью); в Америке был построен мост под железную дорогу, пролетом 85 *м* (фиг. 76). Стрелку арки назначают от $^1/_8$ до $^1/_{10}$ пролета.



Фиг. 410. Соединение схваток и подвесок моста Ivry.

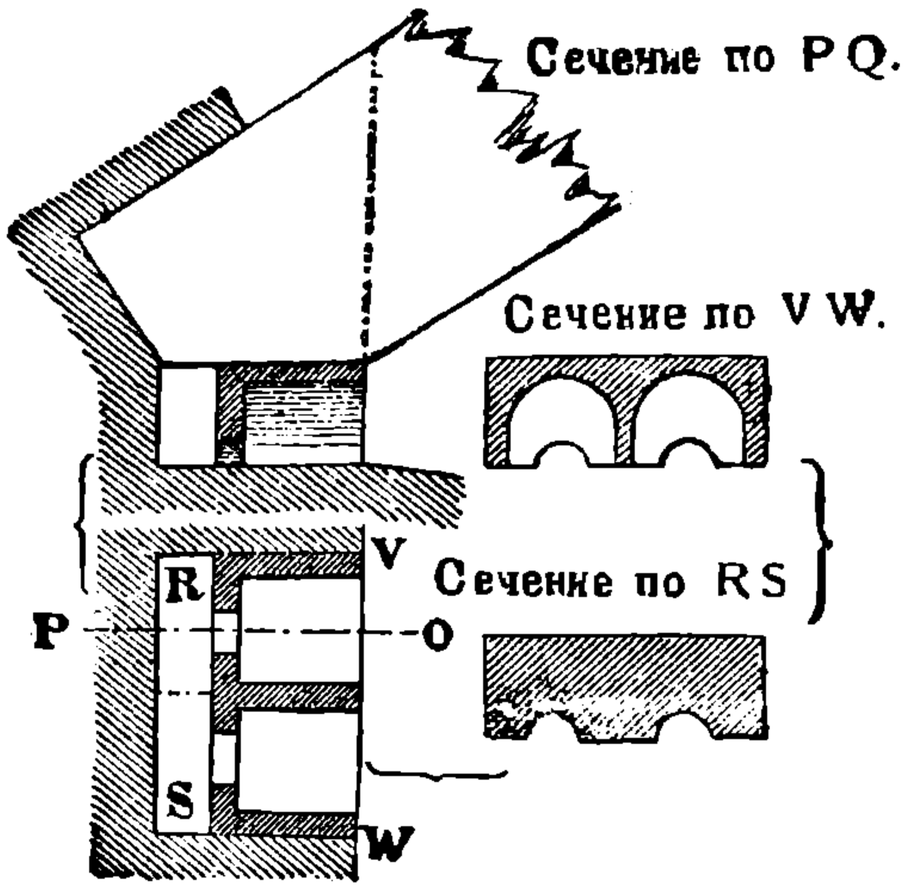


Фиг. 411.

Арки изготовляются из сосны или дуба в виде брусьев или досок: доски, которые располагают чаще плашмя, гнутся по требуемому очертанию арки; брусья либо изгибаются, либо выпиливаются в виде косяков криволинейного очертания. При изгибе брусьев их пропаривают или выпуклую сторону поливают водой, а внутреннюю подогревают, причем в изогнутом состоянии выдерживают около 2 месяцев.

Большинство арочных мостов построено в первой половине прошлого столетия в виде капитальных сооружений с каменными устоями и быками, облицованными нередко гранитом.

Чертежи типового арочного моста, выработанные б. министерством п. с., приведены на фиг. 407 — 409. Ширина проезжей части 4,0 саж., ширина между перилами 5,3 саж. Полотно моста, состоящее из двойного дощатого настила, поддерживается поперечинами, расположенными на прогонах в расстоянии 0,5 саж. друг от друга. Пролет арки 10 саж., стрела подъема 2,0 саж., т. е. $^1/_5$ пролета. Арка состоит из двух брусьев, имеющих стыки; на концах полотно моста поддерживается подкосами, в средней части — арками, соединенными с прогонами парными схватками. По ширине моста расположено 7 арок при расстоянии между ними 6 футов; арки связаны в поперечном направлении парными горизонтальными схватками, обжимающими наклонные схватки, находящиеся в вертикальной плоскости арки.

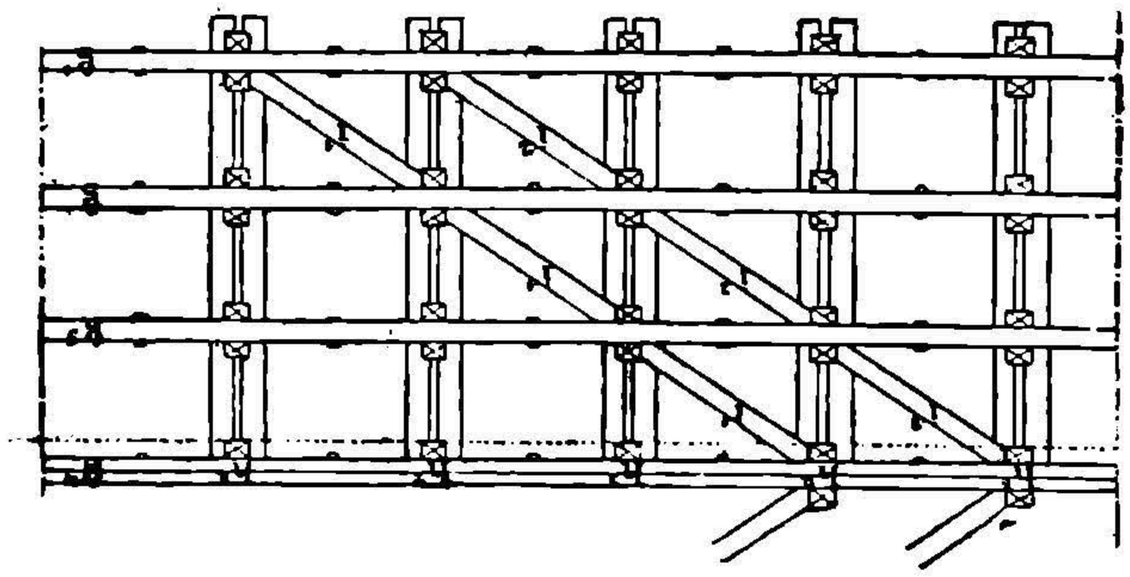


Фиг. 412

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В пятах арки опираются непосредственно на каменную кладку опоры, в которой оставляются соответственные гнезда (фиг. 409).

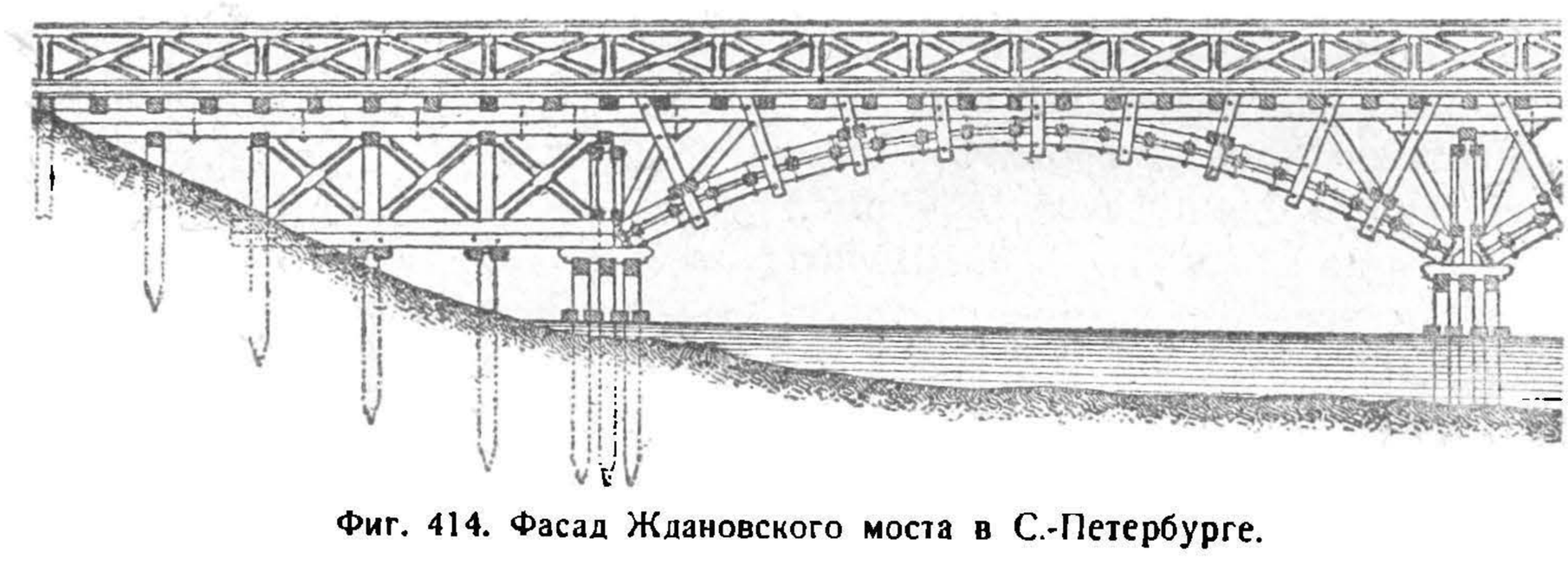
В более солидных мостах арки составляются из 3 и даже из 5 брусьев. Горизонтальные схватки, соединяющие арки между собой по ширине моста, ставятся и поверх арок и снизу, охватывая подвеску косой врубкой (мост Ivry) (фиг. 410). Косые площадки делались с тою целью, чтобы, стягивая болтами схватку, заставлять ее двигаться по наклонным площадкам и сжимать брусья арки, чтобы они не расходились. Для той же цели применяются болты, что сопряжено, впрочем, с неудобством образования дыр для болтов, в которые проникает вода, способствующая загниванию арок; лучше в этом отношении применение хомутов (фиг. 411).



Фиг. 413. Горизонтальные связи моста Ivry.

Для предохранения от быстрого загнивания пят арок их располагают на чугунных подушках, приспособленных к выпуску воды (фиг. 412).

Для поперечной жесткости пролетного строения снабжали его в некоторых случаях диагональными распорками, как показано на фиг. 413, относящейся к мосту Ivry и изображающей план арок на длину полупролета и на половину ширины моста; на пролет приходилось 8 диагоналей, состоявших из брусков, упертых в поверхности верхнего слоя арок и в косые



Фиг. 414. Фасад Ждановского моста в С.-Петербурге.

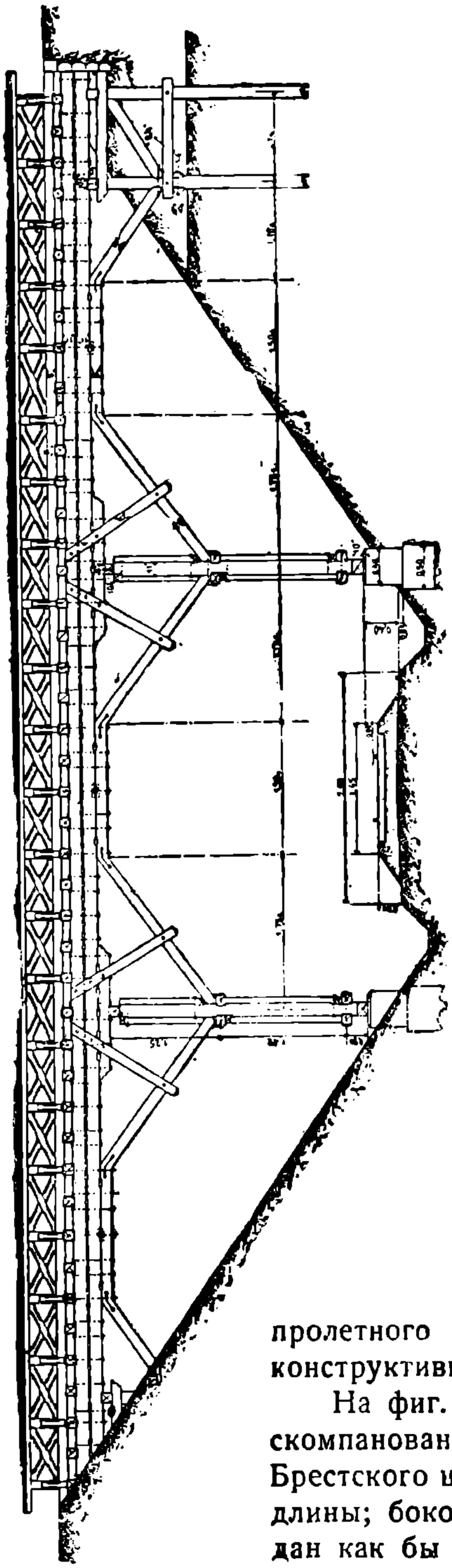
подвески. Проезжая часть того же моста была связана еще крестами из плоского железа в виде горизонтальных связей.

В качестве примера арочного моста с деревянными опорами приводим фасад Ждановского моста прежней конструкции (фиг. 414) в С.-Петербурге (у Тучкова моста). Вид его в настоящее время приведен выше на фиг. 406.

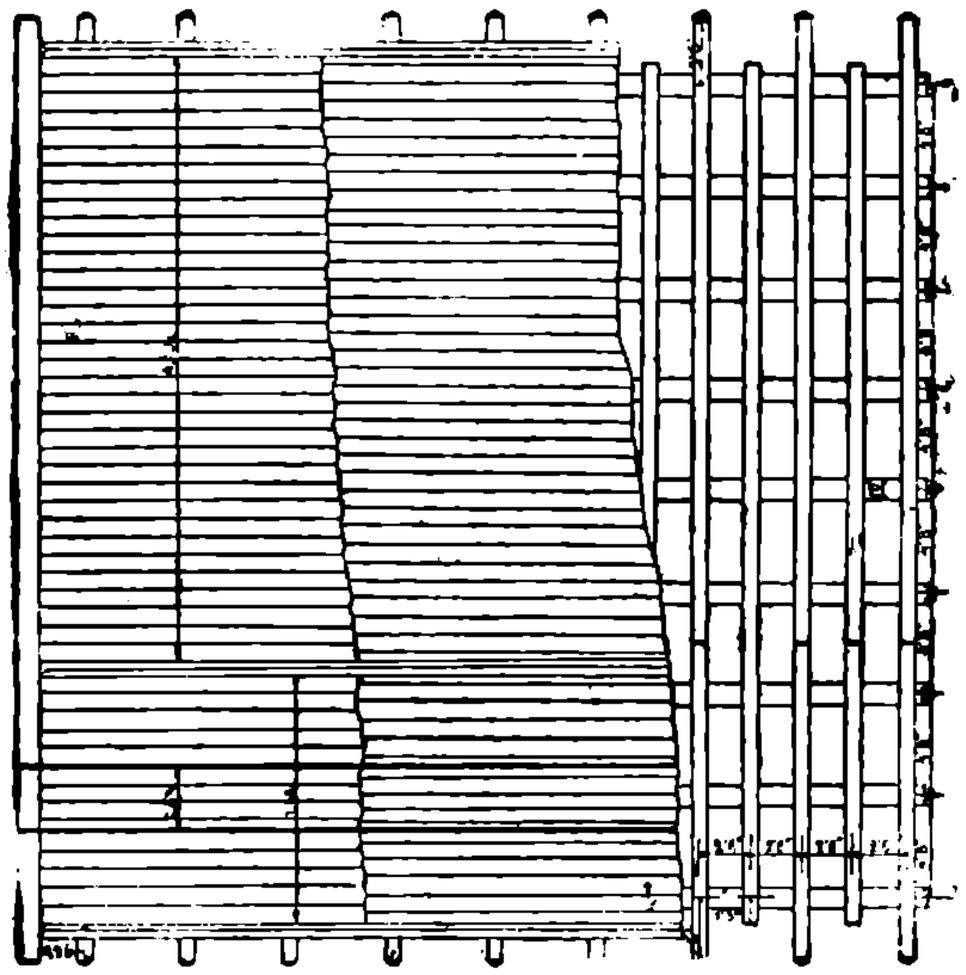
25. Путепроводы. — Путепроводы над железнодорожным полотном должны давать под мостом просвет требуемых габаритом размеров: 4,9 *м* ширины при одной колее, при двухколейном пути 9,0 *м*; высота просвета

НВ УДУНТ (ДІІТ)

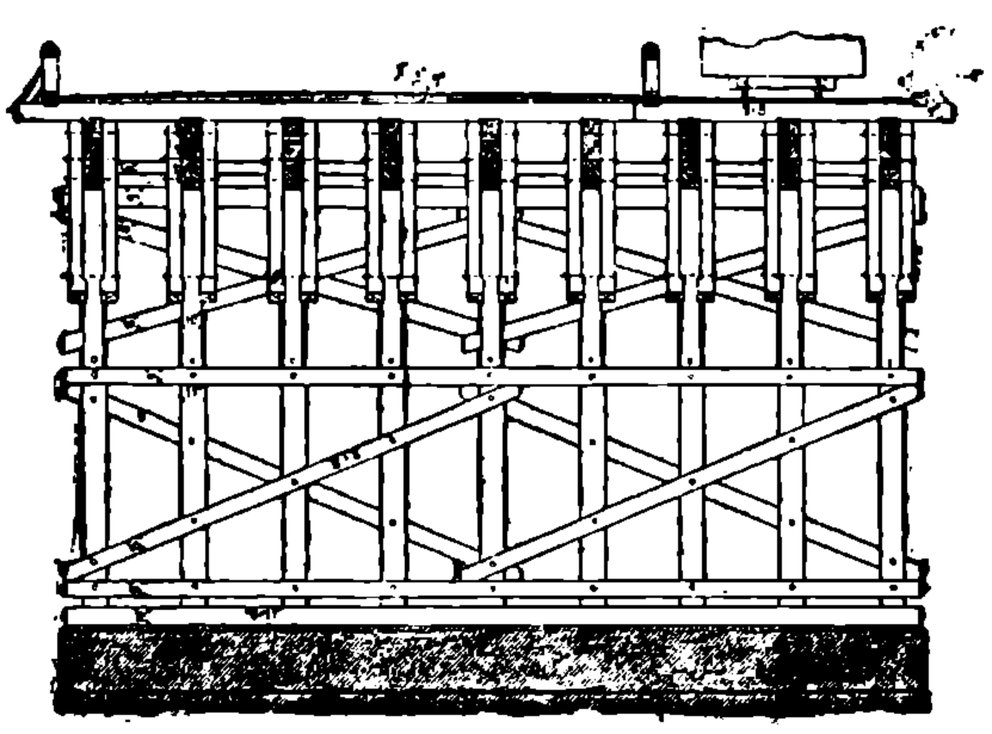
для деревянных мостов — 6,4 *м* над головкой рельса. Длина моста определяется заложением откосов выемки или насыпи, ежели подход к мосту сделан насыпью. При разбивке отверстия на пролеты в связи с системой



Фасад.



План.



Поперечный разрез.

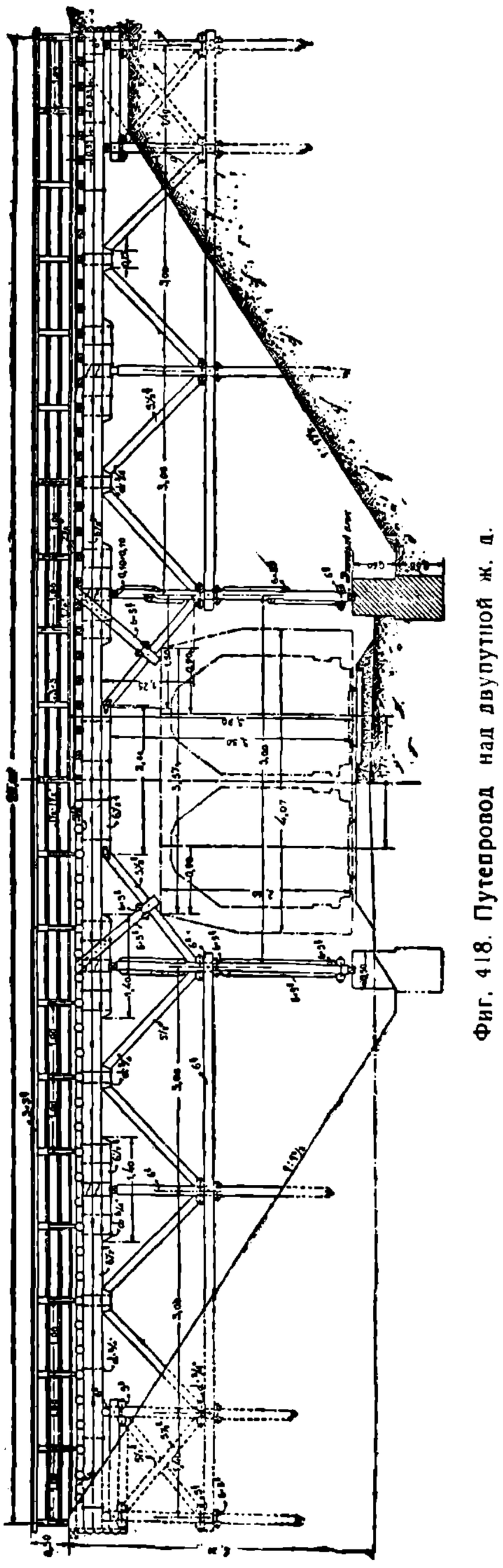
Фиг. 415—417. Путепровод на Киево-Брестском шоссе.

пролетного перекрытия возможно получить множество конструктивных комбинаций.

На фиг. 415—417 даны чертежи довольно хорошо скомпанованного путепровода на 13-й версте Киево-Брестского шоссе. Средний из трех пролетов имеет 5,0 саж. длины; боковые по 4,35. Кроме того, на каждом конце создан как бы устой из 2 рядов свай с саженным пролетом.

РВ УДУНТ (ДІІТ)

Мост пропускает обыкновенную дорогу при полезной ширине полотна 4,0 саж. и узкоколейную железную дорогу.



Фиг. 418. Путепровод над двупутной ж. д.

Ездовое полотно состоит из продольного двойного дощатого настила при толщине досок в 2" и 3". Поперечины 8 × 9" размещены в расстоянии 30" друг от друга, считая между осями. Прогоны представляют собою составные балки на шпонках из брусьев, сечением 10 × 11" они размещены на расстоянии 56". На том же расстоянии находятся стойки опор; стойки средних опор при помощи лежня 10 × 11" опираются на каменные фундаменты; в поперечном направлении стойки каждой опоры связаны горизонтальными и диагональными связями в два яруса.

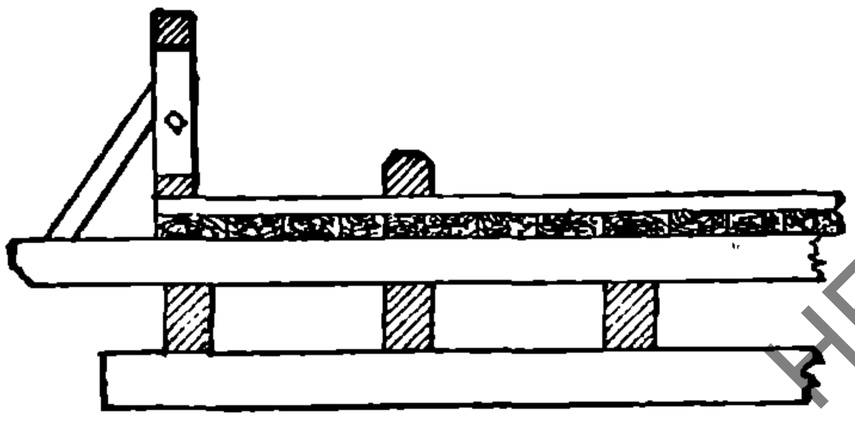
В каждом пролете прогоны поддержаны шпренгелями; подкосы, в свою очередь, поддержаны парными наклонными схватками.

Путепровод через 2 пути представлен на фиг. 418.

Средний пролет 5,0 саж. перекрыт шпренгельной системой, боковые по 3,0 саж. снабжены подкосами с затяжкой: крайние, образующие устои моста, имеют величину 1,40 саж. Брусья прогонов соединены редкими шпонками, без учета их в сопротивлении.

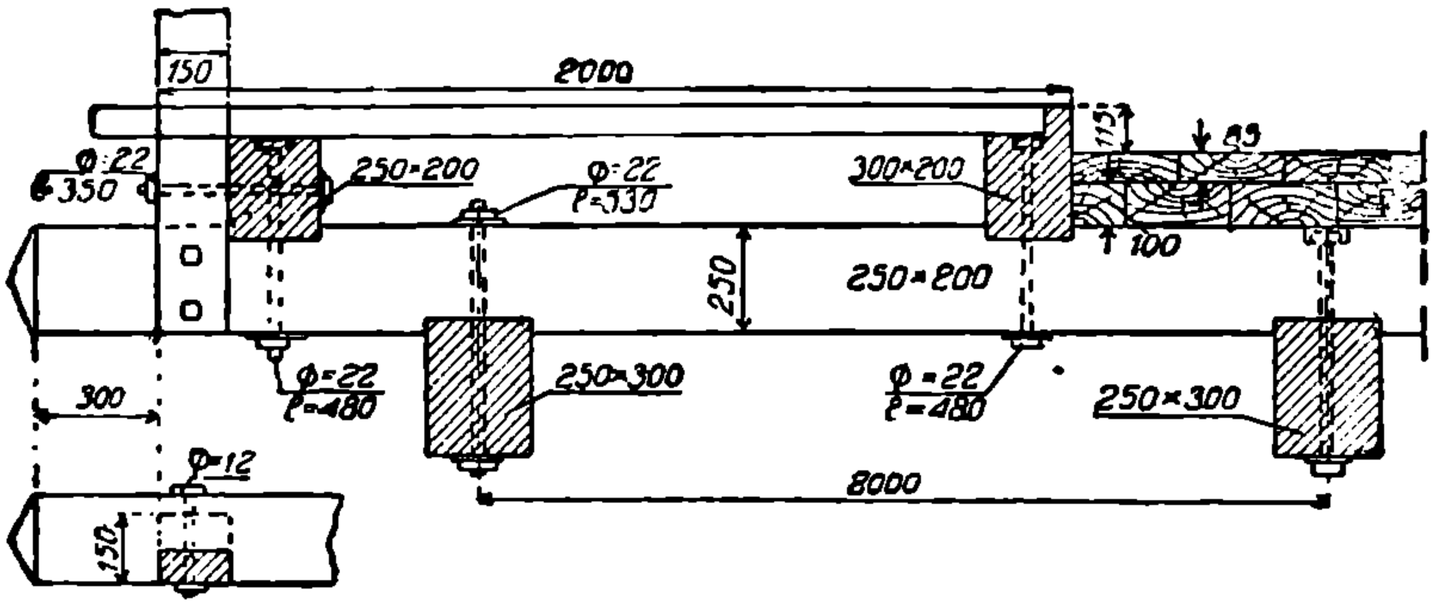
26. Тротуары и перила. — Тротуар должен отвечать следующим требованиям:

1. Тротуар должен быть отделен от ездового полотна. Это достигается иногда постановкой особого бруса (фиг. 419), отжимающего колеса от тротуара. Этот



Фиг. 419.

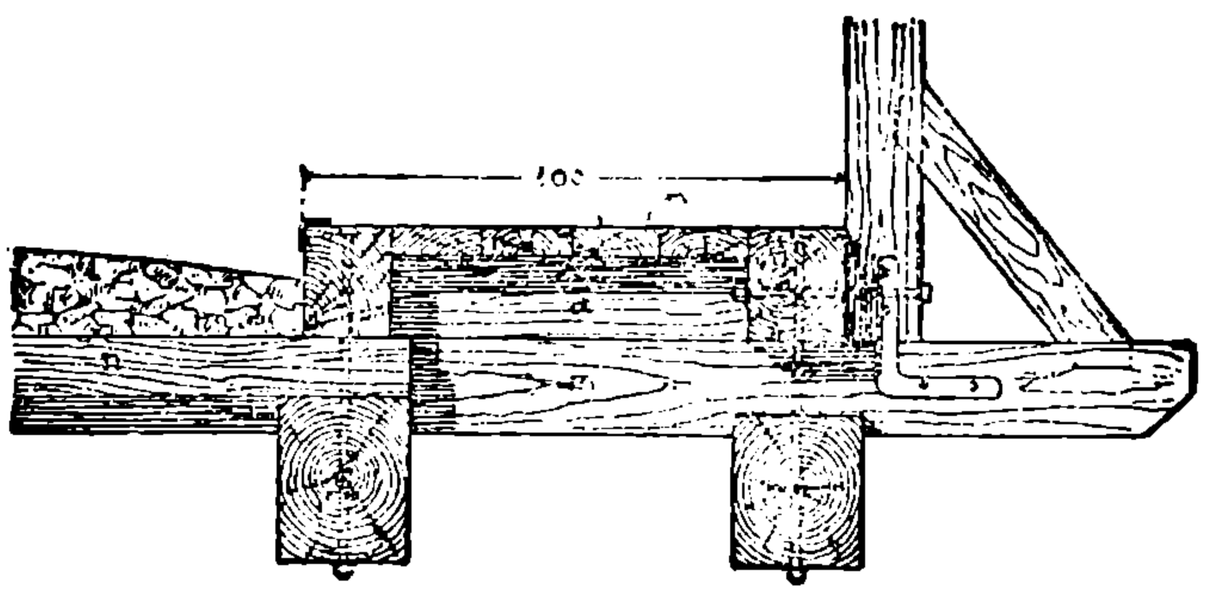
НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 420. Тротуар с поперечным настилом.

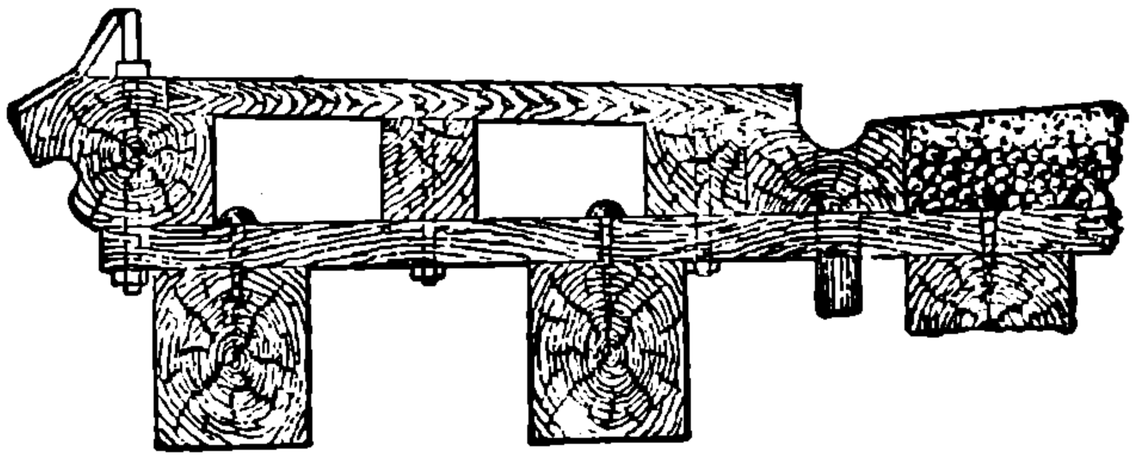
прием прост, но не экономен, так как уменьшает полезную ширину поверхности моста по меньшей мере на 60 *см*; допустим поэтому на дешевых мостах с редким движением. Лучше приподнимать тротуар над ездовым полотном (фиг. 420) на высоту 120—150 *мм*.

Здесь настил на тротуаре состоит из досок, расположенных поперек моста. На фиг. 421 приведена конструкция с настилом, положенным вдоль моста.



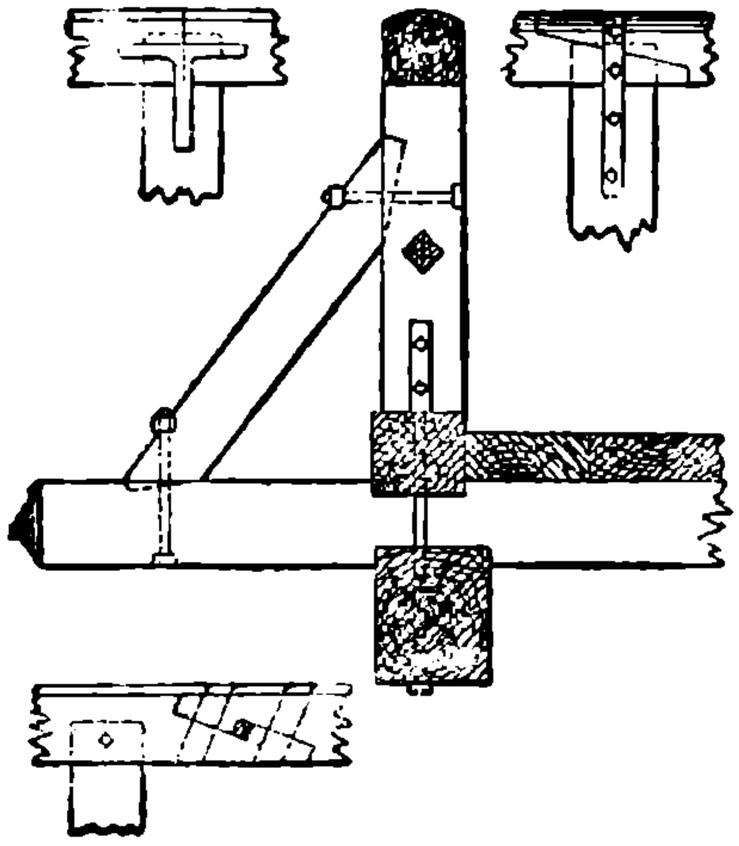
Фиг. 421. Тротуар с продольным настилом.

2. Место примыкания тротуара к ездовому полотну должно быть устроено так, чтобы стекание дождевой воды с

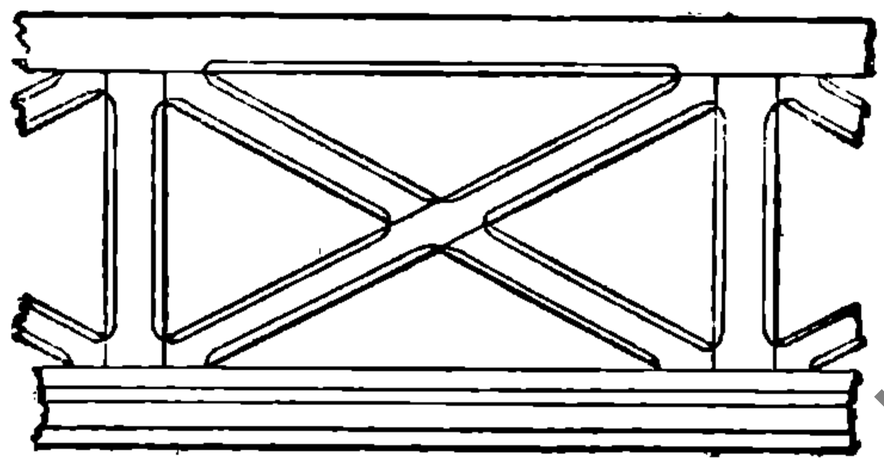


Фиг. 422. Поперечный разрез тротуара с жолобом.

поверхности моста могло происходить беспрепятственно. Для этого вдоль тротуара располагают достаточно часто трубки. Иногда



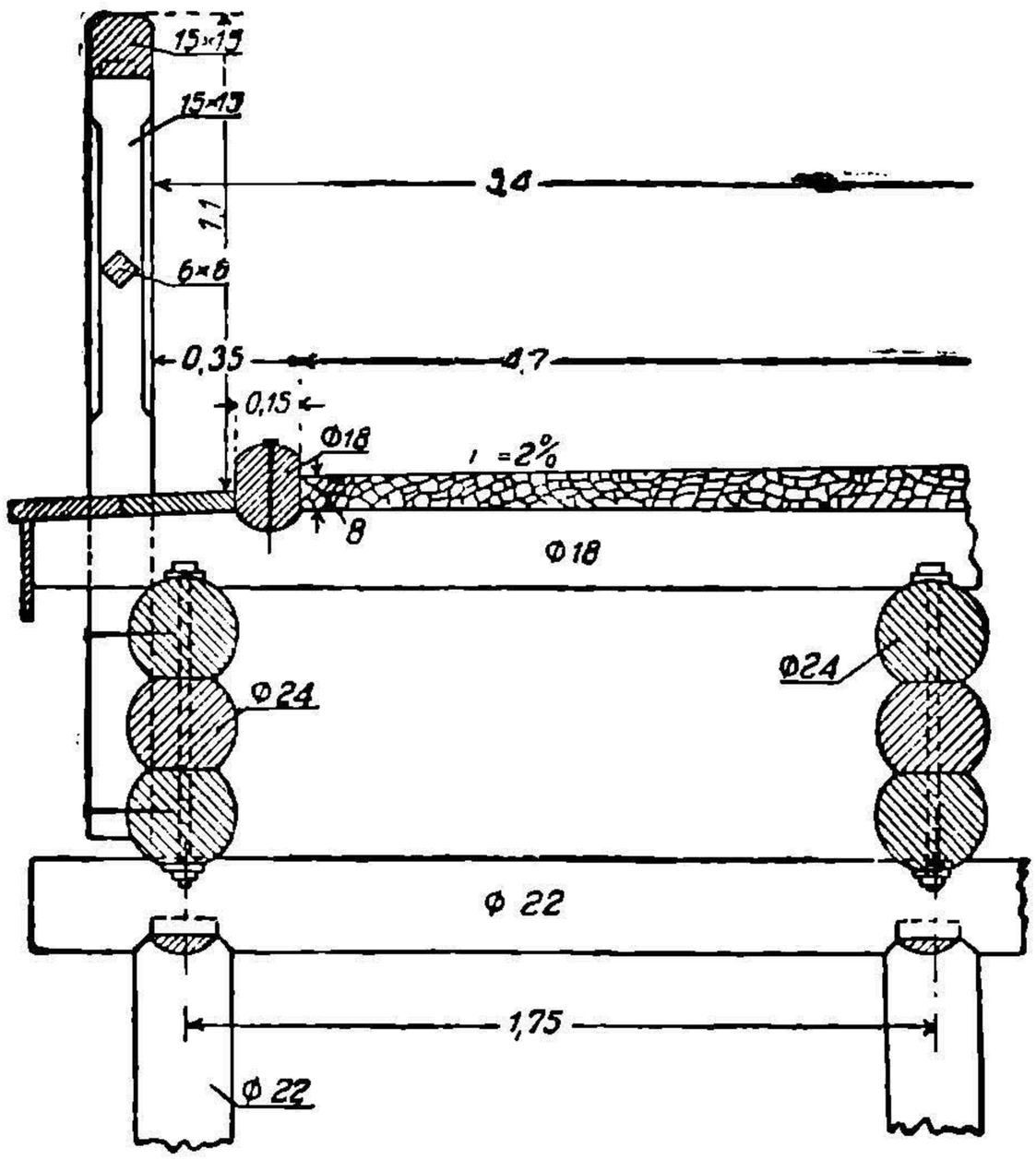
Фиг. 423. Детали перил.



Фиг. 424. Панель перил.

НБ УДУНТ (ДІТ)

устраивается жолоб для воды (фиг. 422). Для стока воды с тротуара придают последнему поперечный уклон около 0,01 внутрь моста. Вместо этого можно настил на тротуаре уложить с просветами в 2 *см* между досками.



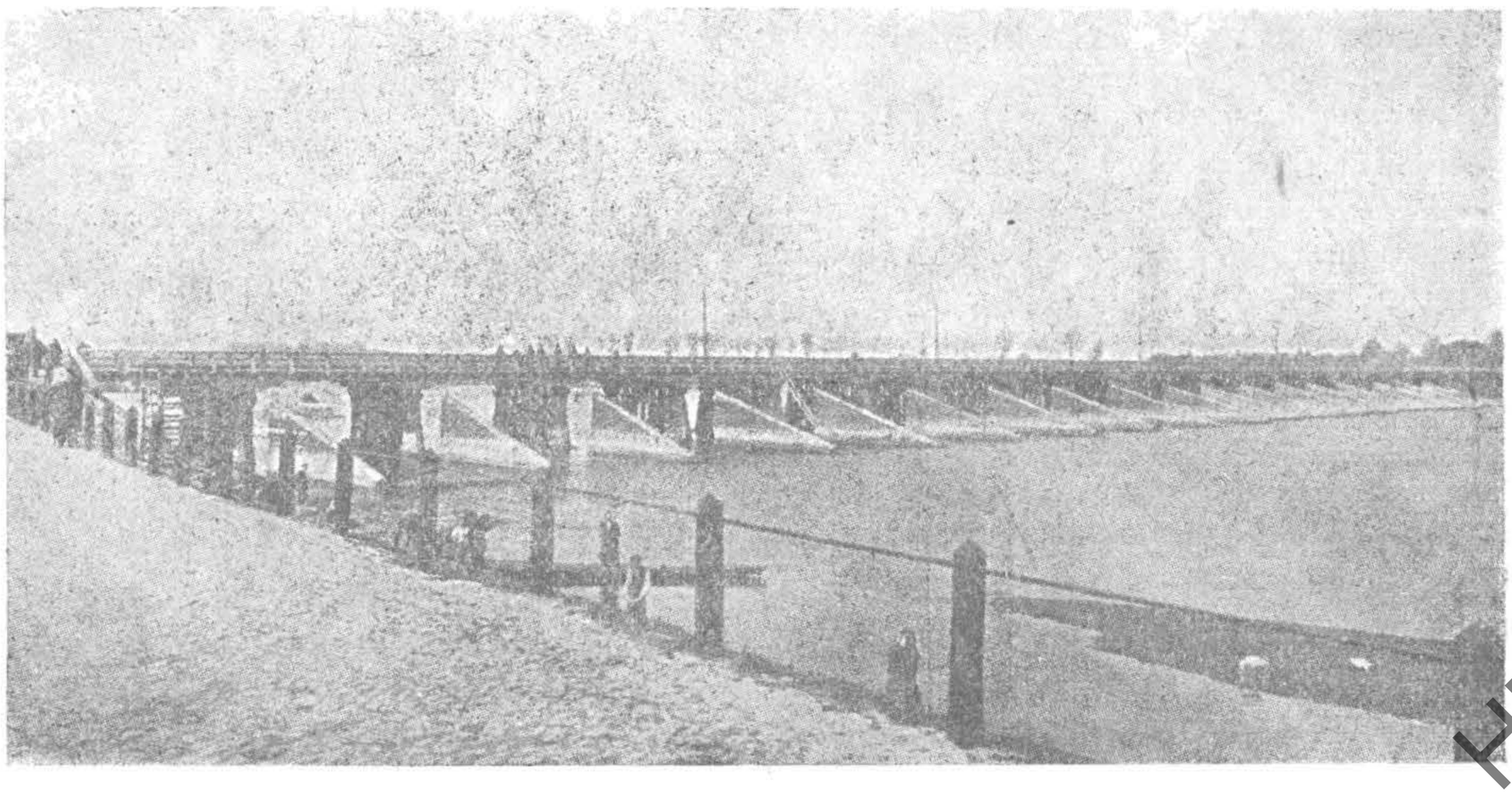
Фиг. 425. Поперечный разрез моста без тротуара.

3. Тротуар должен быть огражден снаружи моста перилами высотою не менее 1 *м*.

Перила составляются из стоек, укрепленных нижними концами так, чтобы могли выдерживать боковое горизонтальное давление на верхний их конец. Для этого стойки заделываются в полдерева нижним концом в поперечные брусья (фиг. 420) или подпираются подкосами (фиг. 423). На стойках, размещаемых в расстоянии 2 — 3 *м* друг от друга, укрепляется поручневый брус (фиг. 424), а между ними просвет подразделяется горизонтальными брусками, крестами и т. п.

При отсутствии тротуаров на мосту у перил на расстоянии от них от 30 до 50 *см* укладывается продольный отбойный брус, чтобы оси телег не цеплялись за стойки перил (фиг. 425).

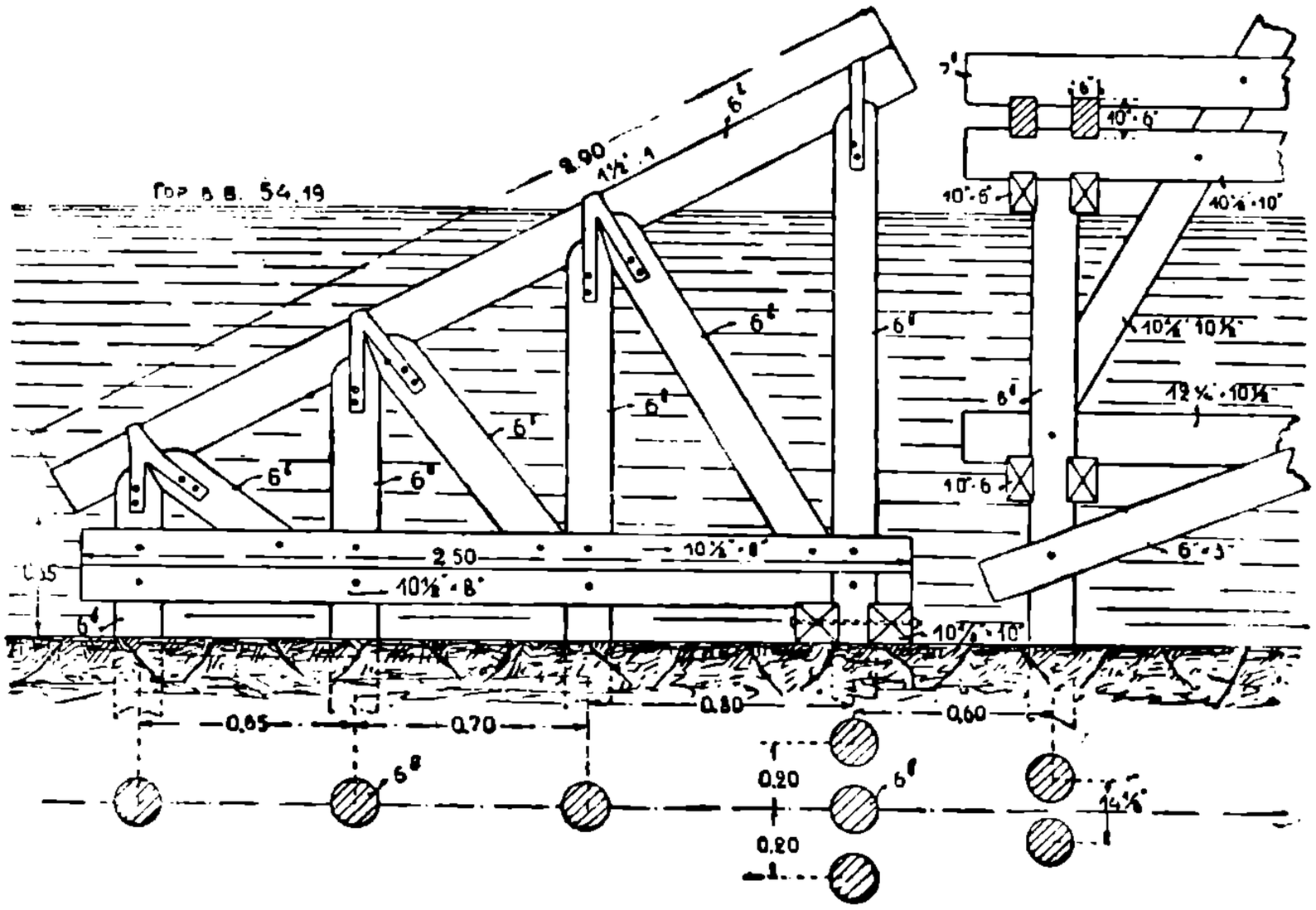
27. Ледорезы. — Для предохранения свайных опор деревянных мостов



Фиг. 426. Вид ледорезов у деревянного моста.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

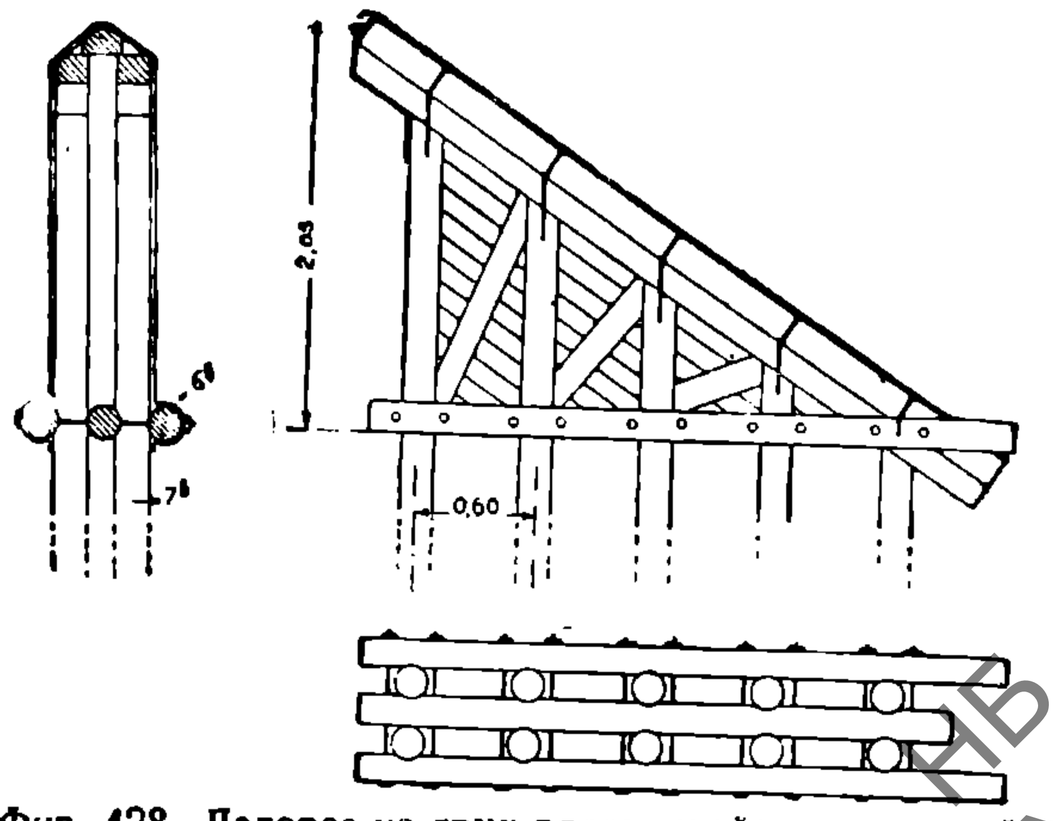
на реках с ледоходом устраивают перед каждой опорой, в некотором от нее расстоянии, ледорез (фиг. 426). Существенная часть его конструкции есть наклонное режущее ребро, на которое льдина подымается и под действием собственного веса разламывается. Наклон режущего ребра дается от 1:1 до 1:2. Вместе с тем ледорезы направляют льдины в пролет, предохраняя



Фиг. 427. Ледорез из одного ряда свай.

опоры от ударов. В зависимости от величины и крепости льдин, скорости течения, глубины воды и ширины опор моста, ледорезы принимают более или менее солидную и массивную форму.

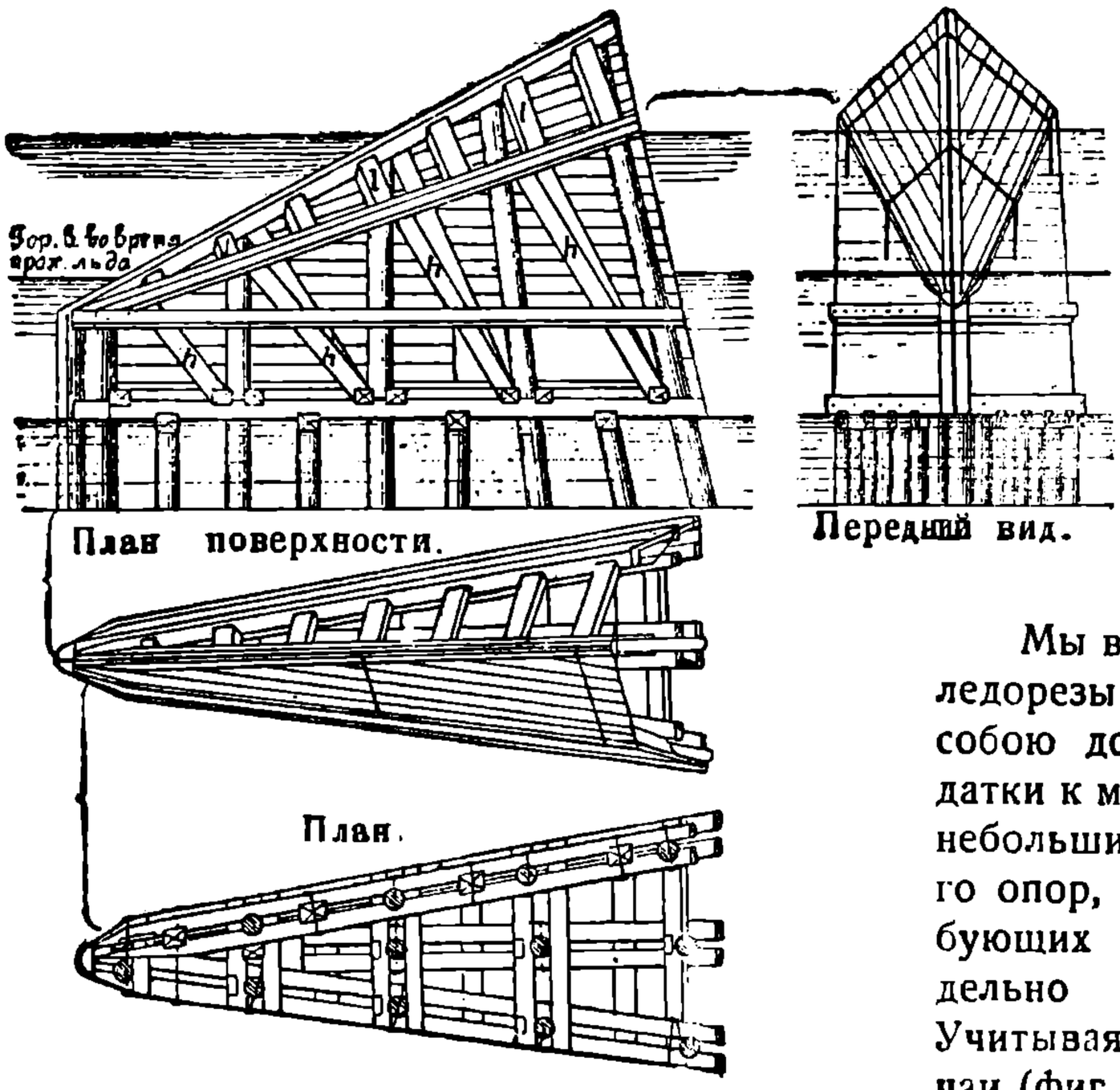
Наиболее легким по конструкции является ледорез, изображенный на фиг. 427; против опоры, в расстоянии 3 — 4 *м*, вбивается ряд свай из 4 штук, задняя из них поукреплена двумя боковыми. Сваи срезаны по наклонной линии, по которой укрепляется на головах их наклонное бревно, служащее режущим ребром, почему иногда снабжается железной сильной полосой. Для неизменяемости сваи связаны парной горизонтальной схваткой и расперты подкосами. Бока ледореза иногда обшивают досками. На фиг. 428 изображен ледорез той же системы, но из двух рядов свай. Режущая грань состоит из трех брусьев, образующих треугольник, прикрытый досками.



Фиг. 428. Ледорез из двух рядов свай: поперечный и продольный разрезы и план.

Более прочный и широкий

ледорез представлен на фиг. 429. Вертикальное переднее ребро образовано из куста в 3 сваи; от него, постепенно расходясь, идут три продольные ряда свай. Средний ряд поддерживает режущее ребро, по которому сходятся две наклонные верхние плоскости ледореза; боковые ряды свай поддерживают нижние пояса упомянутых плоскостей. Затем, для жесткости поставлены подкосы, продольные и поперечные схватки; на горизонте меженних вод устроен пол; бока обшиты досками, внутренность заполнена камнем для увеличения массы ледореза.



Фиг. 429. Широкий ледорез.

Мы видим, что отдельные ледорезы могут представлять собою довольно дорогие придатки к мосту, в котором при небольших пролетах очень много опор, как на фиг. 426, требующих большого числа отдельно стоящих ледорезов. Учитывая это, возможны случаи (фиг. 360), когда выгоднее будет снабдить *опоры моста* режущим ребром, делая их (опоры) более солидными и надежными, увеличивая пролеты и т. п. Кроме своей массы, опора несет и массу пролетного строения; эти массы не требуется создавать специально против ледохода, как при отдельных ледорезах.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ГЛАВА ТРЕТЬЯ.

ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ.

А. МОСТЫ ПОД ЖЕЛЕЗНУЮ ДОРОГУ.

28. Общие замечания. — Каменные мосты строятся целиком из естественного или искусственного камня; деревянные — из дерева, за немногими исключениями, когда деревянные балки или арки (в старых мостах) опираются на каменные опоры.

Что касается *железных* мостов, то название их не совсем отвечает действительности. За немногими исключениями „железные" мосты имеют из железа лишь пролетные части; иногда промежуточные опоры делаются тоже из железа, а устои почти всегда из камня. Тем не менее, мы удержим, ради краткости, название „железный" для таких мостов.

Железные мосты, как известно, строятся балочные, арочные и висячие. Последняя категория при малых пролетах применяется редко для пешеходных мостов, а потому из рассмотрения в настоящей главе исключается [1]).

§ 14. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ.

29. Пример моста с ездою поверху. — Основным типом железного моста под железную дорогу является мост с каменными опорами, пролеты которого перекрыты железными балками, а ездовое полотно расположено поверх этих балок.

Представителем этого типа может служить мост, изображенный на фиг. 430 — 435.

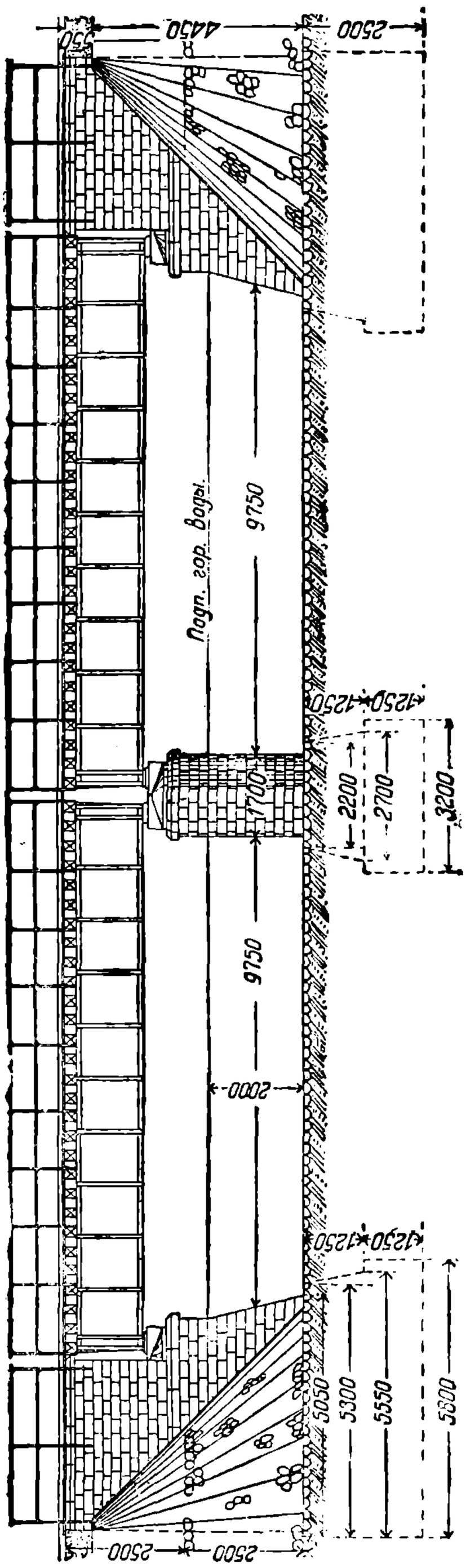
Мост устроен под одну колею железной дороги: отверстие его 19,5 *м* разбито на два пролета по 9,75 *м*; высота насыпи, определяющая высоту моста и подчас его систему, равна 4,45 *м*; толщина баластного слоя 0,55 *м*.

Мост состоит из двух каменных устоев, одного быка и двух пролетных строений.

Устой. — Береговая опора служит не только для принятия давления от пролетного строения, как это имеет место для всякой опоры моста, но

[1]) О висячих мостах см. Г. П. Передерий, Курс мостов, часть II, Мосты больших пролетов, Отд. III, Висячие мосты, Ленинград, 1928.

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 430. Ж. д. мост с ездою поверху: общий вид.

и для сопряжения моста с берегом или с насыпью. В большинстве железнодорожных мостов приходится иметь дело с последним случаем.

Для поддержания конца пролетного строения каждый из устоев рассматриваемого примера имеет переднюю стенку, расположенную поперек пути, и на этой стенке особую площадку, носящую название *подферменной*, на которой располагаются *подферменные* камни; на этих последних укладываются особые подушки, на которых непосредственно и покоятся концы балок пролетного строения.

Для сопряжения же моста с насыпью передняя стенка поднята на всю высоту насыпи с баластным слоем. Откосы насыпи спущены конусами, а для поддержания с боков центральной части насыпи, подходящей до самой передней стенки, устроены боковые так называемые *обратные* стенки. Устой такой формы называется устоем с обратными стенками.

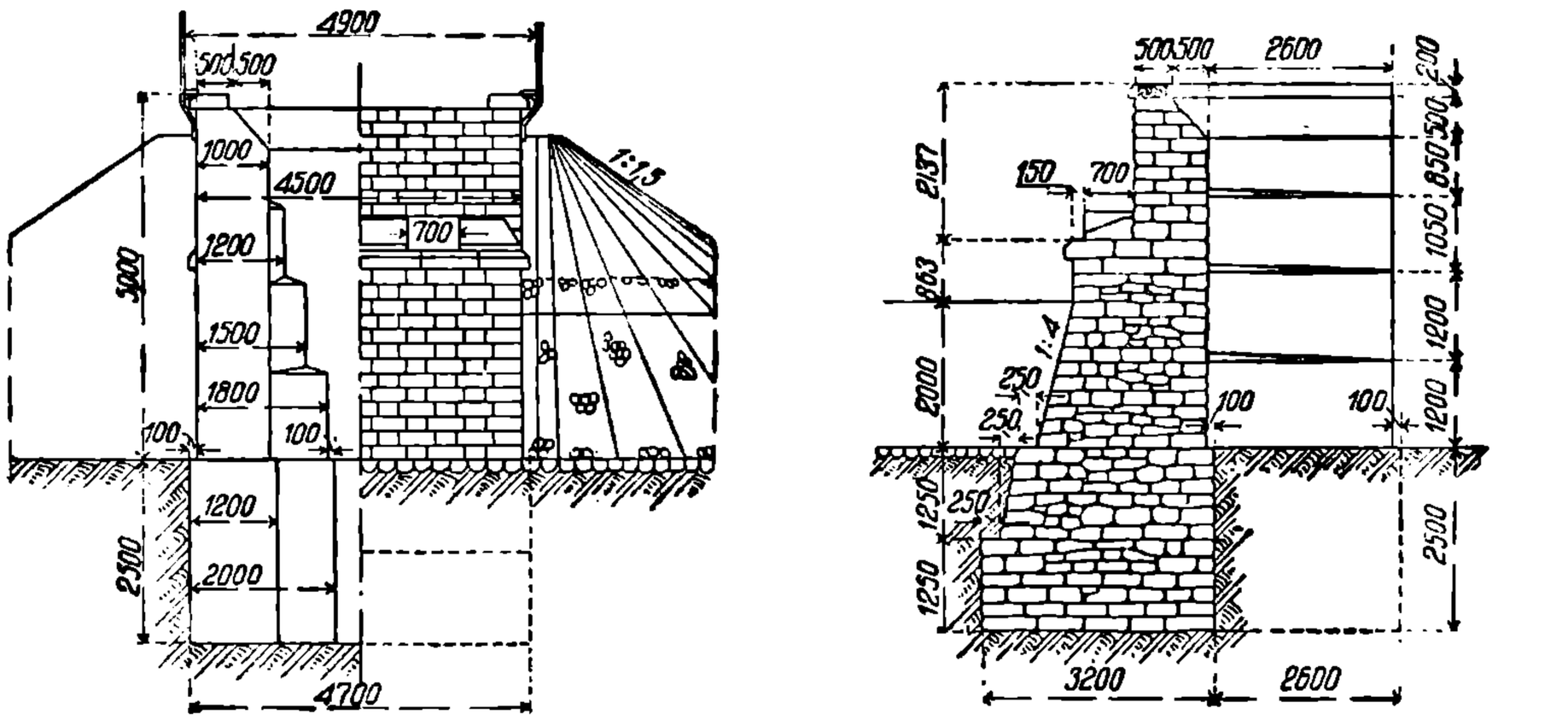
Ширина устоя по передней стенке определяется шириной пролетного строения (расстояние между балками), размерами подферменных камней и пр. и равна в данном случае 4,5 *м*; ширина фундамента 4,7 *м*. Длина устоя, считая таковую вдоль обратной стенки, определяется заложением откоса конуса, которому придают уклон 1 : 1; в данном случае длина устоя 5,05 *м*.

Как передняя, так и боковые стенки устоя подвергаются действию напора земли изнутри; напор земли тем больше, чем выше стенка; этим объясняется увеличение толщины всех стенок книзу (фиг. 431—433); увеличение проверяется расчетом. Свободные концы боковых стенок снаружи прикрыты откосом насыпи, которая отчасти уравновешивает давление земли изнутри; поэтому здесь толщина бо-

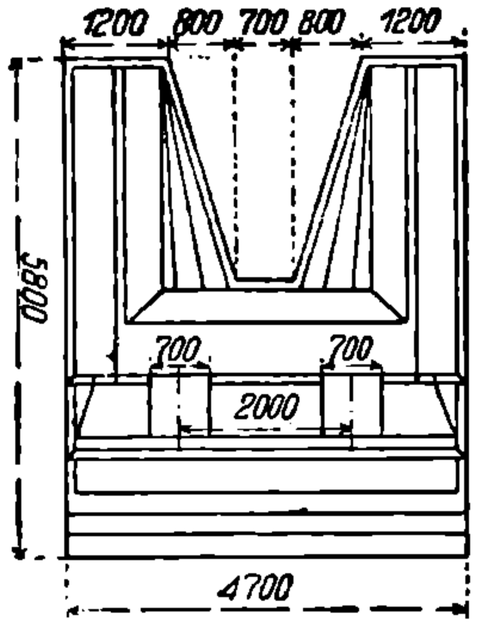
НВ УДУНТ (ДІІТ)

ковых стенок может быть уменьшена, что и видим на фиг. 433 в плане и на фиг 431.

Все три стенки наверху имеют однообразную толщину 0,5 *м*; здесь на боковых стенках расположен слой *карнизных* камней, шириной 0,6 *м*



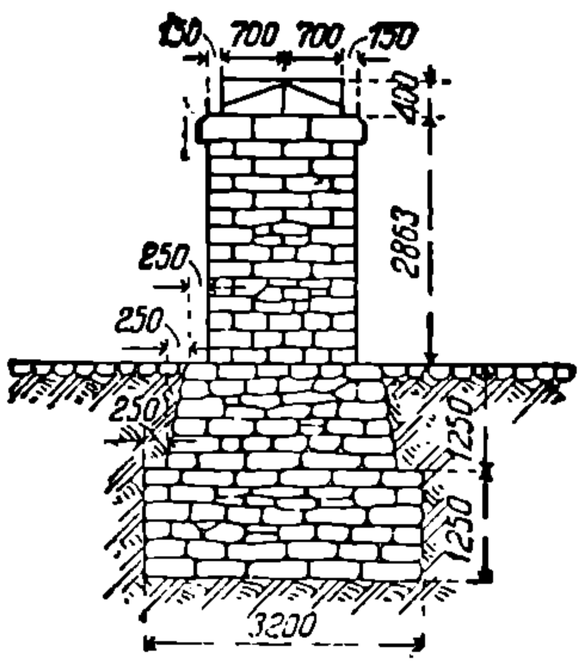
Вид сзади. Вид спереди. Разрез.



План

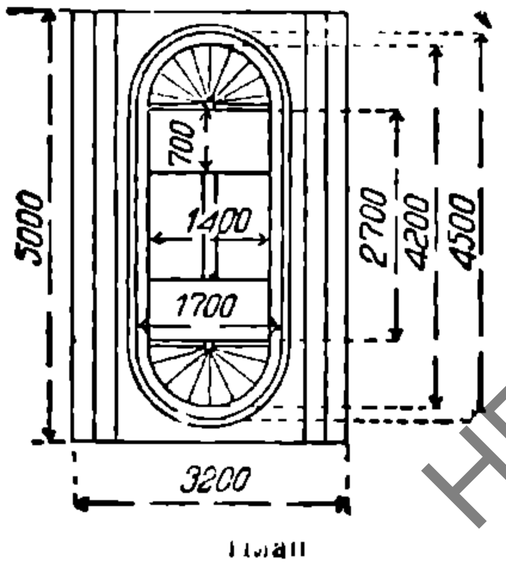
Фиг. 431 — 433. Устой.

и толщиной 0,25 *м*, а на передней стенке — два деревянных бруса сечением 20 × 25 *см*, на которые опираются рельсы; они смягчают удар на кладку, появляющийся при быстром вступлении колес подвижного состава. Затем толщина всех стенок книзу увеличивается откосом до 1 *м*; этим создается балластный ящик. Дальнейшее увеличение толщины идет уступами и наклонными гранями; площадки уступов наклонены с целью спуска воды с кладки.



Глубина заложения фундамента 2,5 *м* определяется либо напластованием грунта, либо глубиною промерзания. При высоких опорах, когда давление на грунт достигает значительной величины, глубину заложения увеличивают, так как на более глубокие и уплотненные слои можно допустить большее давление.

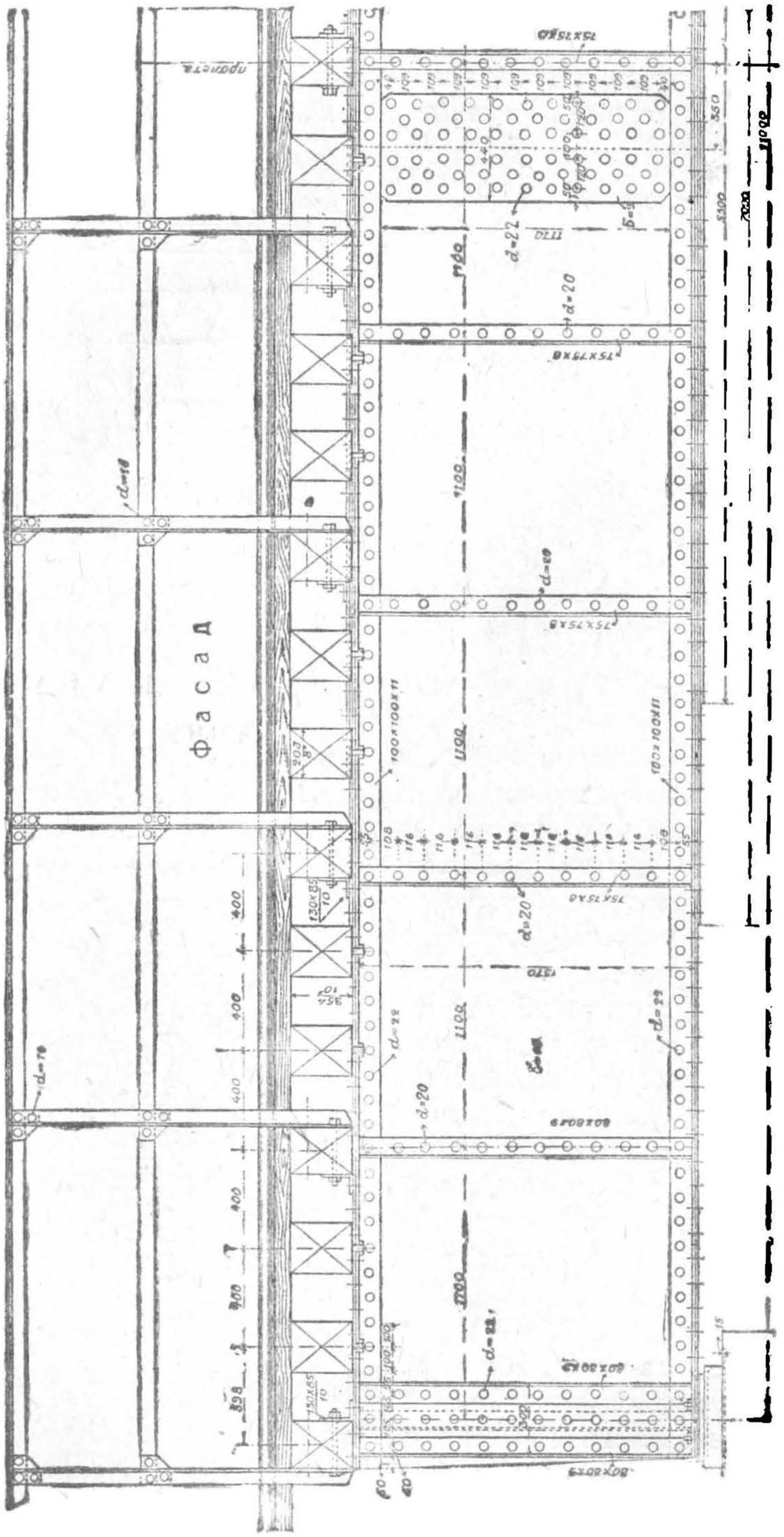
Устой сложен из бутовой кладки. Облицовка боковых стенок выводится лишь на видимых по-



План

Фиг. 434 — 435. Бык.

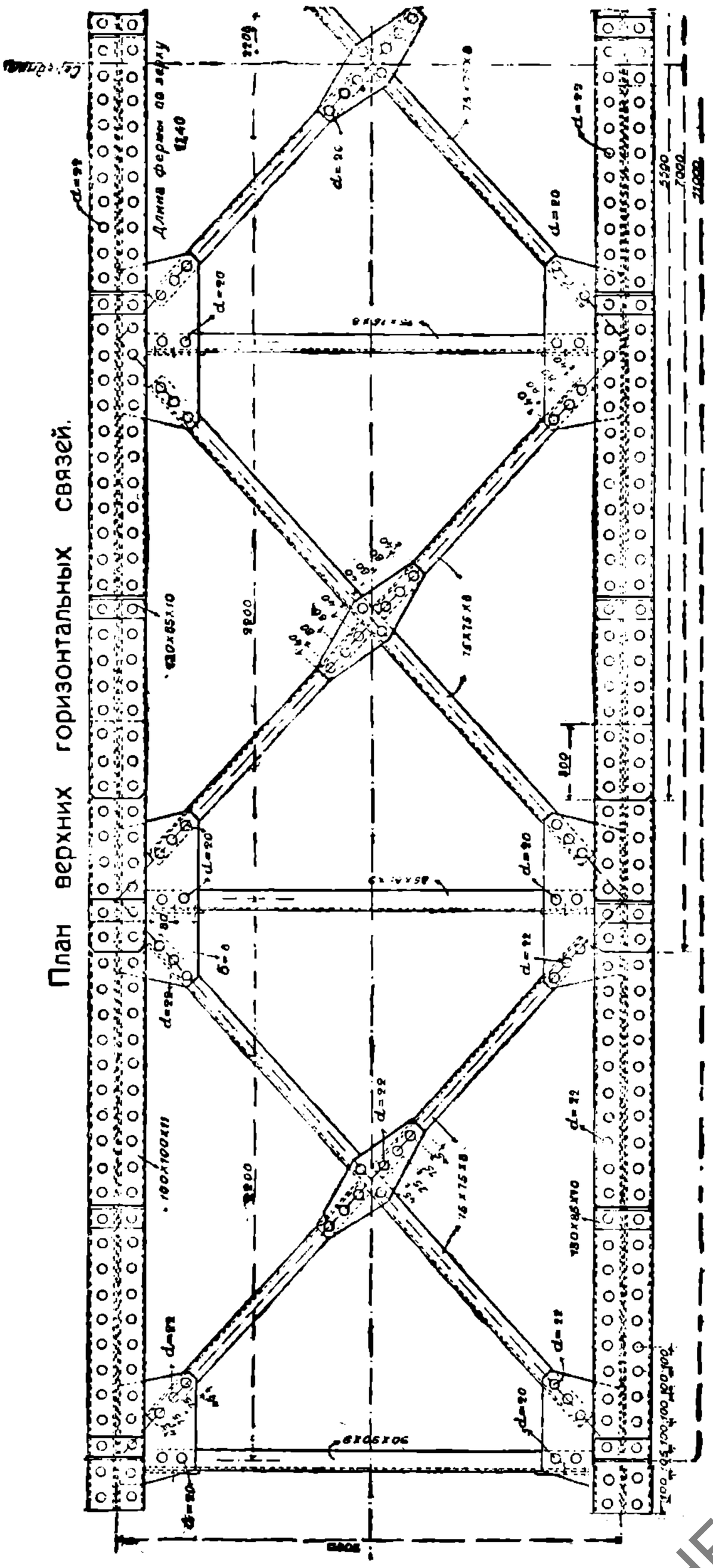
НБ УДУНТ (ДІІТ)


ФАСАД
1100
1100
1100

ширина в рассматриваемом случае равна 4,5 *м*.

Верхняя поверхность быка, как и подферменная площадка устоев, имеет уклоны для стока воды, так называемые сливы.

Поверхности лога под мостом придают правильную форму планировкой, а иногда укрепляют одиночной или двойной мостовой. Нижние части конусов также вымащиваются на высоту 0,5—1,0 *м* выше горизонта подпертых высоких вод.

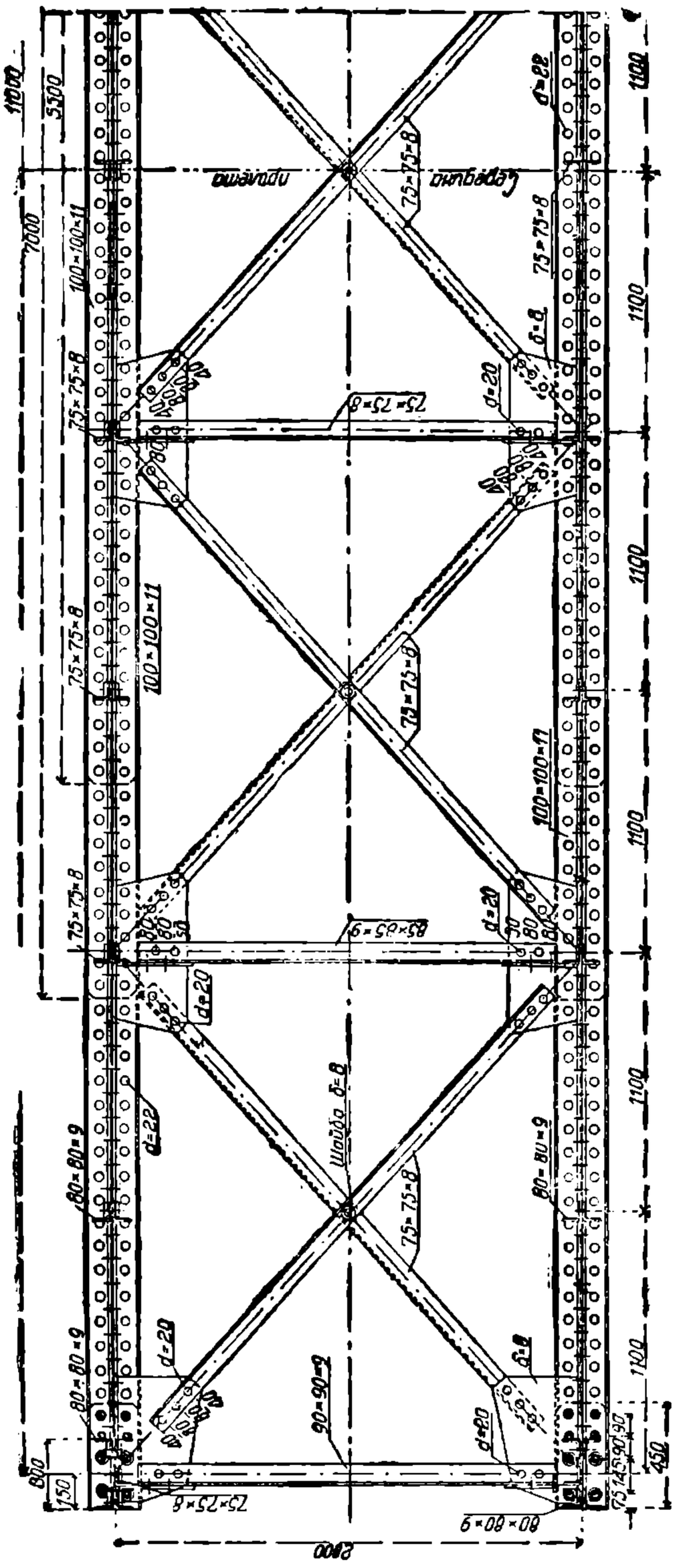


Фиг. 437. Пролетное строение. План верхних связей.

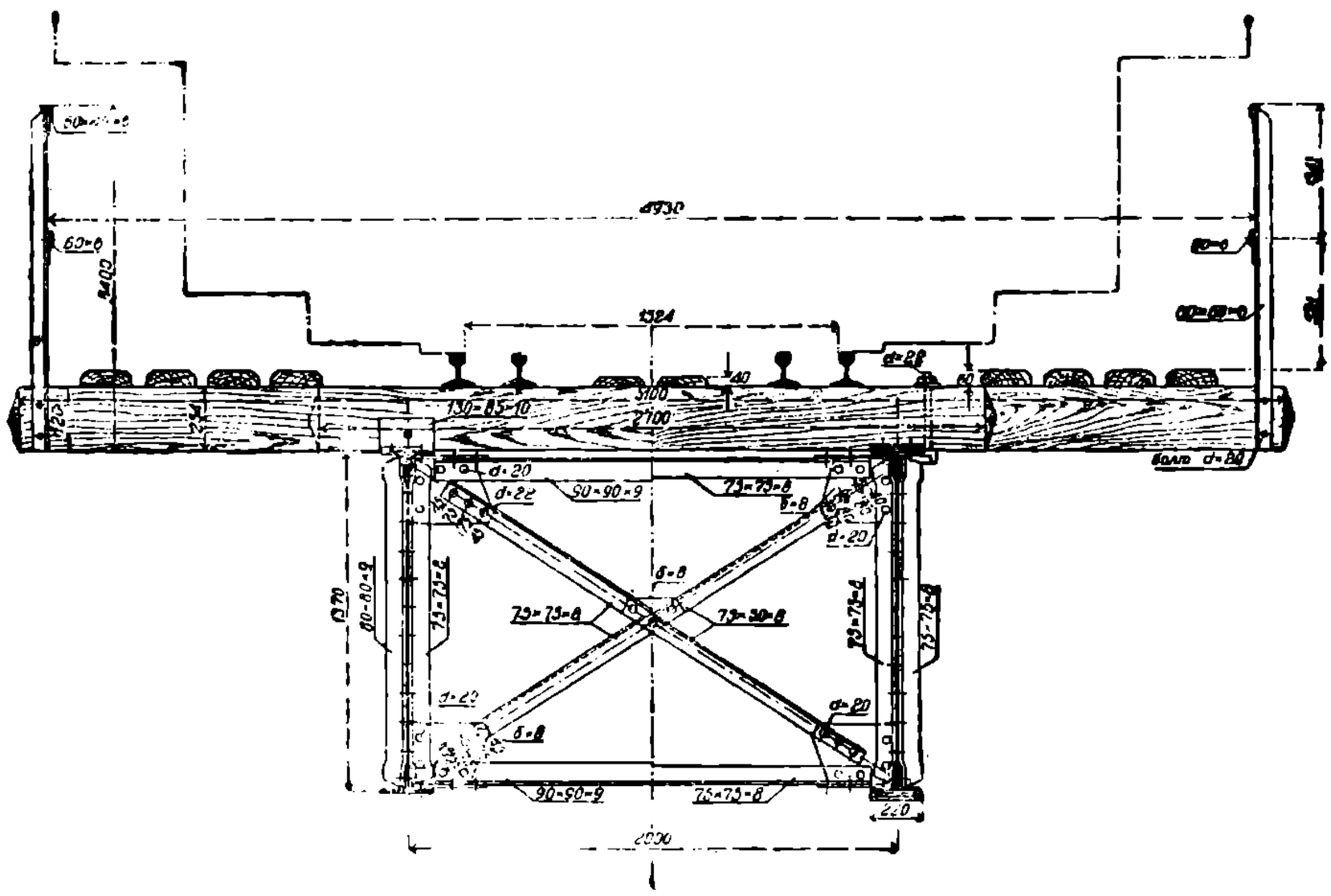
Пролетное строение (фиг. 436 — 439) состоит из двух железных балок, длиною 11,30 *м* и высотою 1,37 *м* со сплошными стенками; балки поставлены на расстоянии 2,0 *м* и соединены в одно пространственное целое горизонтальными связями в плоскости верхних поясов, такими же связями в плоскости нижних поясов и вертикальными связями в 6 плоскостях: двух концевых и 4 промежуточных. По верхним поясам балок на деревянных поперечинах уложено полотно моста или проезжая часть.

а) *Проезжая часть* в существенных чертах одинакова по конструкции с проезжей частью на деревянных мостах. Деревянные поперечины, короткие и длинные, прикрепляются к железным балкам иначе, нежели к деревянным. Часть поперечин прикрепляется наглухо при помощи коротких

уголков, прикрепленных к поясам сверху (фиг. 440 — 441), и болта. Просвет между поперечинами выдерживается не больше 20 *см*; поясные заклепки балок размещаются через 10 — 12 *см* по соображениям, относящимся к конструкции балки. Уголки для прикрепления поперечин должны располагаться так, чтобы их можно было приклепать поясными заклепками, не меняя шага последних. Иногда положение поперечин не совсем совпадает с положением поясных заклепок для прикрепления уголков; в таких случаях прибегают к поворачиванию уголков полкою под поперечину, врубкою уголка в поперечину и т. п. Наглухо прикрепляется одна поперечина из 3 — 4; остальные поперечины укрепляются подвижно при помощи лапчатых болтов (фиг. 441, 442), с целью иметь возможность при устройстве стыка рельсов на мосту передвигать немного поперечины.


1000
5500
7000
100×100×11
75×75×8
75×75×8
d=22
1100
1100
1100
1100
1100
1100
1100
d=20
d=20
d=20

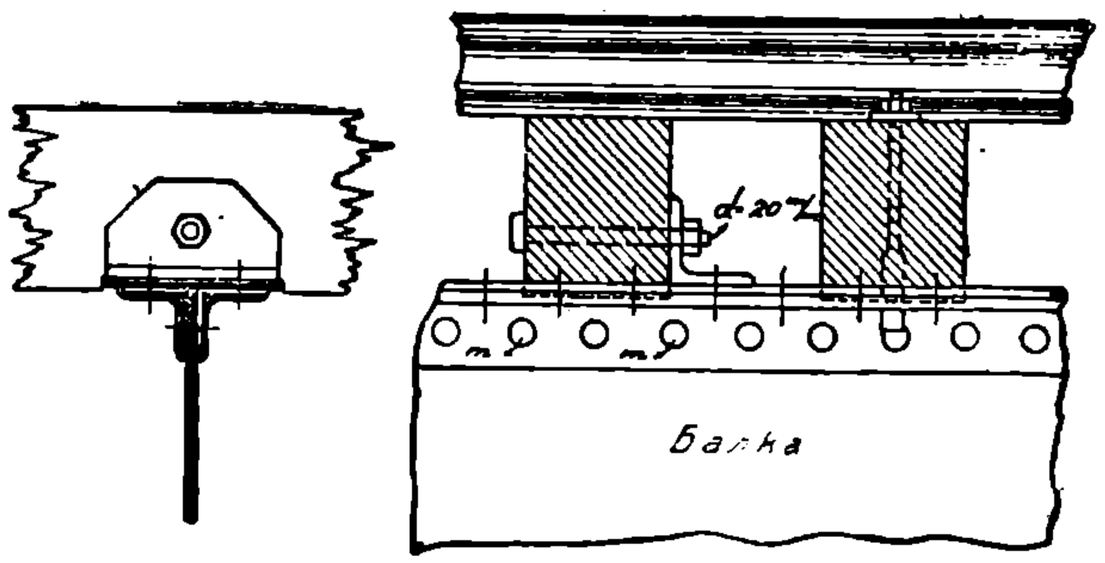
$\times$ 100 $\times$ 11 и по три листа 220 $\times$ 10 *мм*. Вертикальная стенка имеет стык близ середины пролета (фиг. 436). Фермы длиною до 10 *м*, собираются целиком на заводе, где не может быть затруднений с листами в 6 *м* длины при



Фиг. 439. Пролетное строение: поперечные разрезы.

высоте 1,5 *м*. Прокатываются такие листы длиною до 12 *м*. Поясные уголки и листы не имеют стыков.

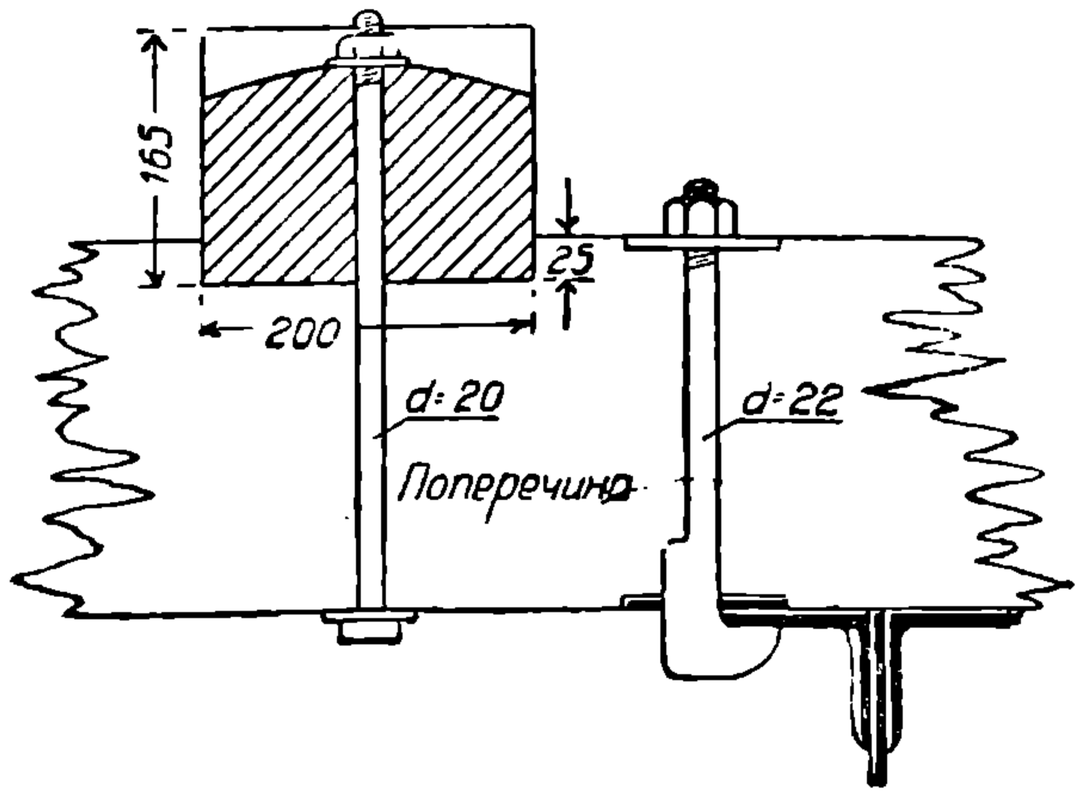
Для предупреждения выпучивания стенка балки усилена вертикальными „уголками жесткости". На конце уголки образуют опорные стойки. Вертикальные связи (фиг. 439) в виде креста нуждаются в вертикальных уголках, идущих по стенке балки; эти уголки (фиг. 438) укрепляют стенку; в добавление к ним поставлено еще по 2 уголка сечением 80 $\times$ 80 $\times$ 9 *мм* в промежутке между вертикальными крестами. Все уголки, укрепляющие стенку (уголки жесткости), видны в разрезе на фиг. 438.



Фиг. 440 — 441. Прикрепление поперечин к балкам

с) *Связи.* — Горизонтальные связи (фиг. 438) представляют собою горизонтальную решетчатую ферму; поясами ее служат пояса главных балок, и напряжения в последних, вычисленные для них как для поясов фермы, суммируются с напряжениями от вертикальной нагрузки. Ферма связей имеет решетку из распорок и диагоналей. Раньше диагонали делались из полосового железа: могли, следовательно, работать лишь на растяжение,

НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 142. Прикрепление поперечин к балкам лапчатым болтом.

вследствие чего на каждую панель ставили две крестообразно; когда ветер дует с одной стороны, действовала одна система раскосов, с другой — другая. Хотя в настоящее время диагонали делают из уголков, способных воспринимать и сжимающие усилия, тем не менее в большинстве случаев по рутине, как и в рассматриваемом примере, ставят по две диагонали. Первую и последнюю распорку ставят над центром опорных подушек. Протяжение между ними разбивают на равные участки, называемые „панелями", так, чтобы длина панели, примерно, равнялась от 1 до 1,5 расстояния между балками; при этом наклон раскосов получается наиболее целесообразным.

Распорки и диагонали связей прикреплены к поясам балок при помощи „фасонных" листов. Фасонный лист (фиг. 443 — 444) прикрепляется поверх поясного уголка на один ряд заклепок; к нему с той и с другой стороны могут быть приклепаны уголки связей. Для прикрепления связей достаточно взять заклепки диаметра 20 *мм*, шаг следует брать около $3^1/_2\,d$, т. е. 70 — 80 *мм*.

Уголковые диагонали нижних связей (фиг. 438) обернуты свободными полками в разные стороны, чтобы избегнуть пересечения их: в перекрестке следует поставить заклепку с прокладкой шайбы; вместо шайбы лучше применить листик на 3 заклепки, как это сделано в вертикальных связях (фиг. 439), — удобней производить клепку.

Диагонали верхних связей все должны быть повернуты свободными полками вниз, чтобы не прорезать полками деревянных поперечин; здесь поэтому одна из диагоналей прерывается, и через другую диагональ концы ее соединяются планкой, так называемой рыбкой (фиг. 437). Планка берется такой ширины, чтобы ее сечение равнялось сечению уголка.

Вертикальные связи (фиг. 439) представляют собою четыреугольные рамки с двумя диагоналями: постановка двух диагоналей, а не одной, имеет тот же смысл, что и в горизон-

Фиг. 443 — 444. Фасонный лист для прикрепления связей.

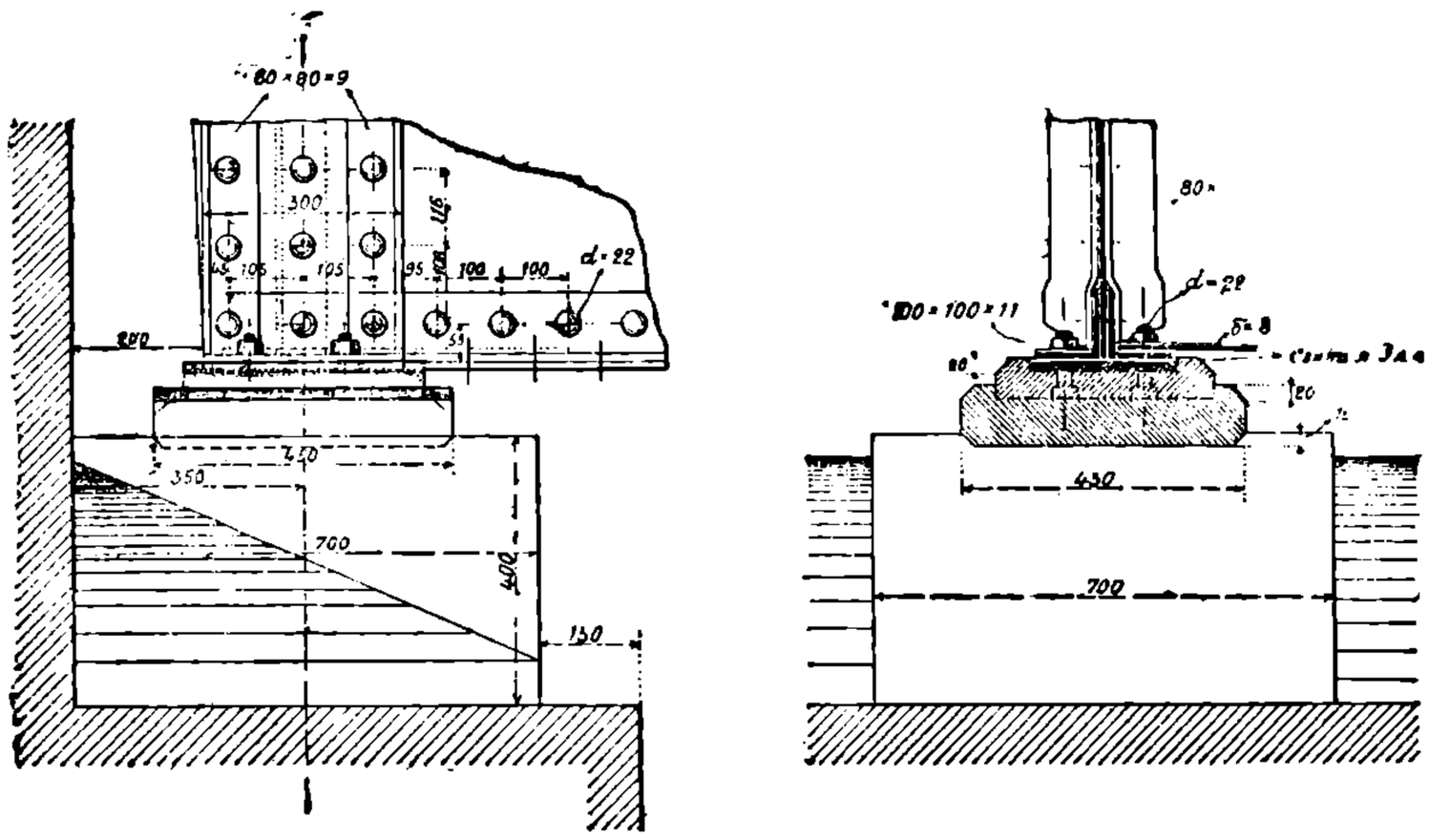
НБ УДУНТ (ДІІТ)

тальных связях; вполне уместно было бы иметь лишь одну диагональ, проверенную на сжатие. Два вертикальных уголка рамки служат вместе с тем уголками жесткости; два горизонтальных уголка рамки служат также распорками горизонтальных ветровых связей; таким образом, для создания вертикальных связей достаточно поставить по одной или по две диагонали.

Из вертикальных крестов при двух системах горизонтальных связей, верхней и нижней, необходимы лишь кресты на концах ферм; промежуточные же не обязательны.

При пролетах до 6,0 *м* можно ограничиться одной верхней системой горизонтальных связей и вертикальными связями под всеми распорками горизонтальных связей.

d) *Опорные части.* — Опорные части предназначены для передачи опорных давлений на устой или бык; для всякой балки, расчитанной как балка, свободно лежащая на двух опорах, одна из опор должна быть



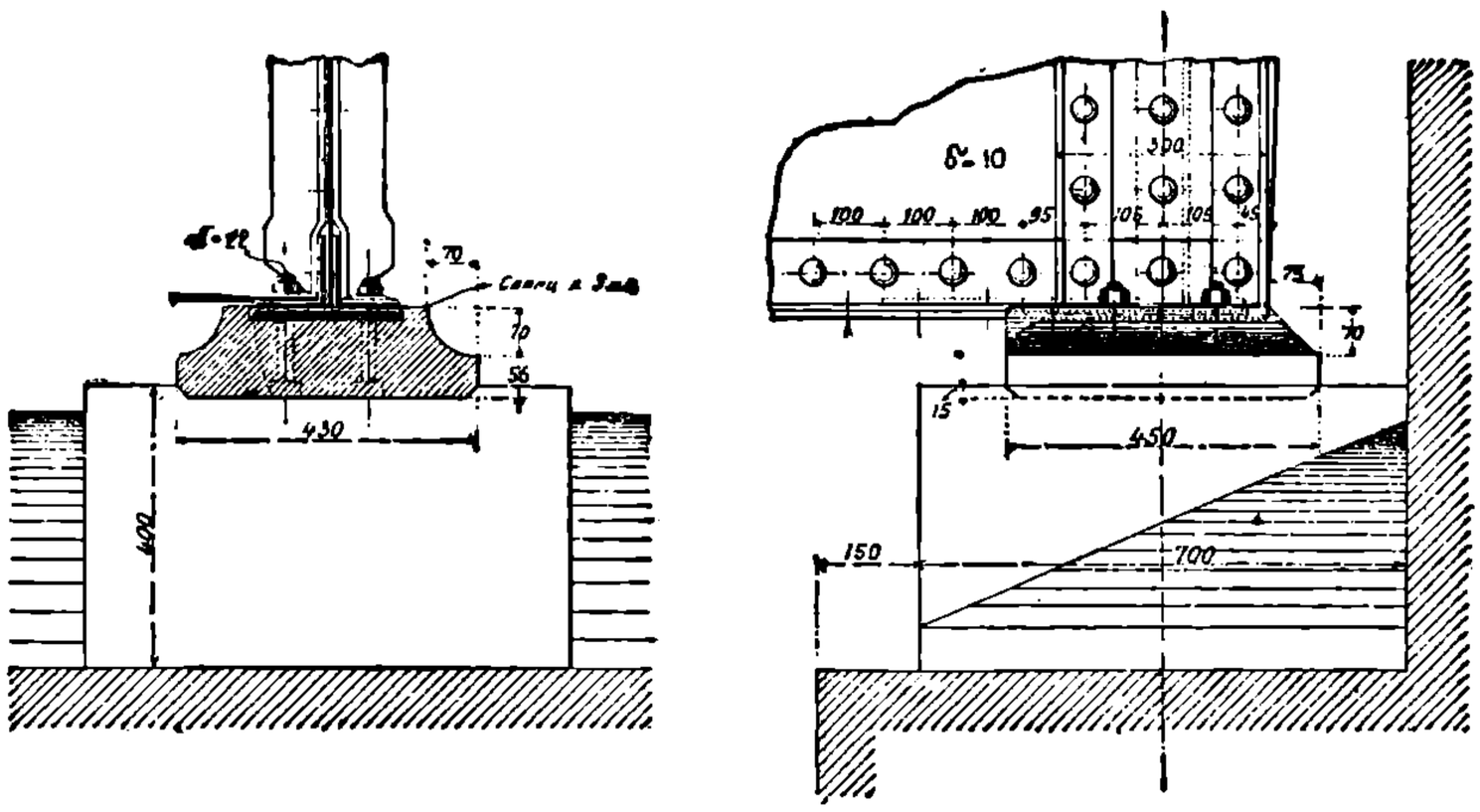
Фиг. 445. Подвижная опора.

подвижной, чтобы не препятствовать перемещениям конца при деформациях балки от действия нагрузки и колебаний температуры; подвижная опора должна, однако, воспринимать без перемещений боковые усилия. Наконец, желательно центрировать опорное давление, т. е. иметь точку приложения его вполне определенной.

Опорные части мостов малых пролетов не всегда удовлетворяют всем этим требованиям. Не удовлетворяют им и опорные части рассматриваемого примера; отступления допускаются ради упрощения конструкции.

Общая конструкция опорных приспособлений видна на фиг. 445, 446. Подвижное опорное приспособление состоит (фиг. 447) из верхней подушки и нижней подушки. Верхняя подушка прикрепляется четырьмя болтиками толщиною 22 *мм* к поясу балок. Нижняя подушка при помощи втаплива-ния на 15 *мм* в подферменник удерживается неподвижно на подферменном камне. Верхняя подушка вставляется в плоскую выемку нижней подушки и при перемещениях конца балки скользит по ней. Боковые реборды нижней подушки удерживают конец фермы от боковых перемещений.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

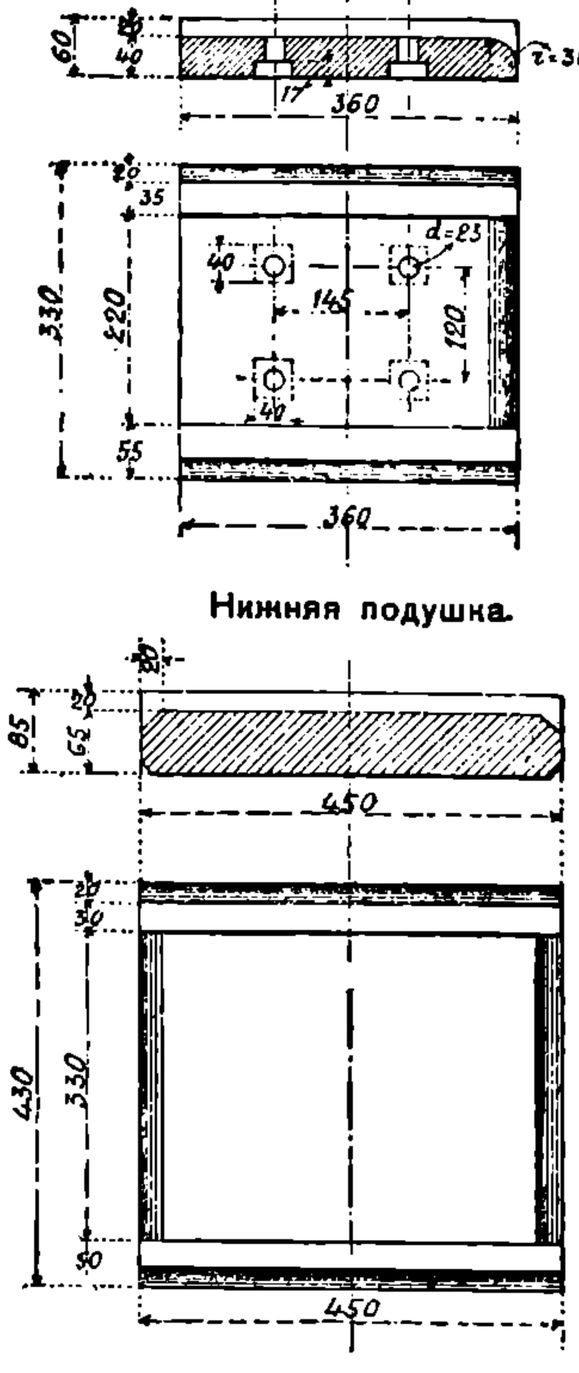


Фиг. 446. Неподвижная опора.

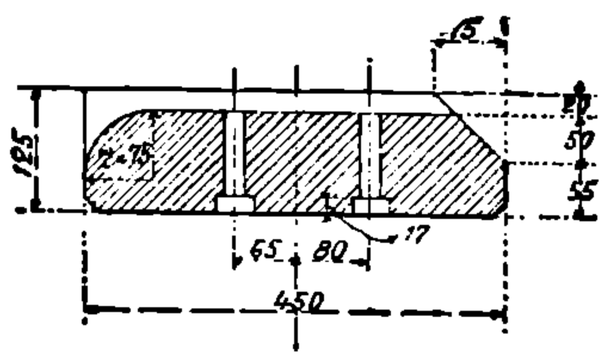
Для равномерного нажима на верхнюю подушку между нею и поясом проложен свинцовый лист толщиною 3 *мм*. А между нижней подушкой и подферменником — слой цементного раствора толщиною 8 *мм*.

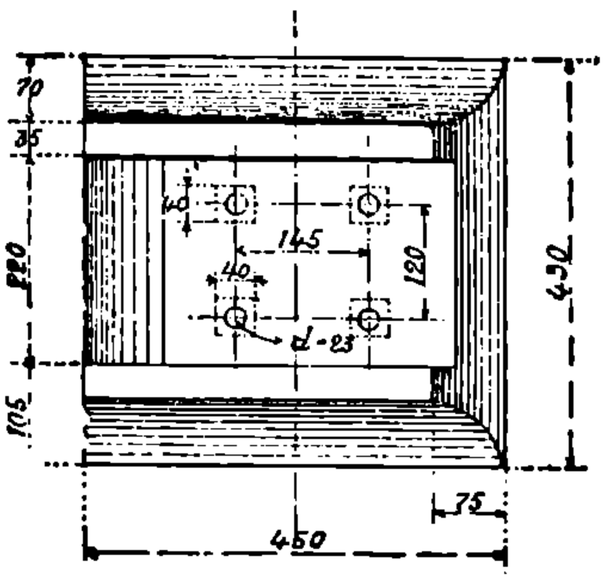
Подушка для *неподвижной* опоры (фиг. 448) имеет толщину такую же, как обе подушки подвижной опоры вместе (105 *мм*). Это сделано с тою целью, чтобы верх подферменников был везде на одном уровне.

Описанная здесь конструкция не дает концентрации давления. При прогибе балка нажимает на край подушек. Этот недостаток легко устранить, сделав нижнюю подушку выпуклой. Более совершенные приспособления приведены ниже.



Фиг. 447. Опорное приспособление подвижной опоры.





Фиг. 448. Подушка неподвижной опоры.

Скользящие подвижные опоры, перемещающиеся с значительным сопротивлением, допускаются у нас при пролетах до 15 *м*; при больших пролетах перемещение должно быть облегчено применением катков.

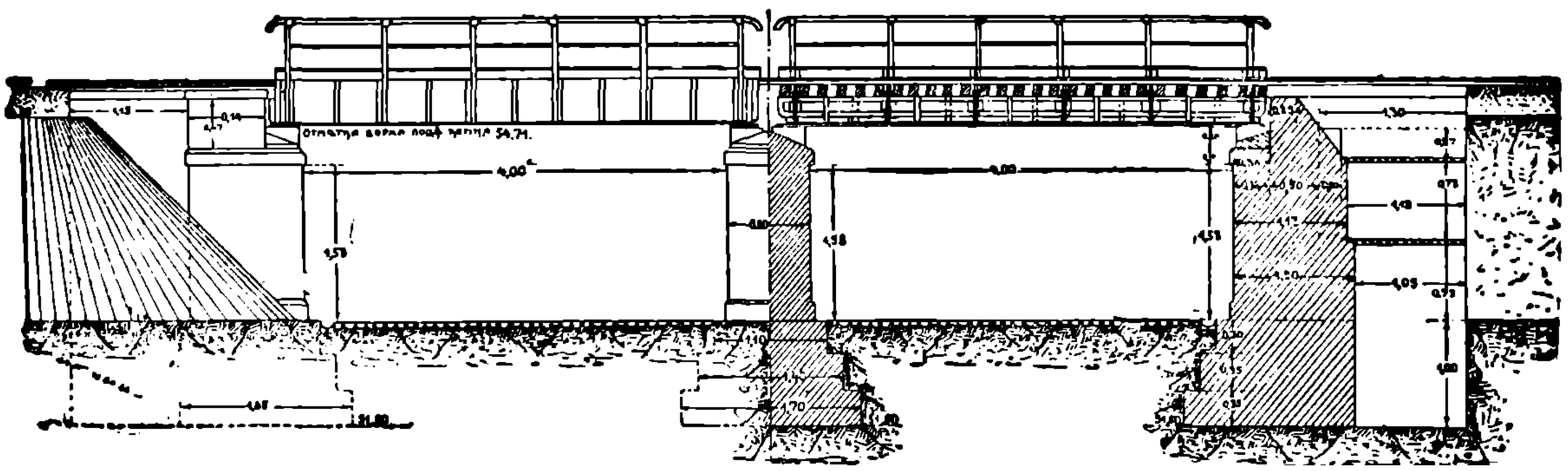
Подферменные камни делаются из твердых морозоупорных камней: гранита, песчаника и пр. Размеры их

НВ УДУНТ (ДІІТ)

определяются по величине опорного давления и по допускаемому напряжению на бутовую кладку. В рассматриваемом случае подферменный камень имеет размер $70 \times 70 \times 40$ *см.*

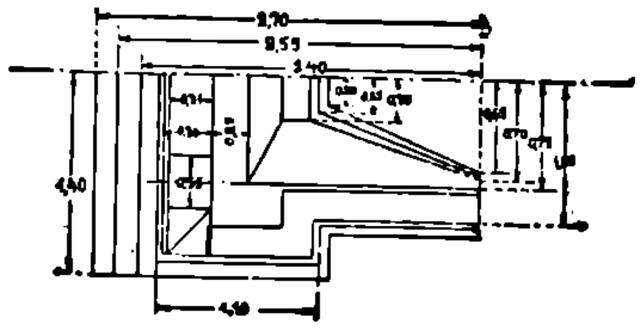
Описанное железное пролетное строение весит (без дерева) 9140 *кг*, или 558 пудов; оно расчитано на старые нагрузки, ныне значительно повышенные.

30. **Пример моста с ездою понизу.**— В тех случаях, когда под мостом необходимо оставить просвет определенной высоты, а путь к мосту идет по насыпи, высота этой последней будет тем меньше, чем меньше расстояние от подошвы рельсов до низа пролетных балок, т. е. чем меньше *конструктивная высота* пролетного строения. Одним из средств уменьшить



Фиг. 449. Ж.-д. мост с ездою понизу.

конструктивную высоту является расположение проезжей части по низу главных балок.



Фиг. 450. Устой: план.

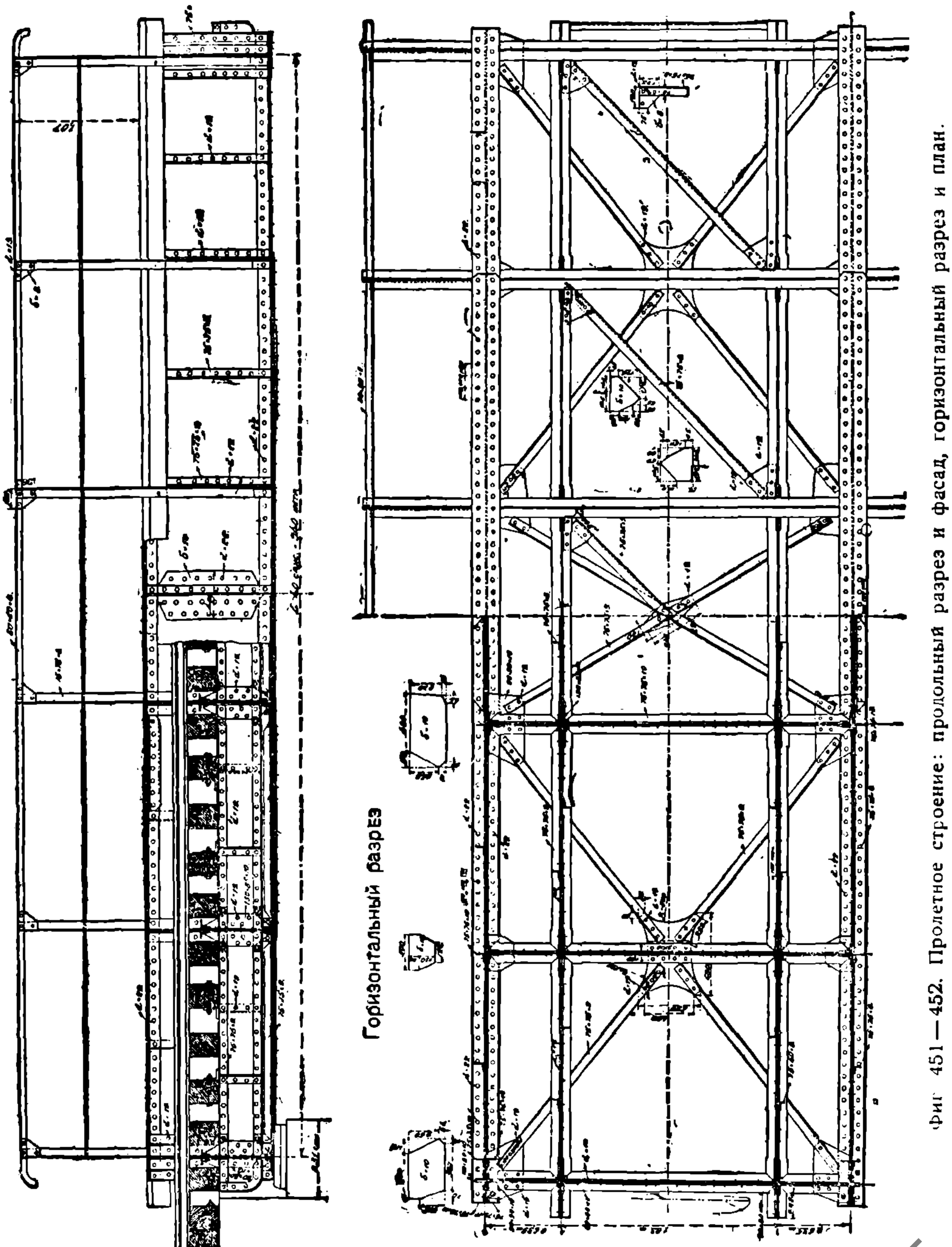
Общая конструкция моста с ездою понизу представлена на фиг. 449. Отверстие моста разбито на 2 пролета по 8,54 $м = 4{,}0$ саж. в свету; каждый пролет перекрыт двумя балками, расположенными в расстоянии 3,10 *м* друг от друга; между главными балками вклепаны поперечные; между последними — продольные, на которых лежат деревянные поперечины с полотном моста.

Вследствие более значительного расстояния между балками устои в пределах передней стенки уширены, задняя же их часть оставлена узкой, как при езде поверху (фиг. 450). В остальном устой подобен устою предыдущего примера. Что касается быка, то в виду перекрытия мощеной дороги (путепровод), а не водного потока ему придана в плане форма четыреугольника.

Подробные чертежи пролетного строения представлены на фиг. 451—453 в фасаде, продольном разрезе, плане и поперечном разрезе. Расчетный пролет или расстояние между осями опорных стоек главных балок равно 9,40 *м*. Эта длина разбита на 5 панелей длиною 1,90 *м*, кроме средней панели, длина которой 1,80 *м*. На этих расстояниях друг от друга вклепаны поперечные балки высотою 600 *мм*, т. е. около $^1/_6$ пролета (3,10 *м*).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Поперечные балки (фиг. 453) опущены на нижний пояс главных балок; каждый конец поперечной балки прикреплен к главной двумя вертикаль-



Фиг. 451—452. Пролетное строение: продольный разрез и фасад, горизонтальный разрез и план.

ными уголками, протянутыми во всю высоту главных балок и охватывающими вертикальный лист поперечной балки; соединение сделано заклепками $d = 22$ *мм*.

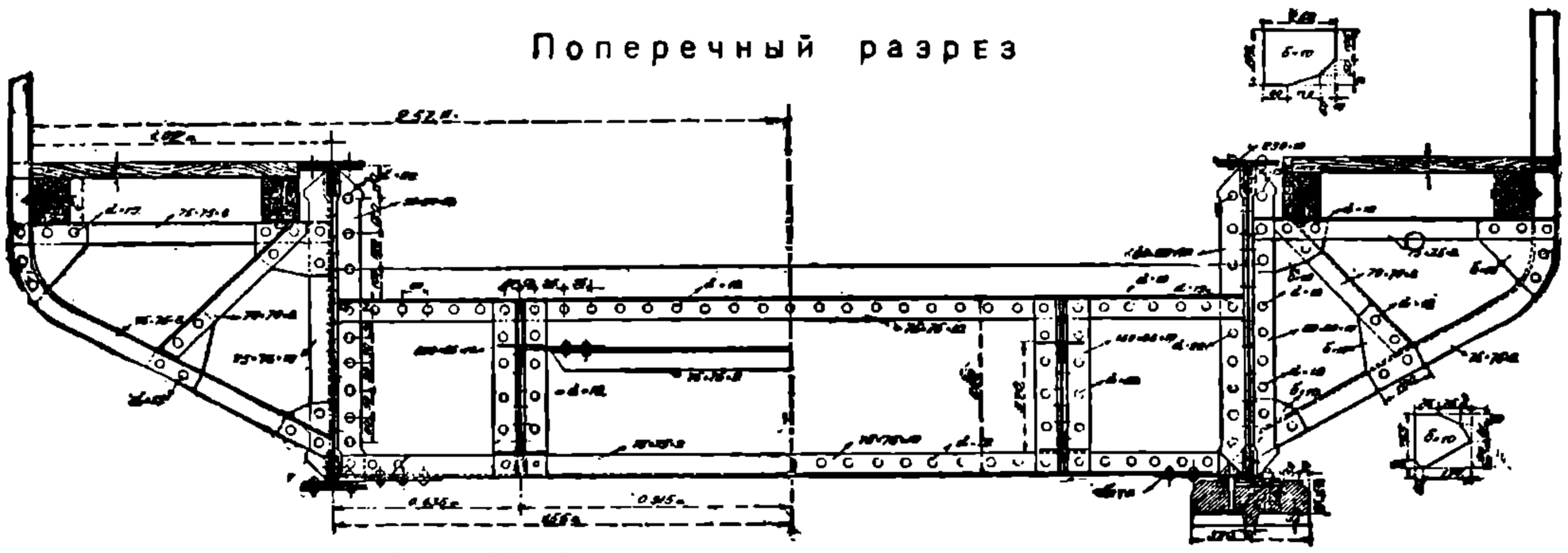
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Между поперечными балками вставлены продольные балки, находящиеся на расстоянии 1,83 *м* друг от друга. Высота продольных балочек 370 *мм*; поясные уголки взяты наименьшего допускаемого для таких частей моста сечения: $75 \times 75 \times 9$. Балки приклепаны своими концами к поперечным при помощи неравнобоких уголков $130 \times 85 \times 10$; такие уголки взяты в виду того, что при незначительной высоте продольной балочки требуемое количество заклепок в один ряд не помещается; широкая полка дает возможность поставить два ряда (фиг. 451). Уголки продолжены во всю высоту поперечных балок и служат им уголками жесткости. Продольные балки снабжены такими уголками в свою очередь.

В клетке, получающейся между парой продольных и поперечных балок (фиг. 452, план), поставлены диагонали в уровне верхних поясов продольных балок (фиг. 453). Назначение этих диагоналей довольно загадочное, их следует убрать.

Для перехода на устой на продолжении продольных балок приделаны консоли.

Между главными балками в плоскости их нижних поясов имеются горизонтальные связи; диагонали связей пересекаются под поперечной



Фиг. 453. Пролетное строение: поперечный разрез.

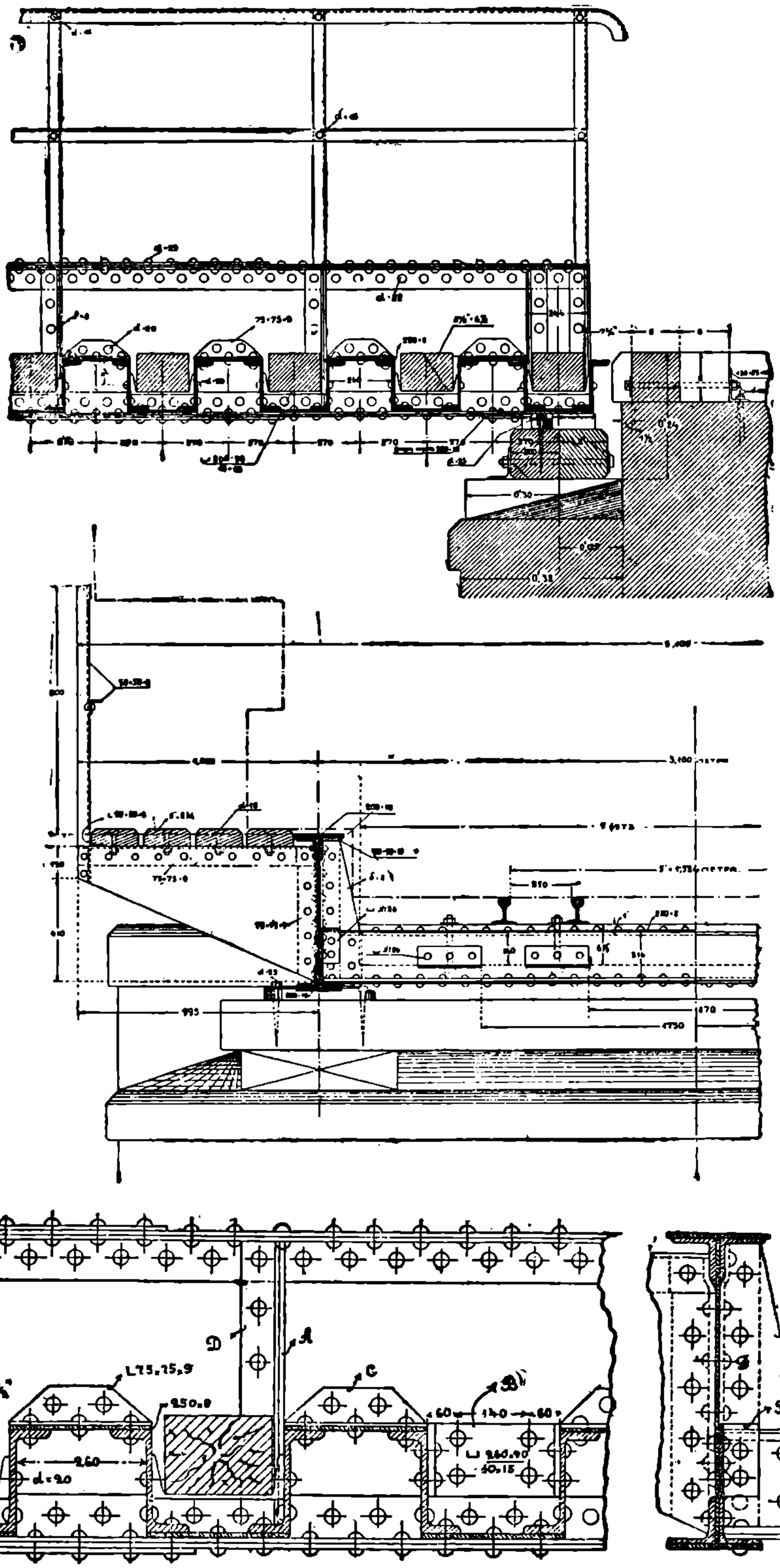
балкой, вследствие чего каждую из диагоналей пришлось прервать и соединить четыре их конца особой планкой (фиг. 452).

Для постановки перил, расстояние между которыми по габариту должно быть не меньше 4908 *мм* (теперь 4900) и для устройства настила, необдимого для сторожа при проходе поезда, пришлось устроить консоли (фиг. 453), прикрепленные против поперечных балок. Нижний уголок консоли подымается вверх и образует стойку перил. На консолях уложены два прогона и на них поперечный настил.

Опорные приспособления того же типа, что и в предыдущем примере.

Примененная в данном случае система проезжей части из поперечных и продольных балок не дает еще наименьшей конструктивной высоты. В этом отношении выгодней так называемая американская проезжая часть, состоящая из волнистого клепаного настила. На фиг. 454 — 457 представлена конструкция такой проезжей части. На нижние пояса главных балок, на-

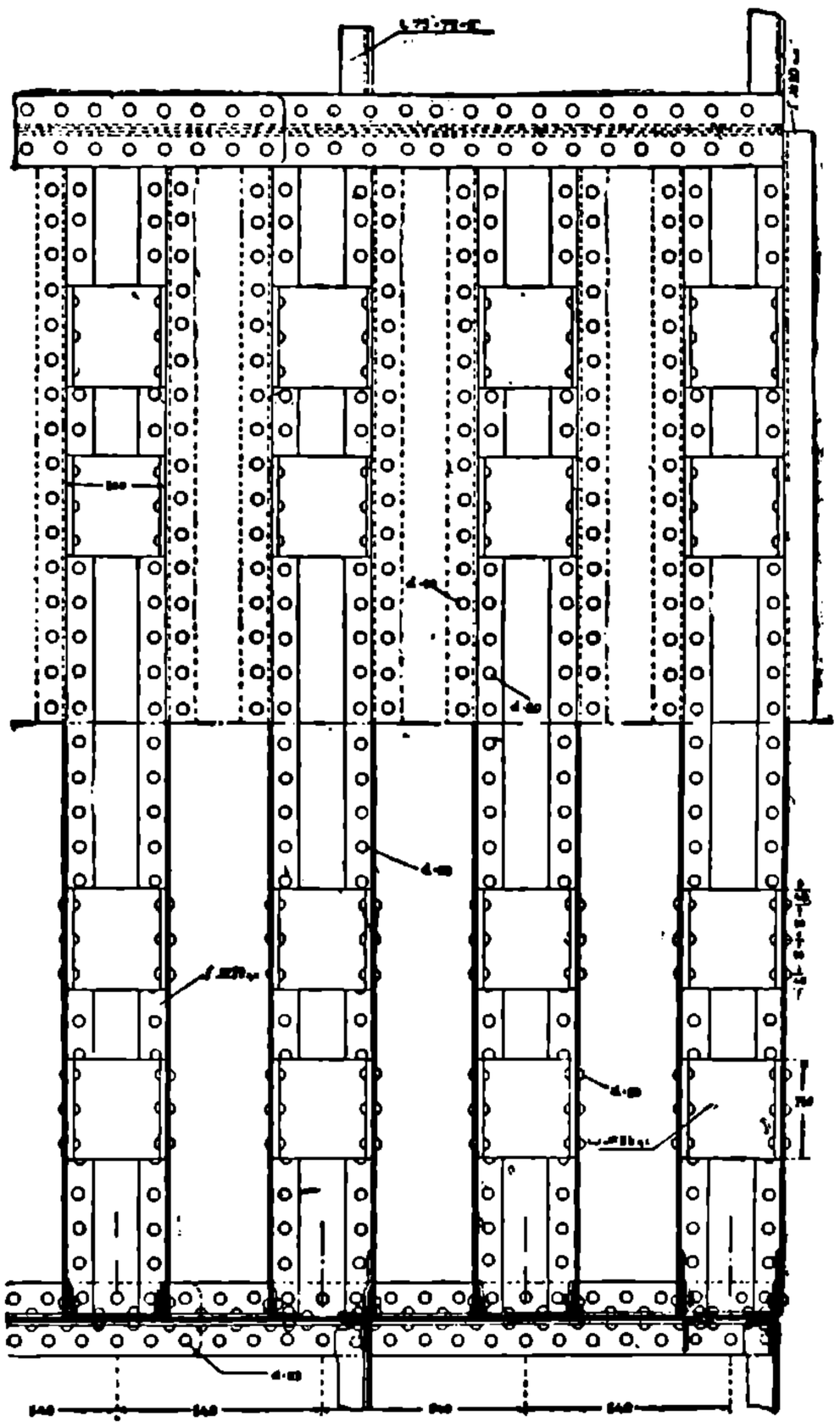
НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 454—456. Американская проезжая часть: продольный разрез, поперечный разрез, детали разрезов.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ходящихся в данном случае на расстоянии 3,10 *м* друг от друга, уложен сплошной железный настил, состоящий из зетов, высотою 200 *мм*, и горизонтальных листов, соединяющих зеты в волны. Ширина волны 540 *мм*; каждая волна образует как бы поперечную балку. Высота волны 216 *мм*; расстояние от верха подферменного камня до подошвы рельса 0,50 *м*, а если выбросить мауэрлаты под опорными подушками, применение которых не обязательно, то расстояние уменьшится до 0,30 *м*; меньшую высоту получить уже трудно.

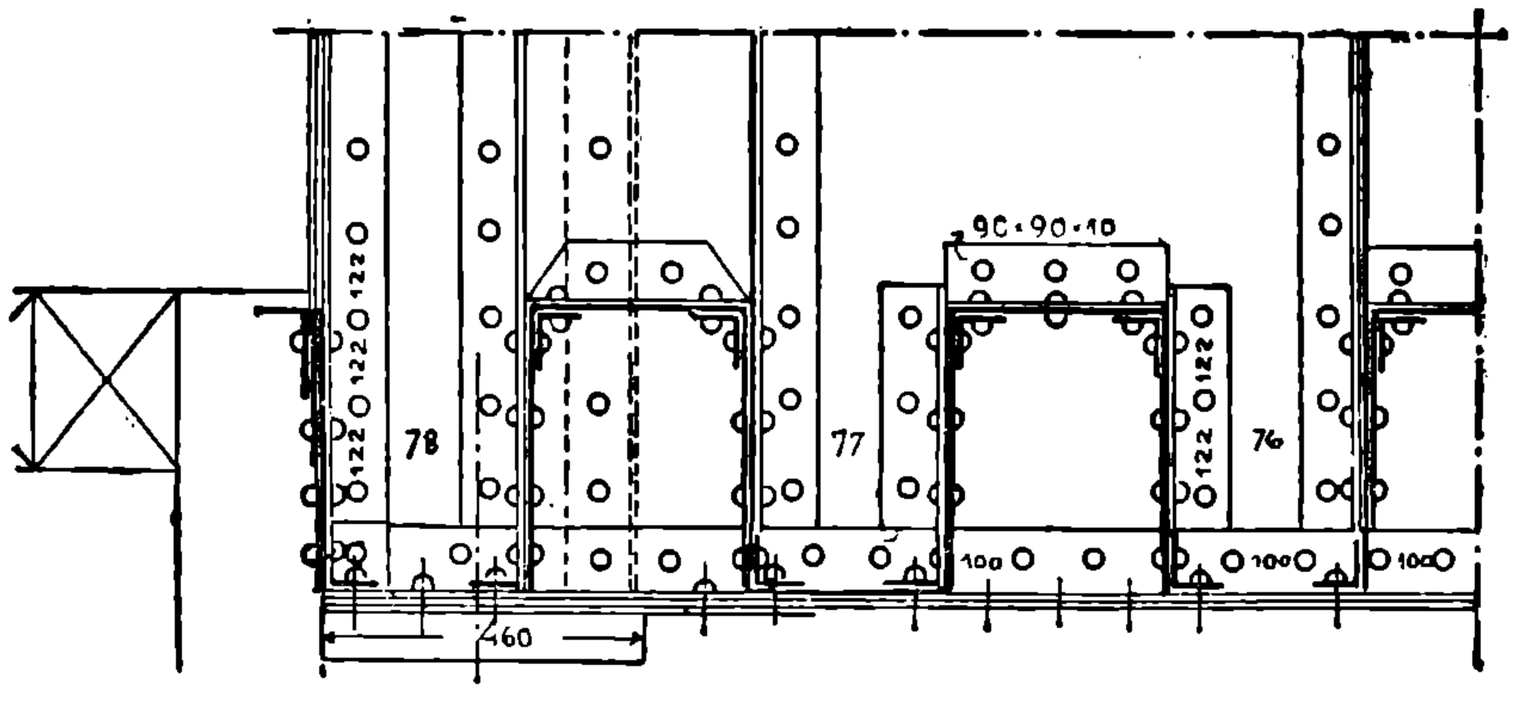


Фиг. 457. Американская проезжая часть: план.

Концы волн нижней частью приклепываются поясными заклепками главных балок; выбор шага поясных заклепок должен быть поэтому согласован с профилем и составом сечения волн. На концах пролетного строения должны приходиться впадины волн, чтобы устроить переход с него на устои.

Боковые стенки волн приклепываются к стенкам главных балок (фиг. 457, в плане) при помощи уголков, служащих одновременно уголками жесткости, или при помощи отрезков *B* корытного железа (фиг. 456), с размерами которого по сортаменту также согласуется шаг волны.

Наконец, верхние листы волн прикрепляются короткими уголками *C* (фиг. 456).



Фиг. 458. Волнистый клепаный настил из уголков и листов.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для укрепления верхнего пояса балок против выпучивания поставлены через 2 волны консольные вертикальные листы *A* (фиг. 456).

Рельсы укреплены на деревянных поперечинах; последние уложены внутрь волн и поддерживаются особыми подвесками, поставленными по две под каждым рельсом; подвески представляют собою отрезки корытного железа. Поперечины возвышаются над настилом на 25 *мм*, чтобы подошва рельсов не задевала головок заклепок.

На фиг. 458 изображен настил, состоящий из листов и уголков; волны имеют бóльшую высоту в зависимости от бóльшего расстояния между главными балками.

31. Мост с баластным полотном. — Один из недостатков мостов с железным пролетным строением заключается в том, что на мосту нарушается однообразие устройства пути: путь с баласта переходит на полотно иной конструкции. Проход поезда по мосту сопровождается значительным шумом, легкое пролетное строение сильно дрожит; отсутствие сплошной выстилки позволяет падать в пролет моста горящим угольям из паровоза, каплям масла и т. п.

Когда мост находится в пределах поселения, когда под ним пролегает дорога с оживленным движением, когда, наконец, желают улучшить технические качества сооружения, прибегают к устройству полотна на баластном слое со шпалами.

Такие мосты имеются и на русских железных дорогах, но мы приведем в качестве примера немецкий[1]) проект с целью познакомить с приемами конструирования, применяемыми за границей. Ограничимся лишь рассмотрением пролетного строения.

Мост с ездою понизу; пролет между осями опорных стоек 15,0 *м*; он подразделен поперечными балками на 8 панелей длиною 1,875 *м* (фиг. 459); расстояние между главными балками 3,6 *м*; по середине ширины моста между поперечными балками вклепана одна линия продольных балок (фиг. 459, 460). Получающиеся клетки перекрыты лотками, представляющими собою выпуклые вниз листы железа с плоскими кромками, которыми листы приклепываются всеми четырьмя сторонами к поясам балок. В продольном и поперечном разрезах и в плане лотки видны на фиг. 459 — 460. Отдельно приводим его на фиг. 461.

На полученном таким образом сплошном настиле насыпается баласт и укладывается обычным порядком железнодорожный путь.

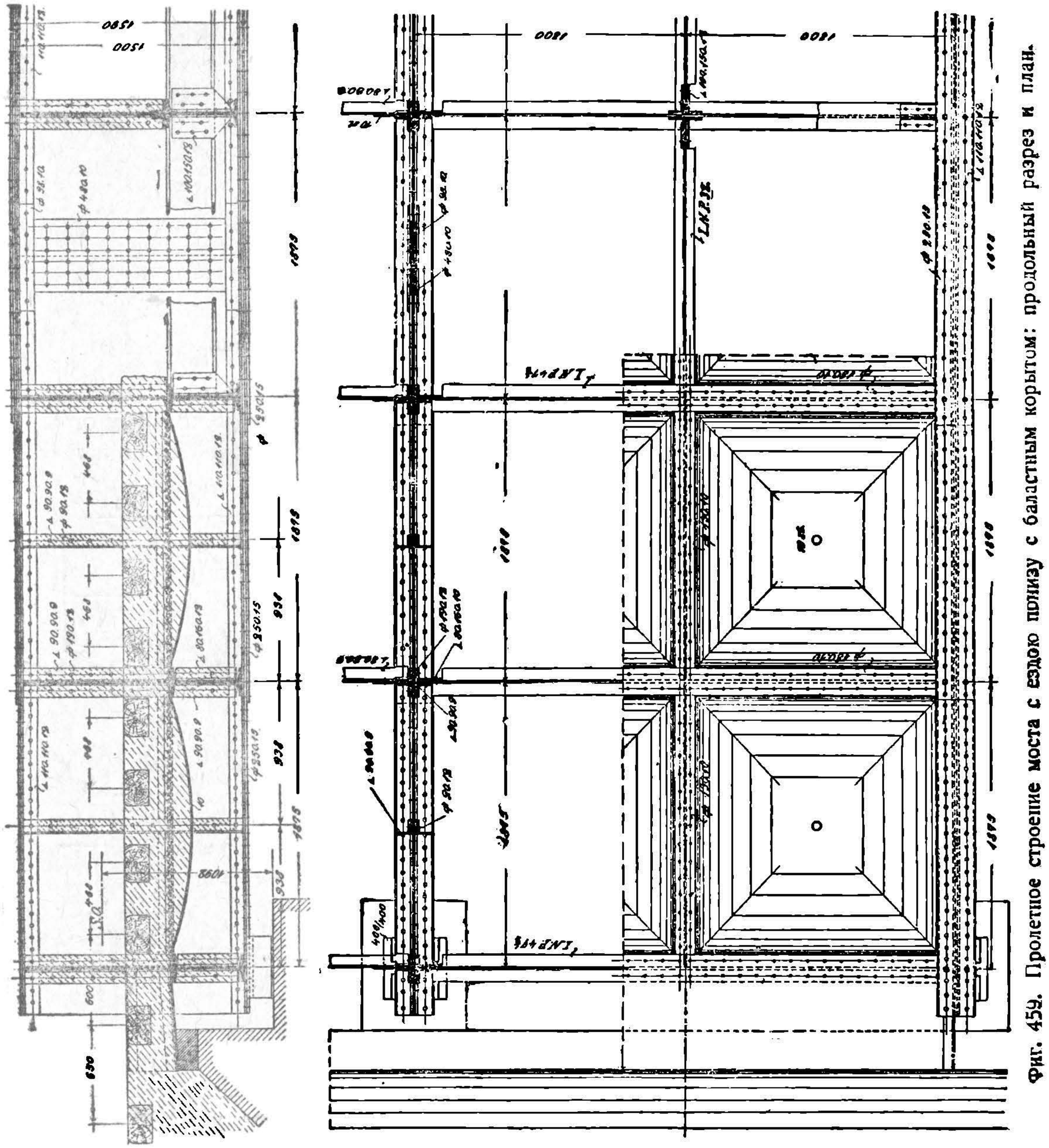
При более детальном рассмотрении конструкции можем отметить следующее.

Главная балка имеет полную высоту 1590 *мм*. Она состоит из вертикального листа 1500×15, четырех уголков $110 \times 110 \times 12$ и 6 листов 250×15. Вертикальный лист имеет 2 стыка на третных сечениях пролета, перекрытые каждый парой накладок высотою 1280, сечением 480×10 *мм* и двумя узкими (98×10) планками, расположенными по полкам уголков. Поясные уголки имеют стыки около середины пролета; горизонтальные

[1]) *Johannes Schwengler*, Eisenbahn-Balkenbrücken, Berlin, 1913.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

листы обрываются на известных местах в зависимости от уменьшения моментов изгиба, одна лишь пара протянута во всю длину балки и имеет стыки около середины пролета. Составные части склепаны заклепками



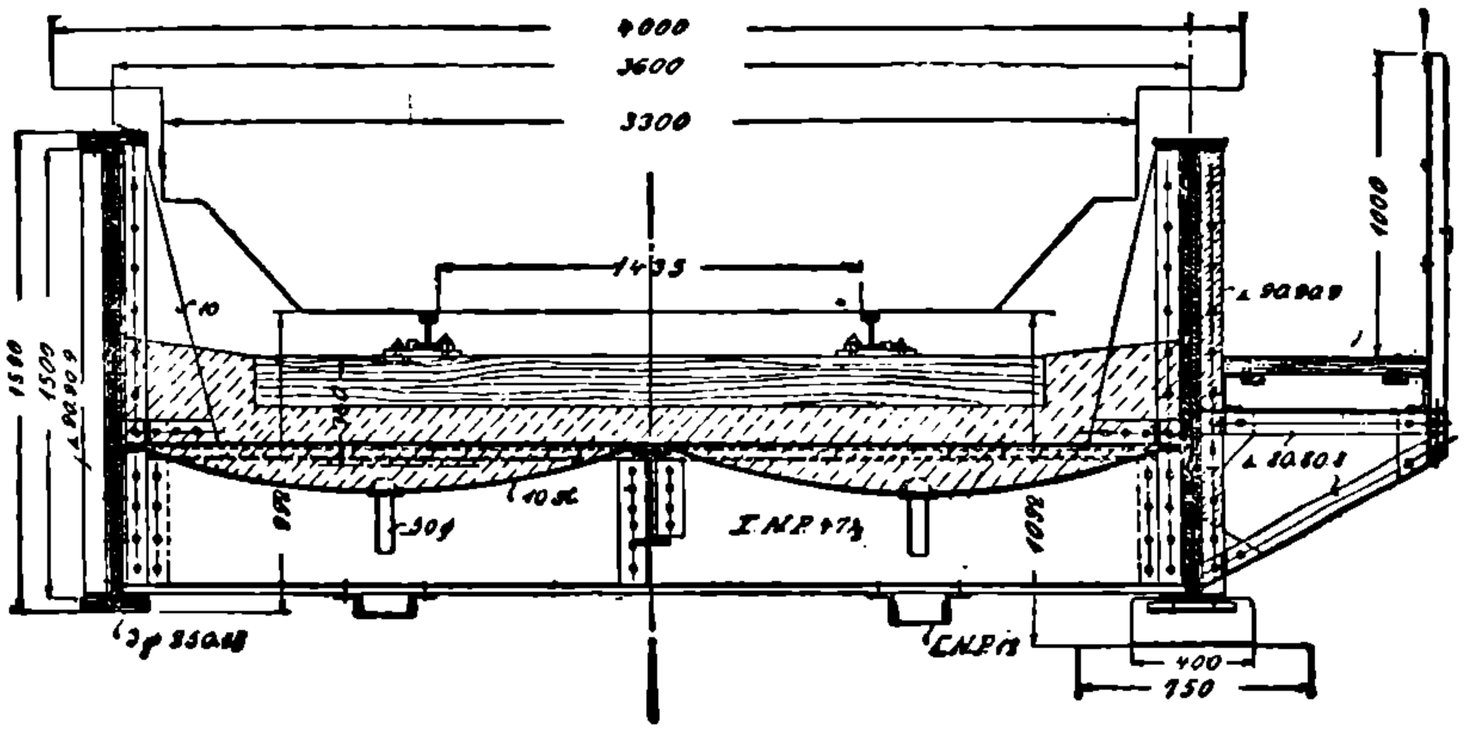
Фиг. 459. Пролетное строение моста с ездою понизу с балластным корытом: продольный разрез и план.

$d=23$ *мм*, причем шаг заклепок у конца балки равен 80 *мм*, к середине ее увеличивается до 150 *мм* в зависимости от поперечной силы.

Кроме уголков, прикрепляющих поперечные балки, стенки главных балок усилены уголками жесткости: все эти уголки положены на прокладках

НБ УДУНТ (ДІІТ)

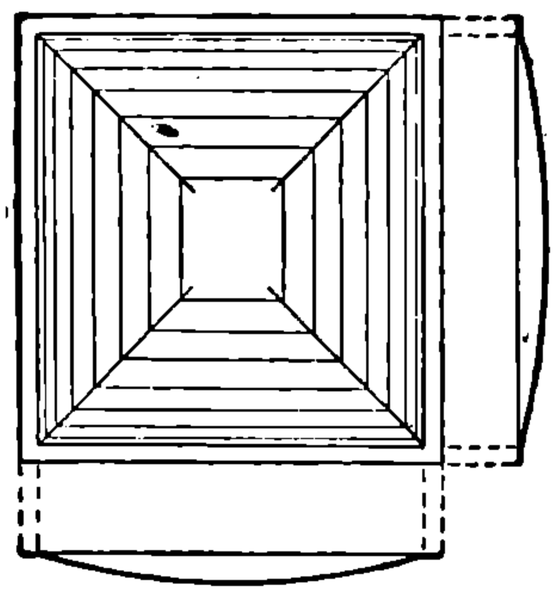
(заштрихованы), чтобы избегнуть высадки концов. Положение уголков, укрепляющих стенки, видно на фиг. 459 и 460. Особой опорной стойки не сделано.



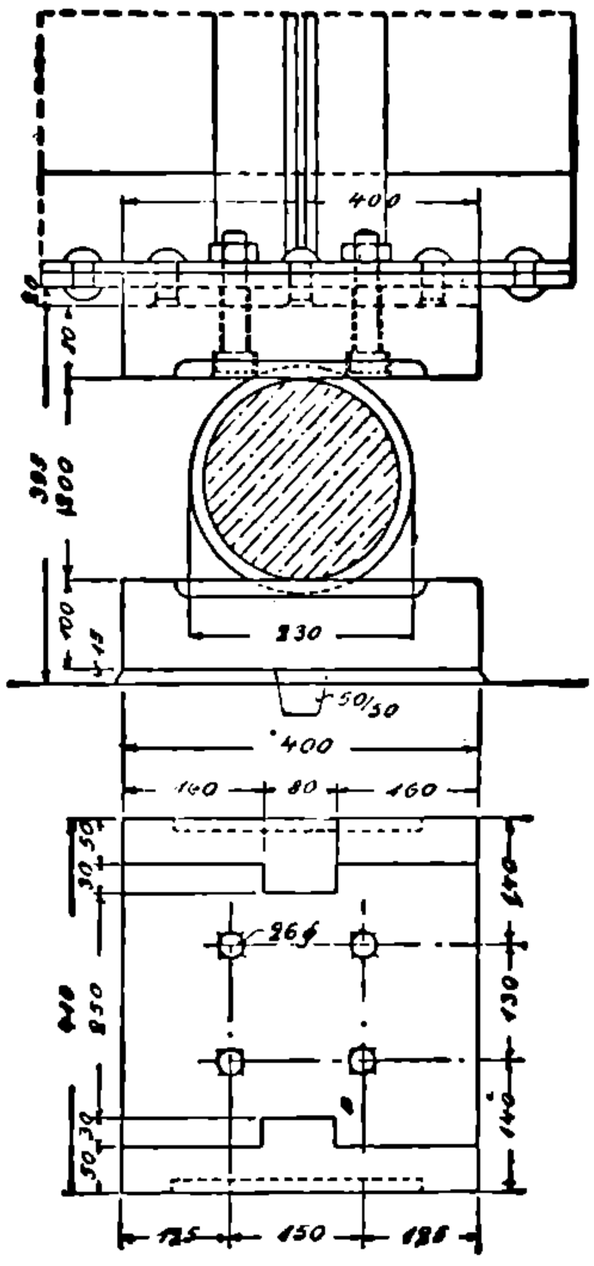
Фиг. 460. Пролетное строение моста с ездою понизу с балластным корытом: поперечный разрез.

Поперечные балки прокатные, высотою 475 *мм*; нижними полками они поставлены на нижние поясные уголки главных балок (фиг. 460) и приклепаны с одной стороны уголком $90 \times 90 \times 9$, с другой — $160 \times 80 \times 10$, чтобы увеличить количество заклепок. Верхние полки поперечных балок срезаны для пропуска уголков прикрепления. Выше поперечной балки один уголок продолжен до верха главной балки, другой, неравнобокий, заменен равнобоким и тоже продолжен до верха; между ними зажат консольный треугольный лист, укрепляющий верхний сжатый пояс главной балки против выпучивания; консольный лист внизу обжат уголками и прикреплен к поперечной балке.

Продольные балки тоже прокатные, высотою 320 *мм*; концы их приклепаны к поперечным балкам при помощи двух неравнобоких уголков $150 \times 100 \times 12$, из которых один продолжен во всю высоту поперечной балки для укрепления ее стенки. Полки продольных балок поставлены на одном уровне с полками поперечных балок, как то требуется для прикрепления лотков.



Фиг. 461. Лоток.



Фиг. 462. Подвижная опора.

Лотки имеют толщину 10 *мм*; стрелка провеса около 15 *см*, т. е. около $^1/_{12}$ ширины лотка; ширина кромок около 60 *мм*, лотки прикреплены заклеп-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ками 16 *мм*. Чтобы прикрыть швы между лотками от проникания влаги, поверх полок положены полосовые накладки по всем поперечным и продольным балкам. Для прикрепления лотков к стенкам главных балок последние снабжены на соответственной высоте горизонтальными уголками (фиг. 460).

При переходе с пролетного строения на устой промежуток между устоем и крайней поперечной балкой перекрыт плоским железом с напуском на кладку устоя; с боков баласт поддерживается низкими продольными стеночками.

Неподвижная опора балки закреплена на подушке (фиг. 459); подвижная опора (фиг. 462) состоит из двух подушек и катка между ними. Каток снабжен ребордами, удерживающими фермы от бокового перемещения. Верхняя подушка на ее верхней стороне имеет впадину с боковыми прямоугольными выступами; в этой впадине помещается опорный лист толщиною 20 *мм*, который выступами сцепляется с подушкой, а заклепками с потайными головками прикреплен к ферме. Кроме того, верхняя подушка прикреплена к балке болтами $d = 26$ *мм*.

Баласт пропускает дождевую воду, которая собирается в углубления лотков; для отвода ее в каждом лотке сделана дыра, ведущая в короткую вертикальную трубку; из трубки вода попадает в корыто, прикрепленное ниже поперечных балок. Корыто отводит воду к опорам, где она спускается вниз трубками.

32. Путепроводы. — Этот вид мостов чаще всего дает повод применять как расположение ездового полотна понизу, так и устройство его на баластном слое. При компановке путепровода нередко случается, что промежуточных опор нельзя ставить, не нарушая правильности и удобств движения на пересекаемом пути, напр., улице, шоссе с оживленным движением и т. п. Но и в том случае, когда строитель находит возможным воспользоваться промежуточными опорами, им надо придавать возможно меньшую ширину, чтобы уменьшить стеснение пересекаемого пути. В этих случаях при устройстве железного пролетного строения находят применение металлические промежуточные опоры.

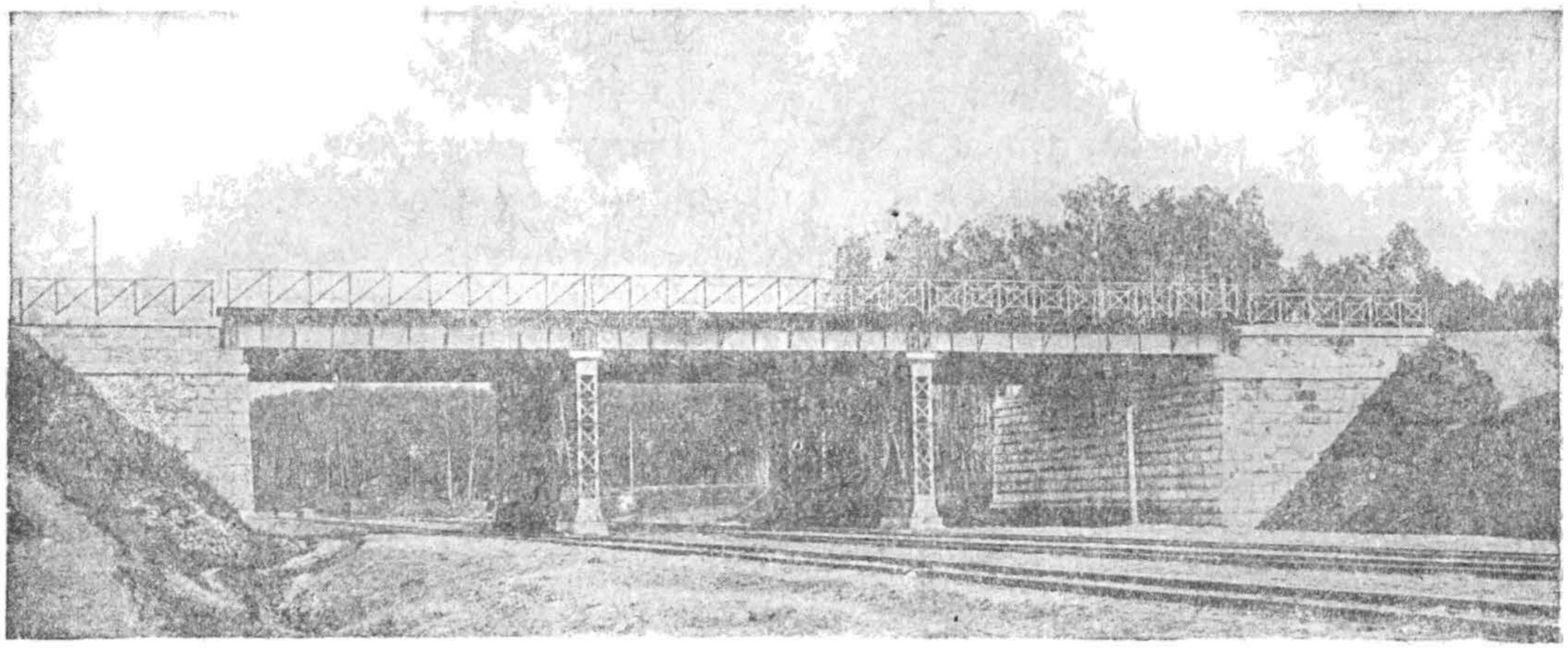
Общий вид одного из многочисленных путепроводов, построенных на Московской окружной железной дороге, представлен на фиг. 463. Путепровод построен для пропуска путей Московско-Казанской железной дороги над путями окружной дороги. Общий просвет путепровода, равный 14,91 саж., считая между гранями каменных устоев, разбит на три равных пролета постановкой промежуточных железных опор в виде широких колонн, укрепленных нижними концами к каменным фундаментам; на верхних свободных концах колонн при помощи опорных приспособлений покоятся концы ферм, имеющих расчетную длину 10,62 *м*. Пролеты перекрыты разрезными балками.

Проезжая часть устроена на системе продольных и поперечных балок, вклепанных между главными балками (езда понизу).

Устои моста (фиг. 464) относятся к типу устоев с обратными стенками, с сущностью которых мы уже знакомы. В данном случае они отличаются

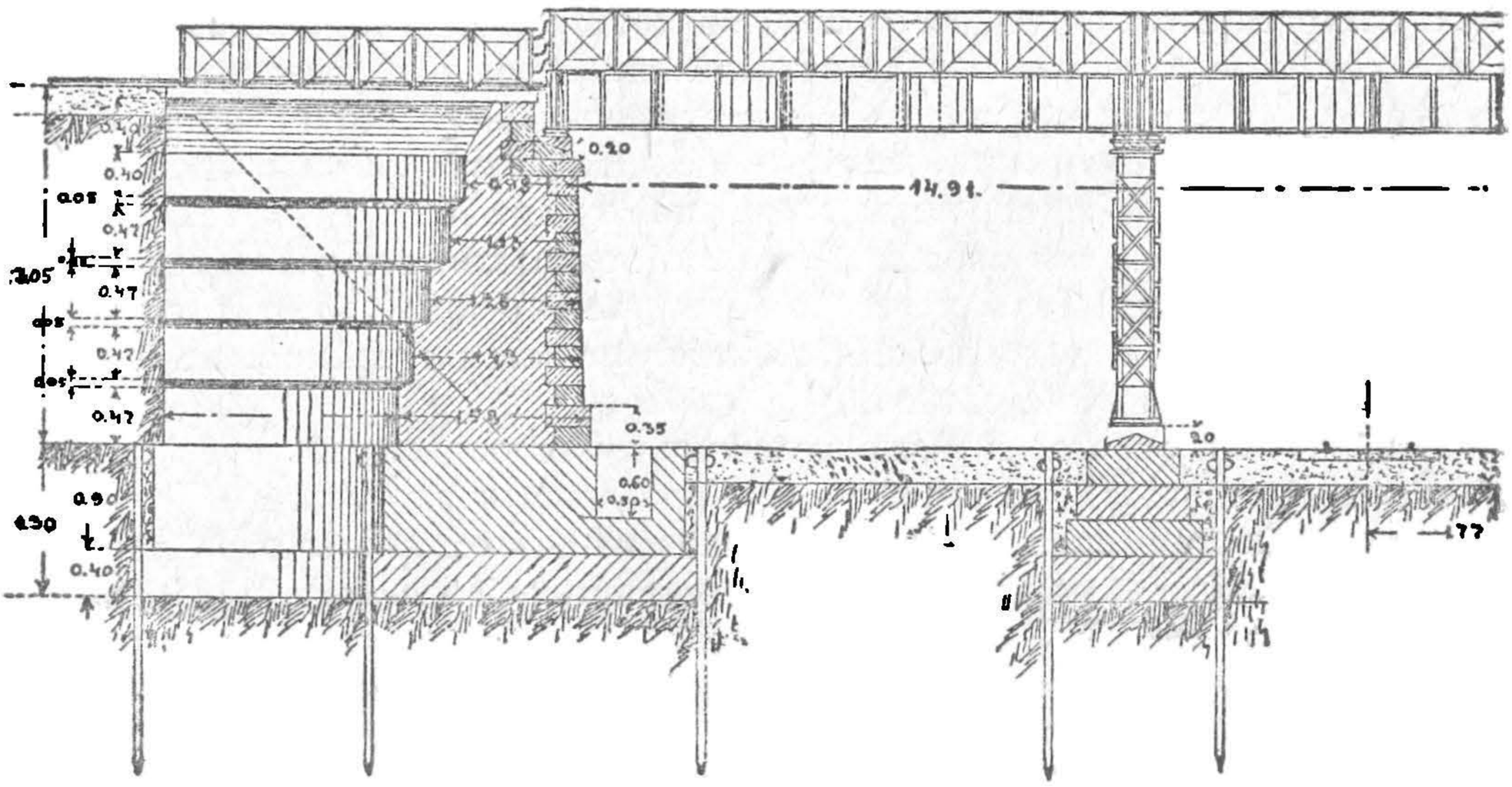
НБ УДУНТ (ДІІТ)

лишь большой шириной, так как по мосту проложено 4 пути, находящиеся рядом, причем для каждого пути пролетное строение и колонны даны отдельные, устои же общие.



Фиг. 463. Путепровод Московско-Казанской ж. д.

Что касается промежуточных опор, то все 8 колонн четырех пролетных строений, находящихся в одном поперечном ряду, расположены на *общем* каменном фундаменте.

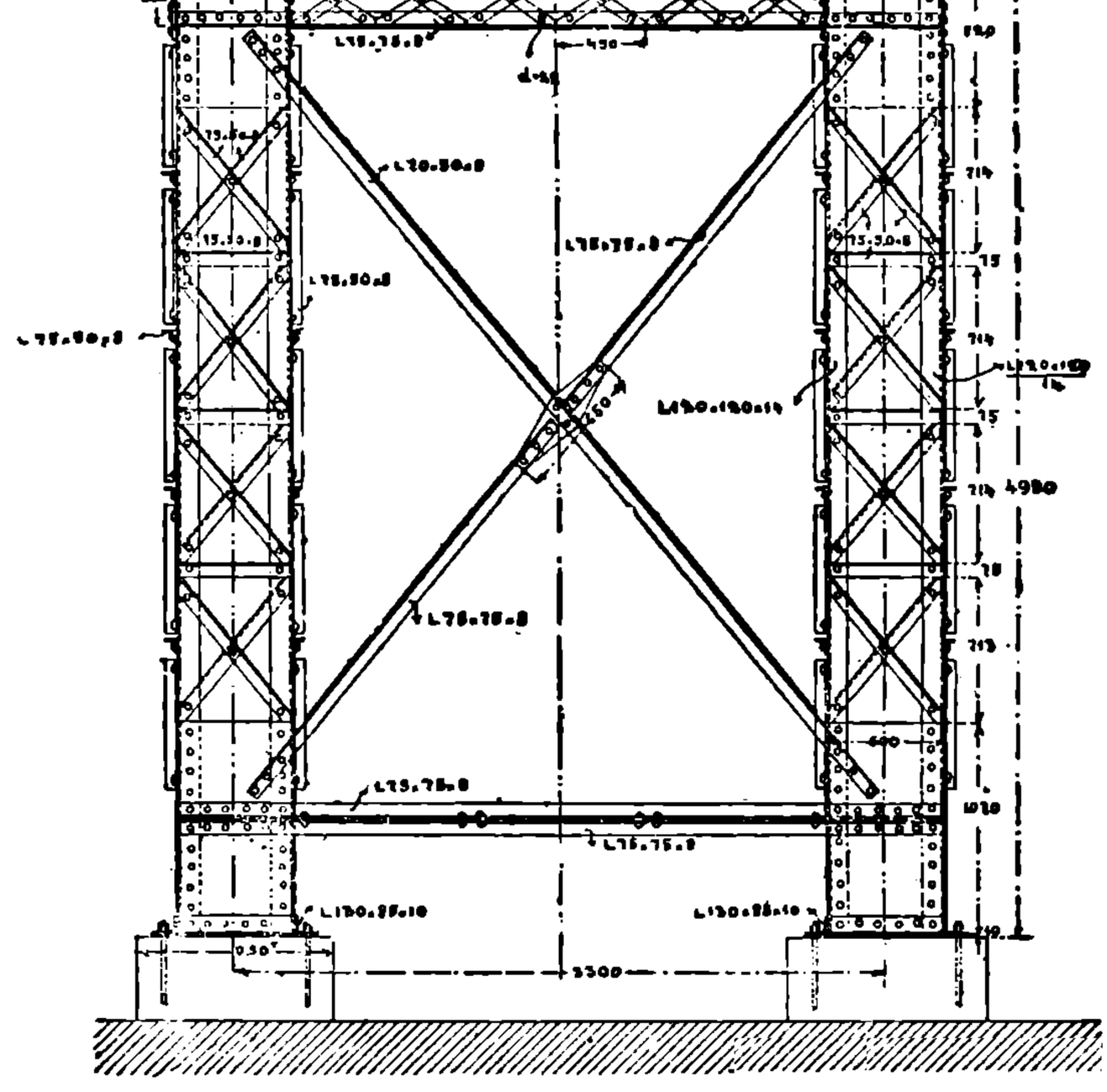


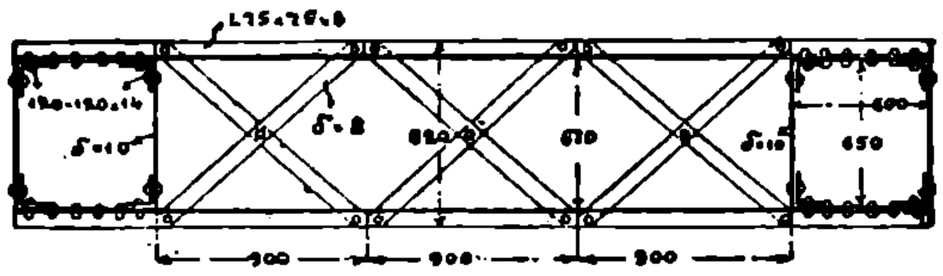
Фиг. 464. Путепровод Московско-Казанской ж. д.: продольный разрез.

Под каждым из верхних путей опора состоит из 2 колонн (фиг. 465, — 466); каждая из колонн составлена из 4 уголков $120 \times 120 \times 14$, соединенных со всех сторон решеткой из уголков $75 \times 50 \times 8$; нижний и верхний концы охвачены вертикальными листами, окаймлены горизонтальными уголками и

НБ УДУНТ (ДІІТ)

снабжены опорными горизонтальными листами. Пара колонн связана распорками и диагоналями в жесткую систему, способную принимать боковые усилия. Нижний конец колонн притянут к фундаменту 8 болтами $d=25$ *мм*. На верхнем конце (фиг. 467) расположена подвижная катковая опора, общая для обеих смежных (по длине моста) балок. Расположение — не обычное, но весьма удобное для уменьшения ширины опоры. Обыкновенно на промежуточной опоре концы балок опираются на независимые опорные приспособления; один конец балки подвижен, конец же другой балки неподвижен. В рассматриваемом случае концы двух соседних балок соединены не только общей подушкой, но и непрерывно идущими горизонтальными листами и уголками их нижних поясов. Это делается для того, чтобы горизонтальные силы, напр., от торможения, передавались по всей длине моста на неподвижную опору, находящуюся на устое, так как передать подобную силу на легкую железную колонну было бы нецелесообразно. Главные балки, будучи таким образом связаны по длине в одно целое, могут иметь лишь одну неподвижную опору на всю длину моста; на колоннах поэтому расположены подвижные опоры.



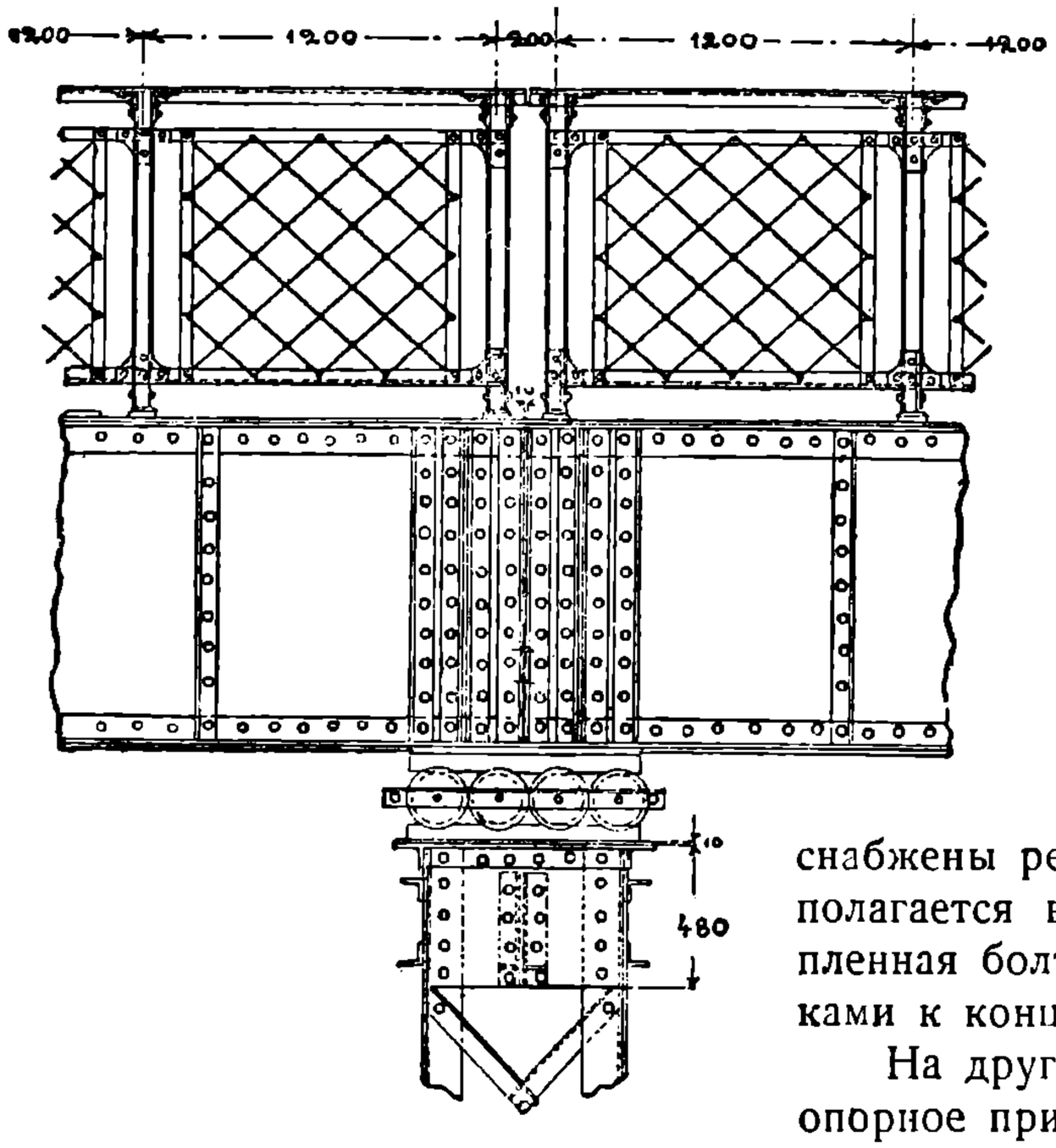


Фиг. 465—466. Путепровод Московско-Казанской ж. д. поперечный разрез.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таким образом балки являются неразрезными в смысле перемещений в длину, но так как разрез поперечного сечения над опорой уничтожает опорные моменты, то в отношении изгиба (и расчета) балки — разрезные. Для лучшего соединения концов последние склепаны еще полосой внизу высоты балок, расположенной поперек моста; это соединение не мешает игре концов при изгибе, так как заклепка стоит в вертикальных полках опорных уголков; полки могут немного разгибаться.

Детали обработки концов колонн видны на фиг. 468 — 470, там же показано расположение подвижной опоры. Верхний лист верхнего конца колонны подперт изнутри диафрагмой, чтобы лучше поддержать плоскую стальную подушку, прикрепленную болтами; верхняя поверхность подушки строганая; на ней расположены 4 катка $d = 170$ *мм*, объединенные в неизменяемую систему рамкой из пары уголков, болтов и шурупов, ввинченных по оси катков и удерживающих каждый каток в определенном положении. Катки снабжены ребордами. На катках располагается верхняя подушка, прикрепленная болтами с потайными головками к концам балок.



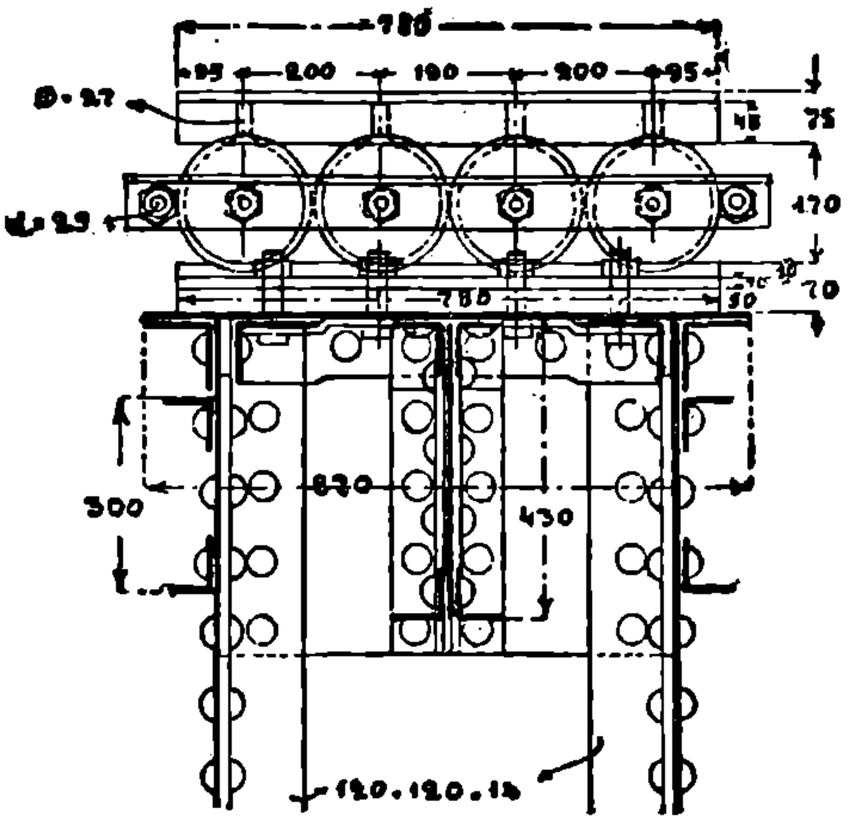
Фиг. 467. Путепровод Московско-Казанской ж. д.: подвижная опора.

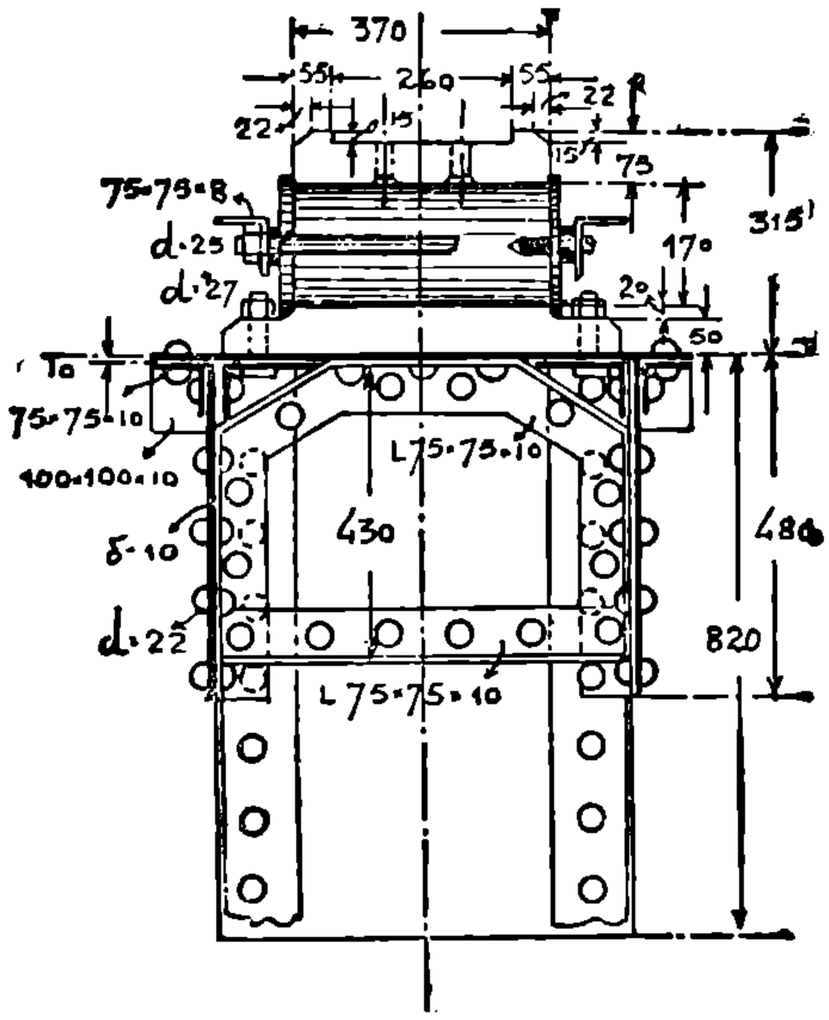
На другой промежуточной опоре опорное приспособление такое же. На устое подвижная опора плоская, скользящая. Разница в устройстве подвижной опоры на устое и колоннах объясняется тем, что металлическая колонна легко гнется под действием горизонтальных сил, будучи закреплена одним концом внизу; чтобы уменьшить отклонения, весьма нежелательные, применены катковые опоры.

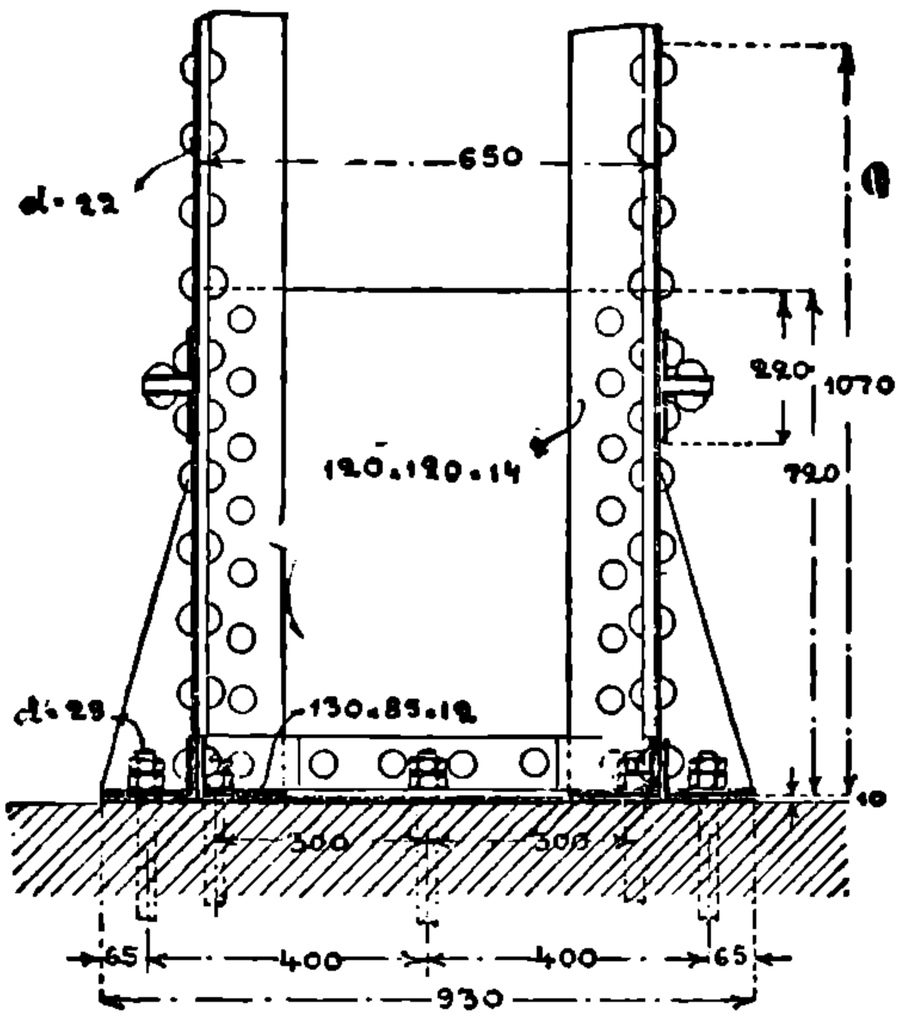
Неподвижная опора на другом устое устроена тоже при помощи плоских подушек.

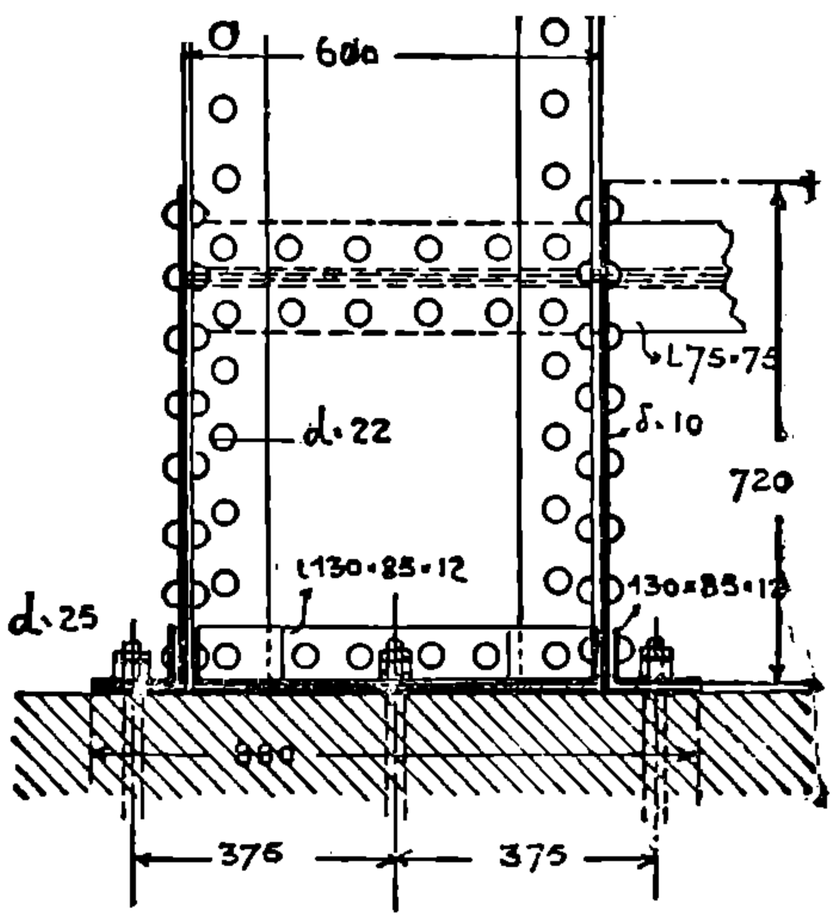
На схеме, изображенной на фиг. 471, применено другое расположение концов балок на общей опоре, принятое для путепровода окружной железной дороги над путями Павелецкой железной дороги. Благодаря остроумному расположению опор балок отдельных пролетов давление на колонну передается всегда центрально, тогда как в предыдущем сооружении, при нагрузке одного из примыкающих к колонне пролетов, давление на колонну получается внецентренное, отчего стойки колонны

НВ УДУНТ (ДІІТ)

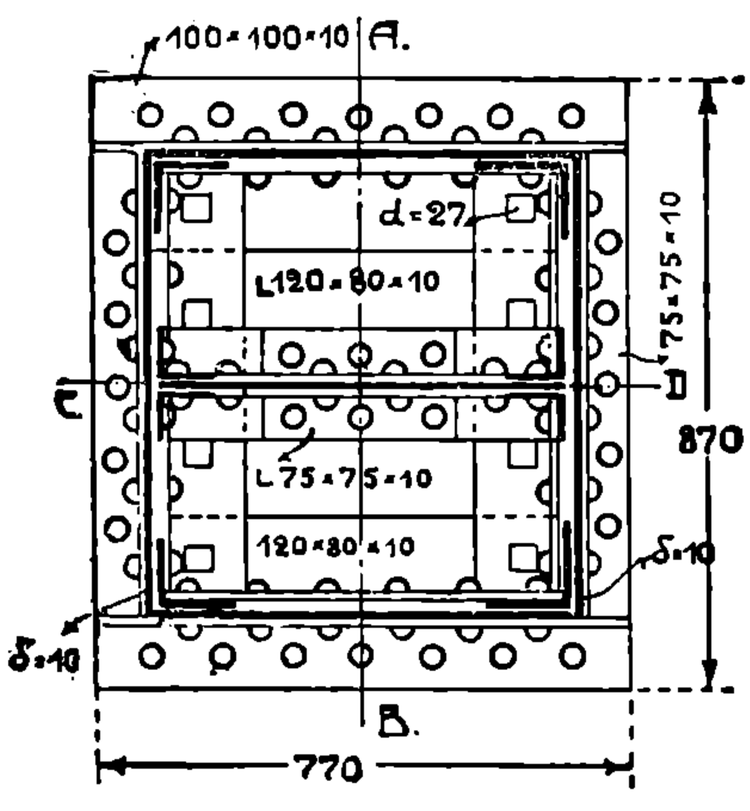


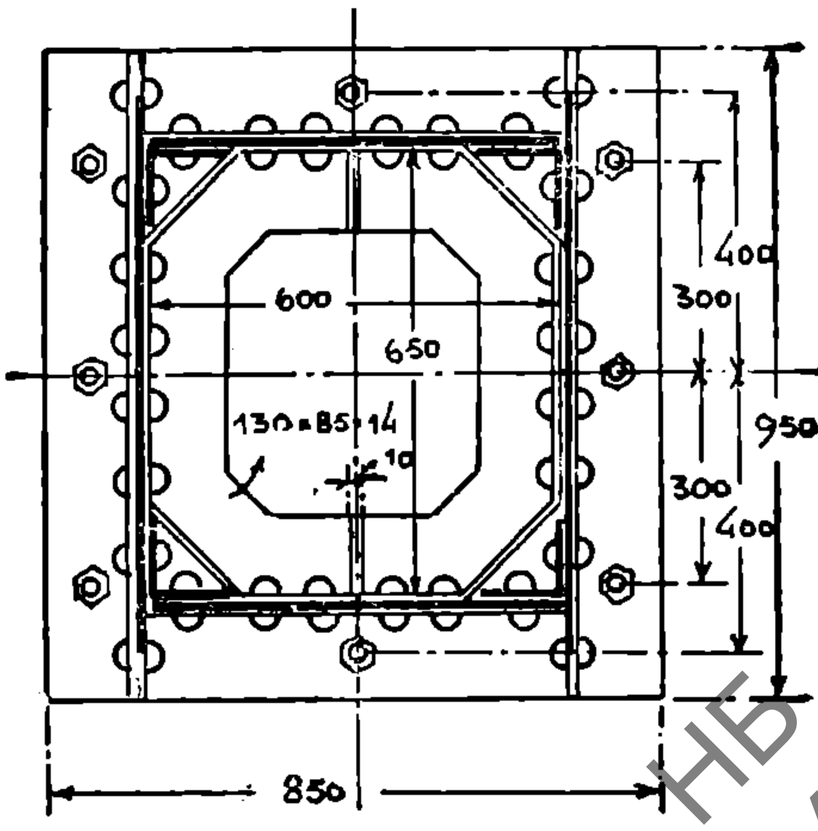






Фиг. 468 — 469. Путепровод Московско-Казанской ж. д.: разрезы концов колонны по *AB* и *CD*



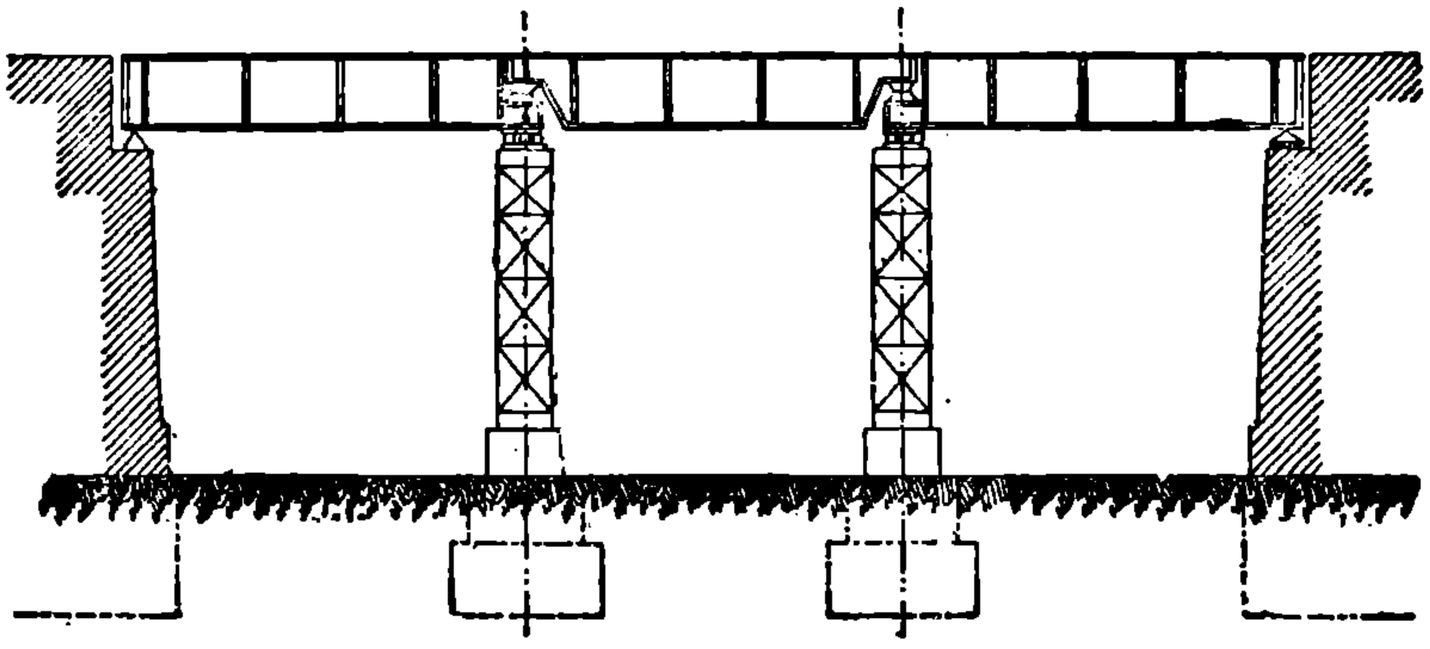


Фиг. 470. Путепровод Московско-Казанской ж. д.: горизонтальные разрезы концов колонны.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

напрягаются неравномерно. Балки в рассматриваемой схеме совершенно разрезаны.

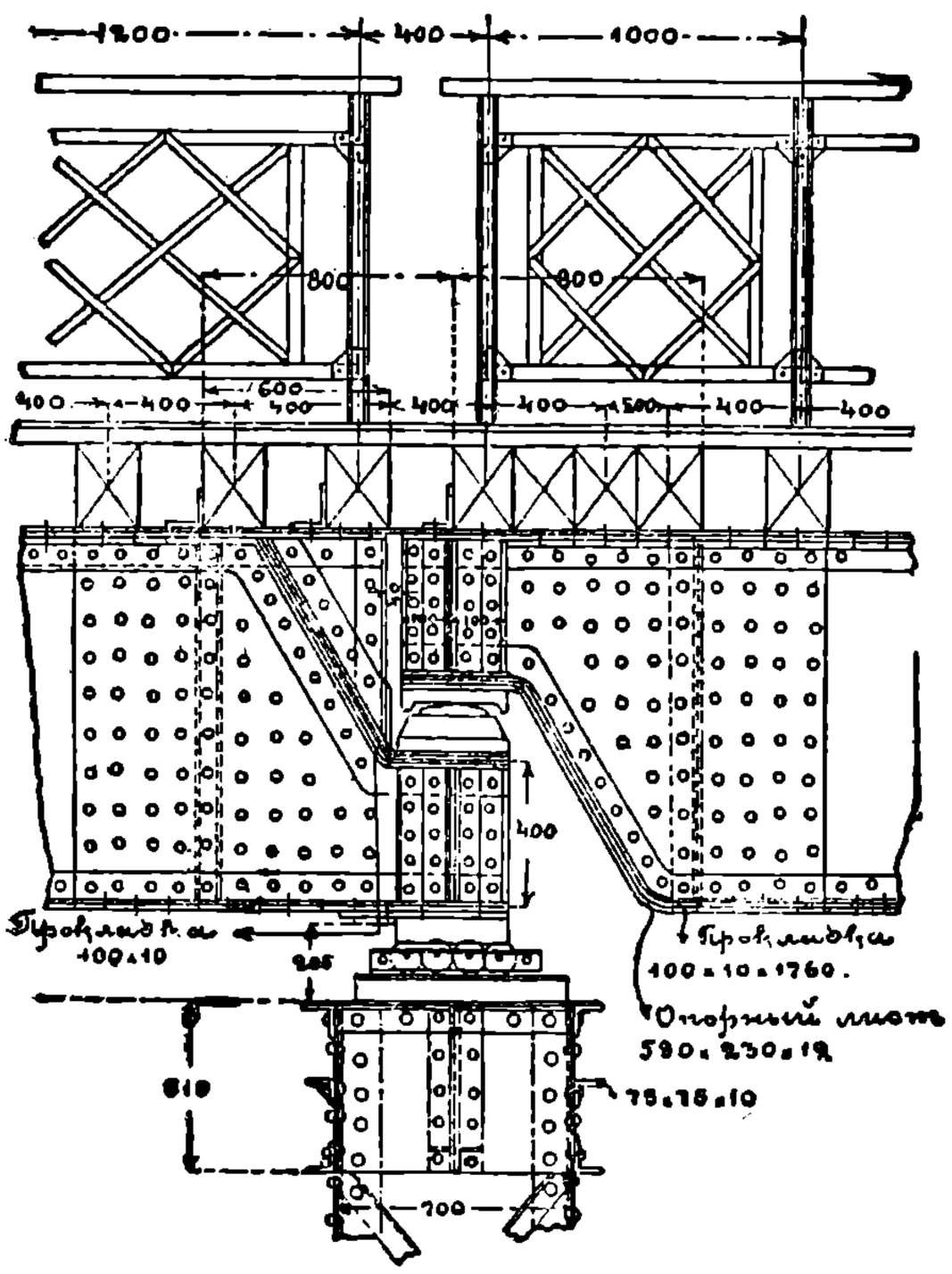
На обоих устоях опоры неподвижны. На колоннах — подвижны. Для балки среднего пролета одну опору нужно было сделать неподвижно скрепленной с соседней балкой, другую опору — подвижной.



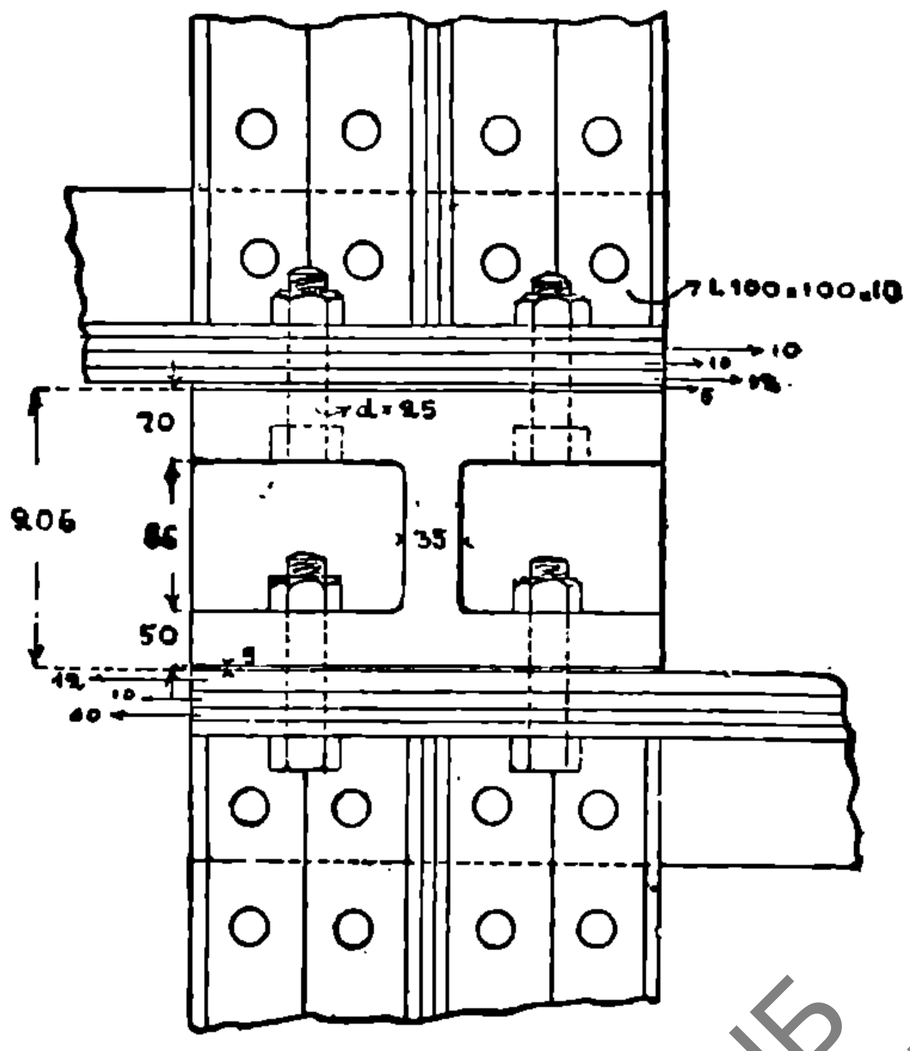
Фиг. 471. Путепровод Павелецкой ж. д.: схема.

Средняя балка, имеющая срезанные концы, опирается на срезанные концы балок соседних пролетов при помощи особых опорных приспособлений. На фиг. 472 показан конец с подвижной опорой.

Опорное приспособление для неподвижного скрепления балок над колоннами приведено на фиг. 473 и представляет собою стальной стул



Фиг. 472. Путепровод Павелецкой ж. д.: подвижная опора на колонне

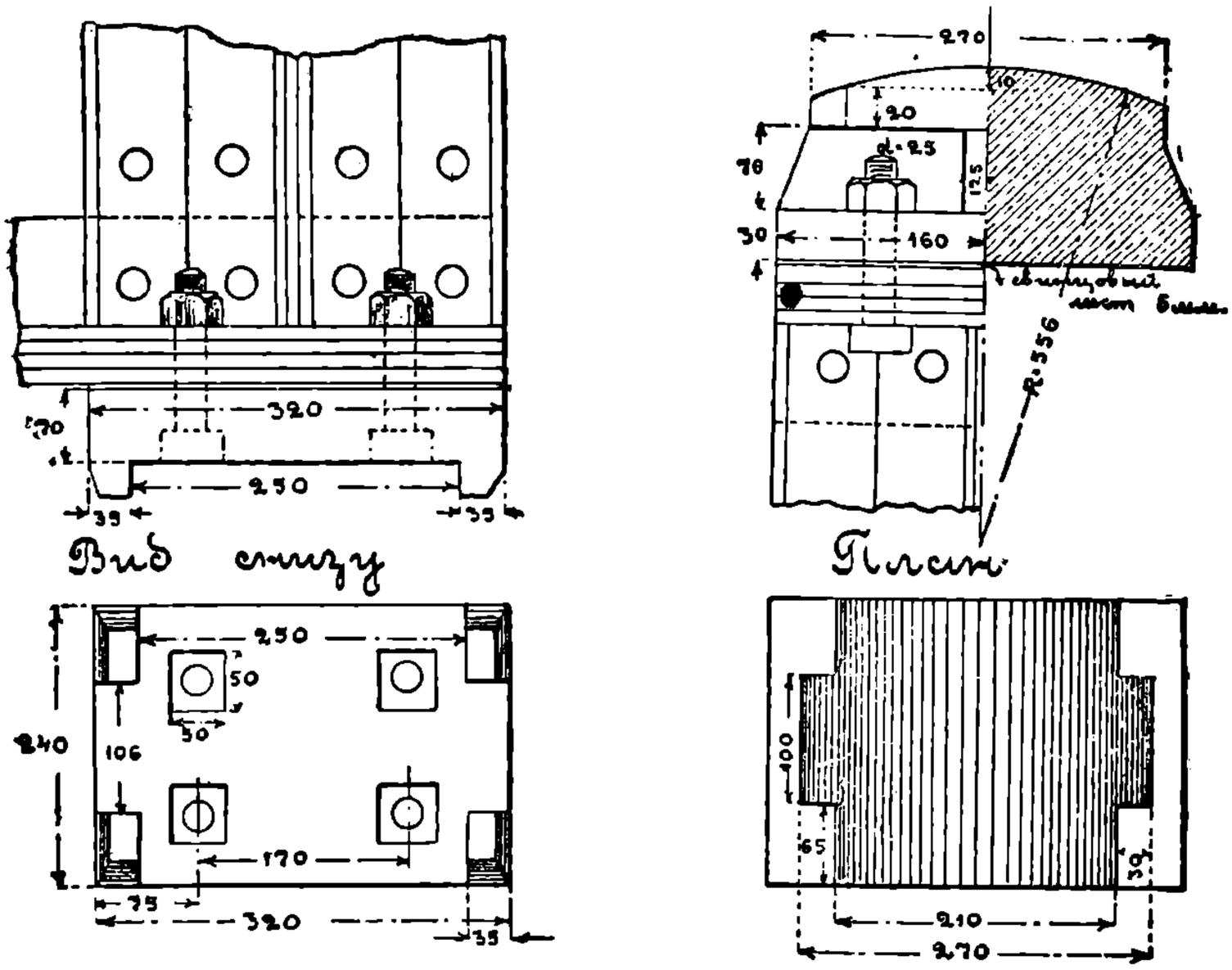


Фиг. 473. Путепровод Павелецкой ж. д.: деталь неподвижного скрепления балки среднего пролета.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в виде двух плит, соединенных крестообразными вертикальными стенками. Части подвижной опоры показаны на фиг. 474, 475.

Нижняя подушка имеет цилиндрическую опорную плитку, поддерживаемую крестовыми стеночками; в этой плите имеются выемки по углам; верхняя подушка плоская и снабжена выступами по углам. Опора центрирует давление вследствие закругления, позволяет иметь горизонтальное перемещение со скольжением и может удержать фермы от значительных перемещений упором выступов, а также и от боковых перемещений.

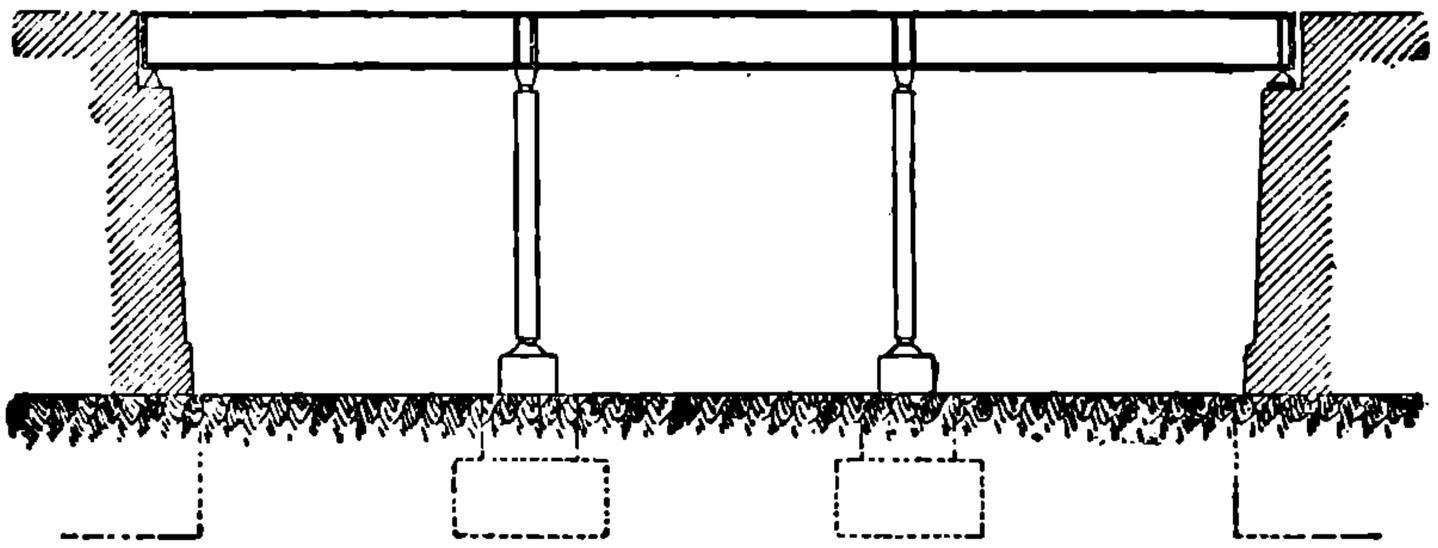


Фиг. 474—475. Путепровод Павелецкой ж. д.: деталь верхней и нижней подушек подвижной опоры средней балки.

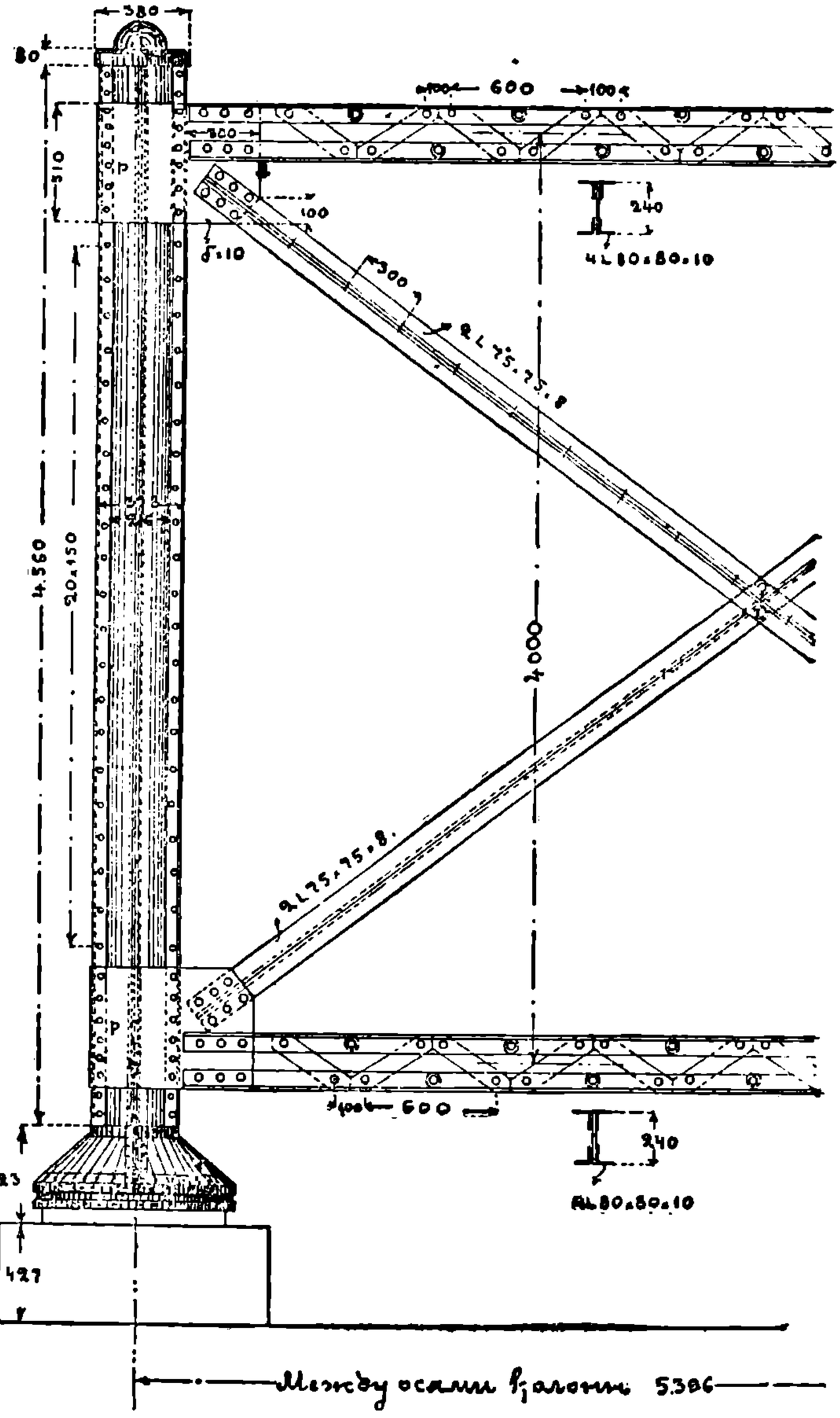
Существенным недостатком металлических опор описанного типа является отсутствие жесткости, на которой, однако, базируется конструкция моста в отношении устройства опорных частей. Между тем, стоит только освободить опору внизу и дать ей возможность свободно покачиваться, как получается прекрасная подвижная опора. Понятно, что такие колонны должны шарнирно опираться внизу на фундамент и шарнирно соединяться с пролетным строением. Такие опоры отдельно от ферм стоять не могут и служат лишь соединением пролетного строения с землей, вследствие чего, при рассмотрении устойчивости сооружения, таковое должно быть изучаемо в полном своем составе. Балки на протяжении всех пролетов должны в продольном направлении представлять непрерывное целое; опора на одном из устоев должна быть неподвижной.

Весьма часто качающиеся опоры применяются с неразрезными балками (фиг. 476); такой конструкции путепроводы во множестве построены на Московской окружной ж. д. Из чертежей этих мостов приведем детали,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

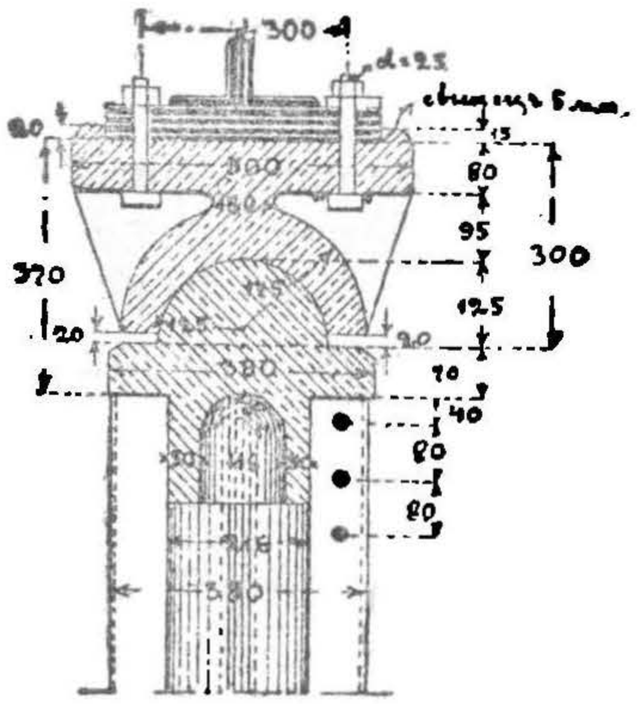


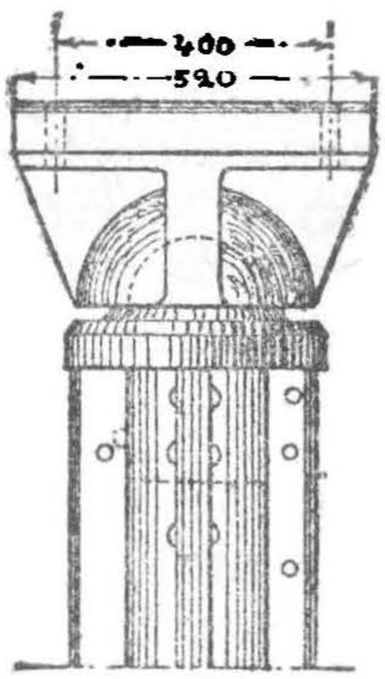
Фиг. 476. Путепровод Московской окружной ж. д. на качающихся опорах: схема.

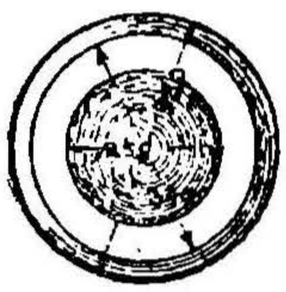


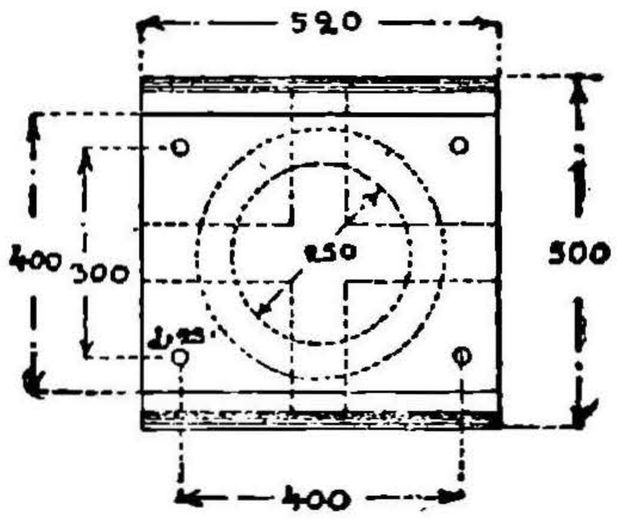
Фиг. 477. Путепровод Московской окружной ж. д.: качающаяся колонна.

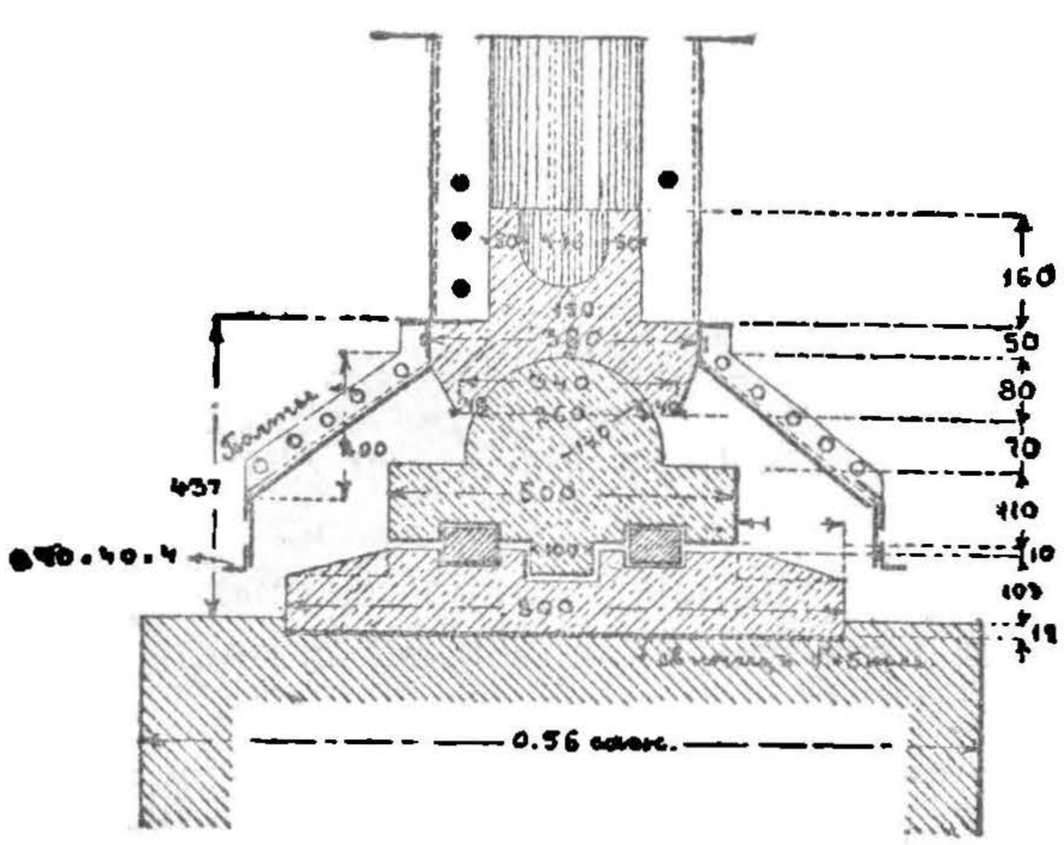
НБ УДУНТ (ДІІТ)

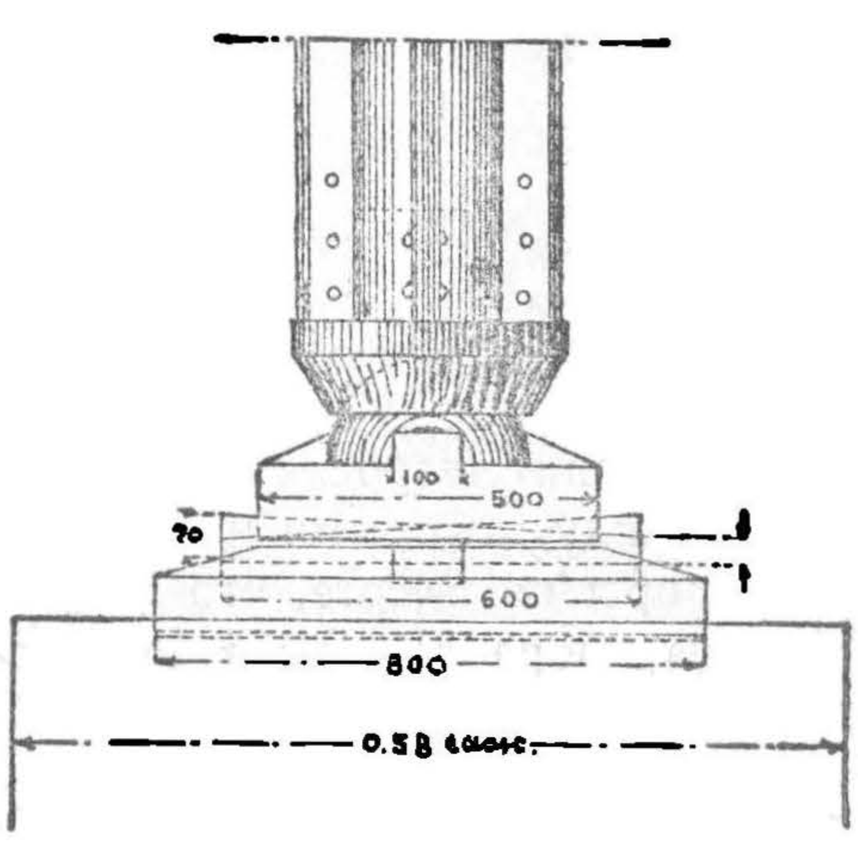


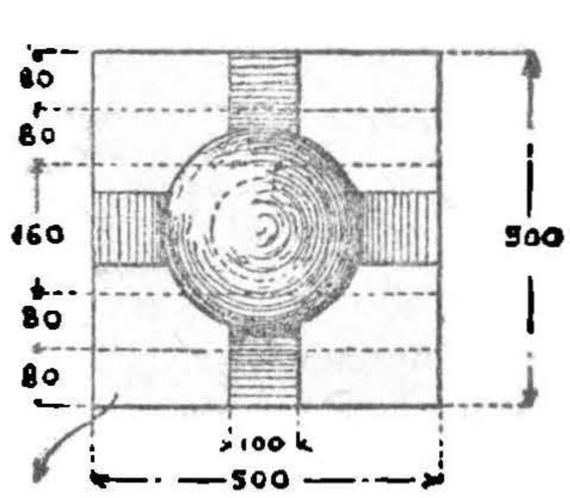


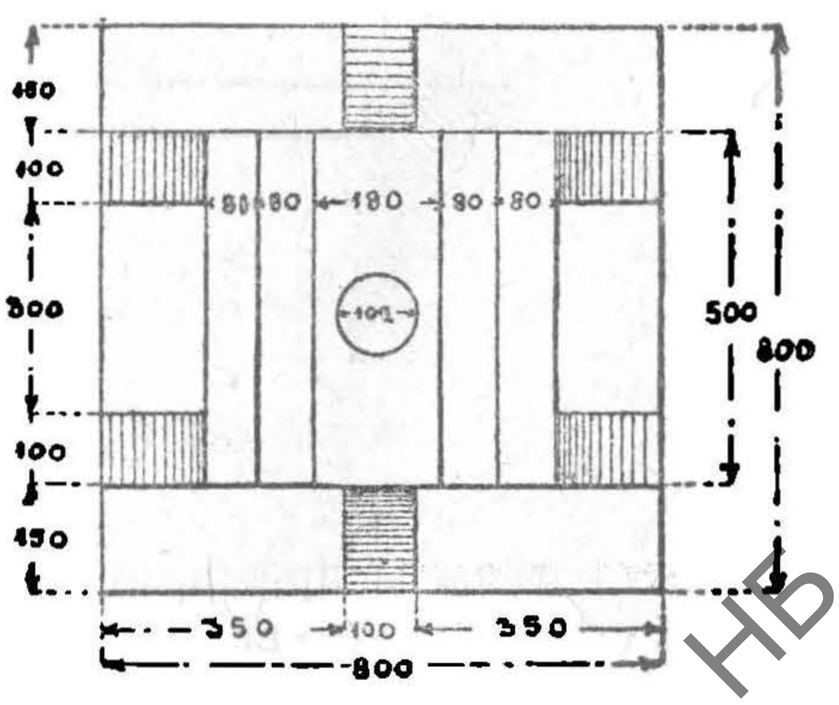












Фиг. 478—483. Качающаяся колонна: детали.

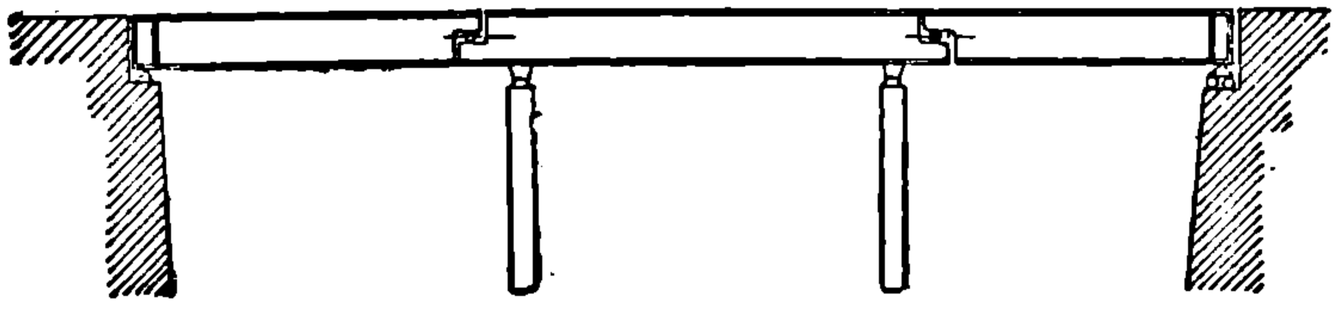
НБ УДУНТ (ДІІТ)

относящиеся к колоннам (фиг. 477). Сечение колонны (фиг. 484) составлено из квадрантов, листов и уголков; верхний конец снабжен шаровидной головкой (фиг. 478 — 480), нижний — шаровидной чашкой (фиг. 481 — 483). На головку надевается верхняя чашка, приболченная к ферме, а в нижнюю

Фиг. 484. Качающаяся колонна: поперечное сечение.

чашку входит шаровая подушка, подразделенная на две части (фиг. 481 — 483), между которыми расположены клинья для регулирования положения опоры по высоте, что необходимо при применении неразрезных балок. Нижняя опора прикрыта от засорения кожухом, склепанным из листового железа.

Схема, изображенная на фиг. 485, отличается от предыдущей тем, что балка консольная. Балки крайних пролетов опираются на свесы балки

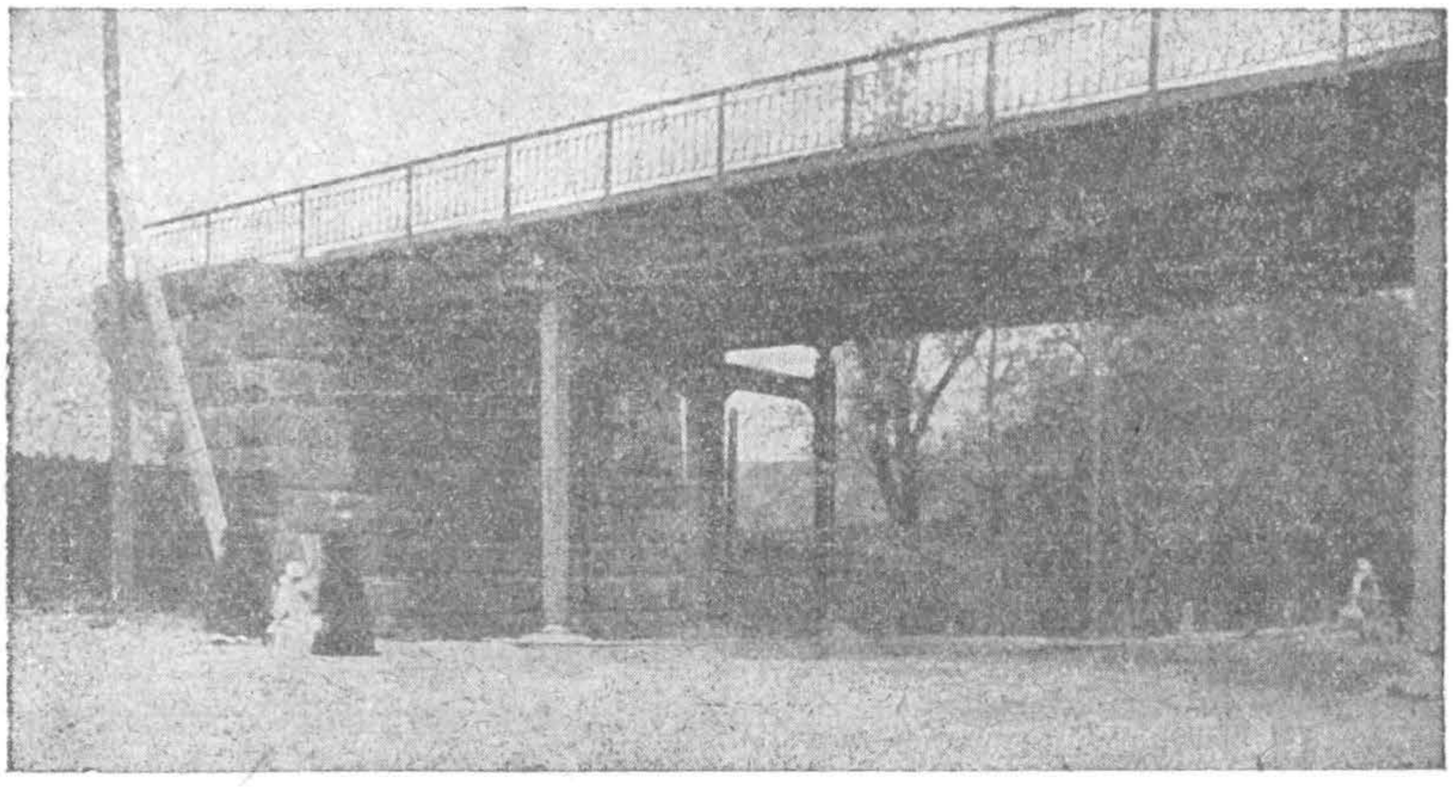


Фиг. 485. Схема консольно-балочного путепровода.

среднего пролета при помощи опор, позволяющих балкам вращаться около опорных точек, но связывающих все балки по длине в одно целое. По этой схеме построен, между прочим, путепровод Финляндской ж. д. через Сердобольскую улицу в Ленинграде (фиг. 486). Несколько путепроводов построе-

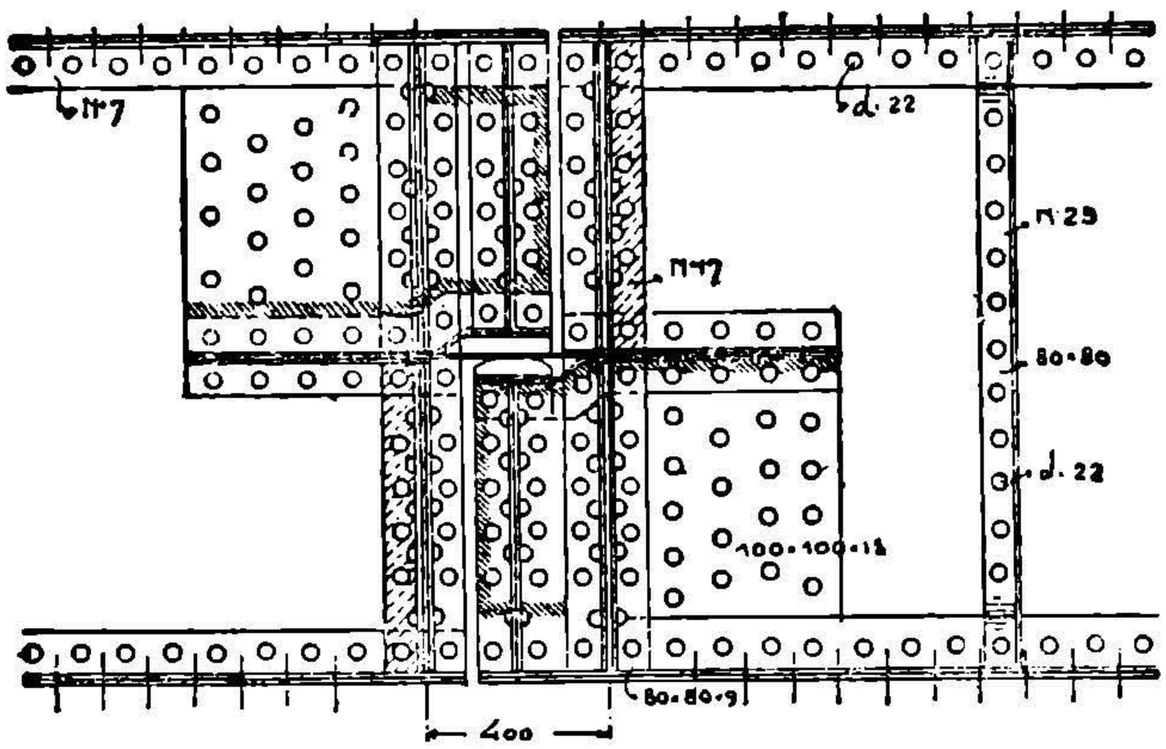
НВ УДУНТ (ДІІТ)

но также и на соединительной ветви, идущей через Неву. Устройство опорного соединения приведено на фиг. 487, относящейся к путепроводу через Батенину ул. для соединительной ветви. Концы балок врезаны друг

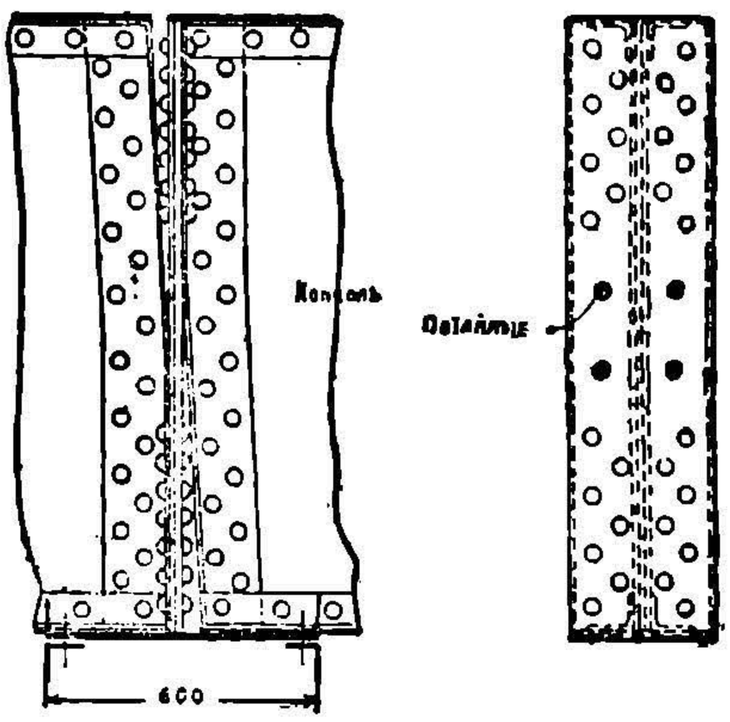


Фиг. 486. Путепровод Финляндской ж. д. над Сердобольской улицей в Ленинграде.

в друга на половину высоты их; давление левой балки на правую передается через подушки, из коих одна плоская, а другая выпуклая для централии давления. Концы балок в горизонтальном направлении соединены листом, концы которого зажаты между уголками и приклепаны здесь за-



Фиг. 487. Соединение подвесной балки с консолью.



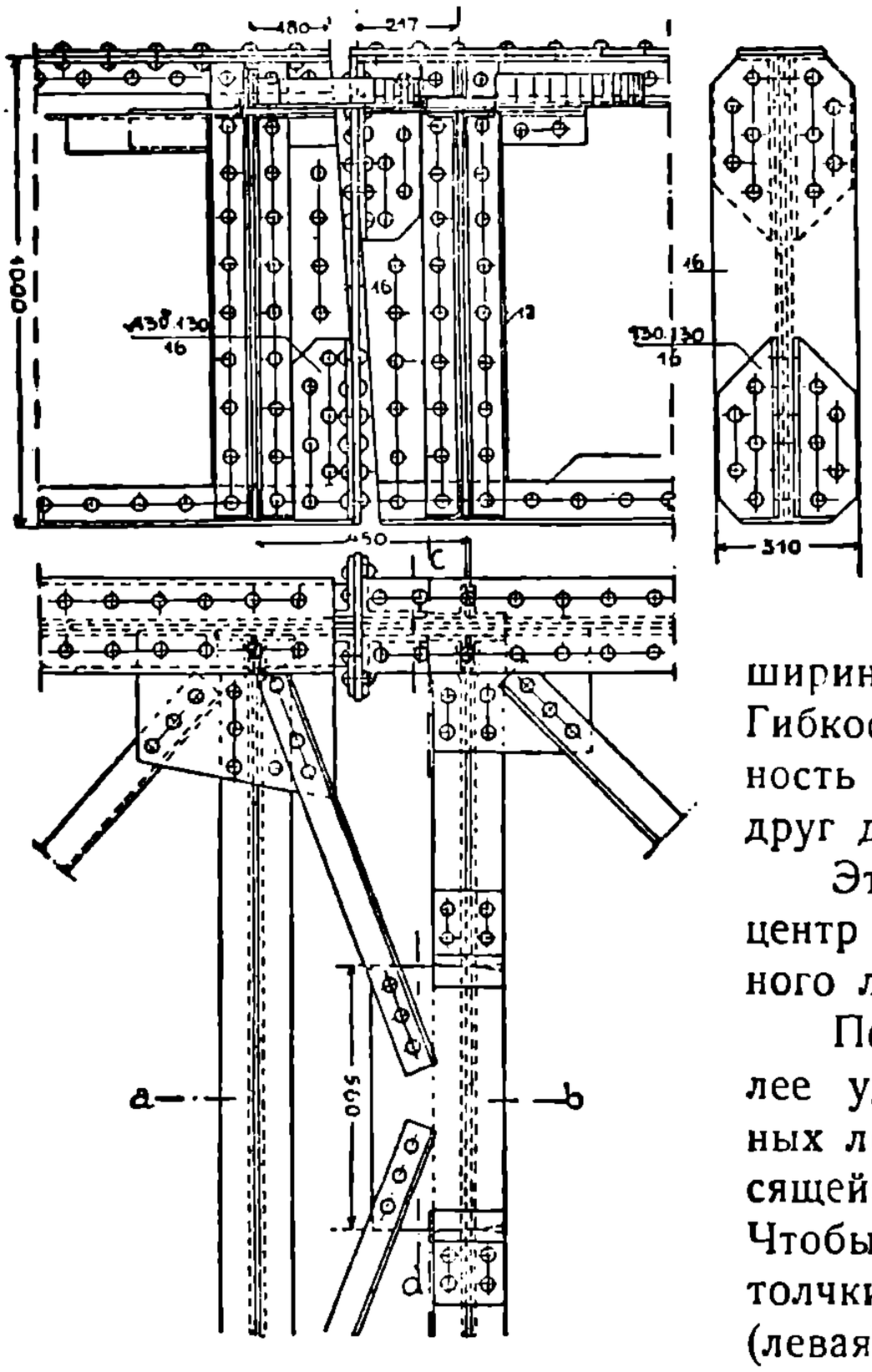
Фиг. 488. Листовой шарнир.

клепками, а средняя часть проходит между подушками. Гибкость листа не мешает поворачиванию концов балок при изгибе.

На Московской окружной дороге в путепроводе через Курскую ж. д. применены так называемые листовые шарниры для подвески крайних балок

НВ УДУНТ (ДІІТ)

к консолям средней. Конструкция этого соединения изображена на фиг. 488 и заключается в том, что крайняя балка подвешена на двойном вертикальном листе, нижний конец которого прикреплен к этой балке, а верхний — к консоли. Для постановки заклепок и для возможности деформаций свободные части концов обеих балок скошены. Для передачи горизонтальных усилий от одной балки к другой и для жесткости соединения в горизонтальной плоскости поставлен горизонтальный лист, шириною 600 *мм*, окаймленный уголками и идущий во всю ширину моста от одной балки к другой. Гибкость листов обеспечивает возможность вращения концов относительно друг друга.



Фиг. 489. Подвижный листовой шарнир.

Это—шарнирная неподвижная опора: центр вращения на уровне горизонтального листа.

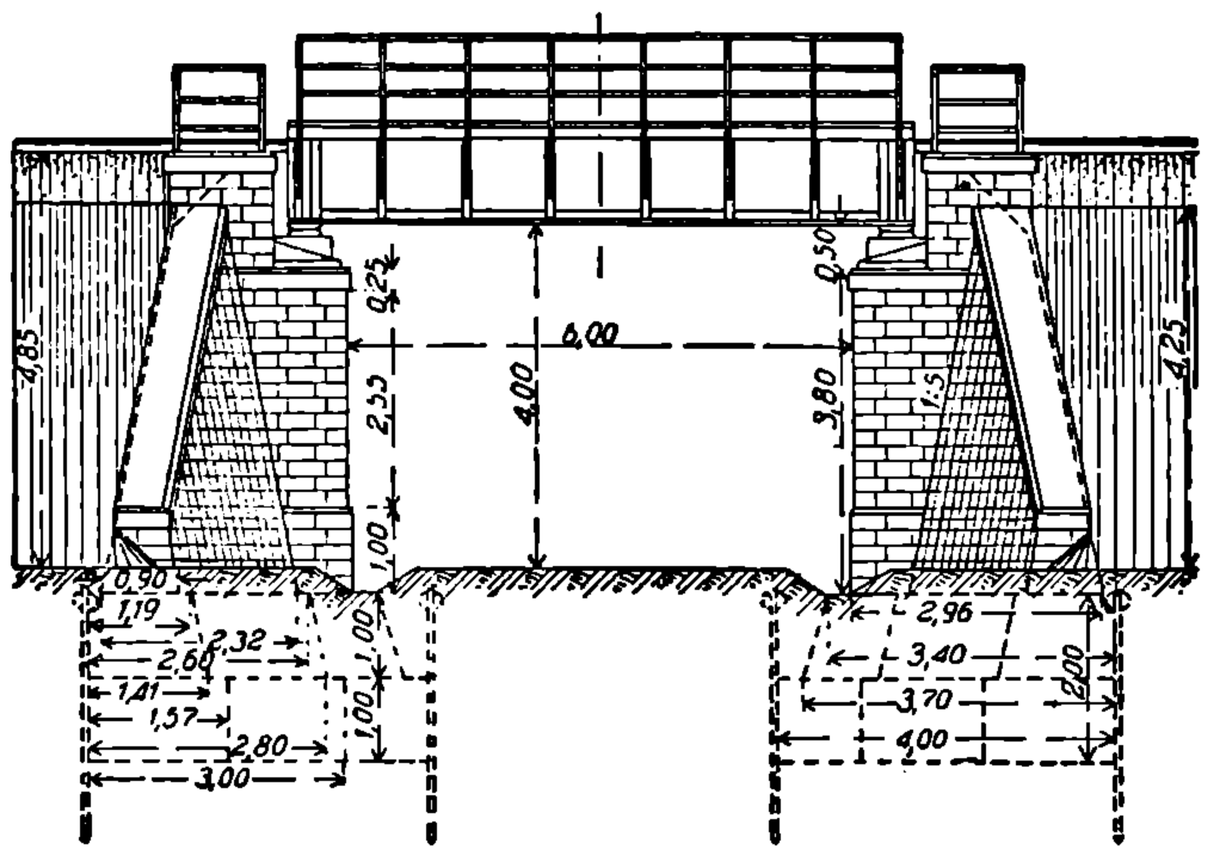
Подвижная опора этого типа с более удобным приклепыванием подвесных листов приведена на фиг. 489, относящейся к одному из австрийских мостов. Чтобы передать давление ветра или толчки паровоза с подвешенной балки (левая) на консоль, в плоскости горизонтальных связей даны две полудиагонали, сходящиеся на листе, который заходит на поперечные связи консоли и здесь своими боковыми гранями упирается в приклепанные накладки, выгнутые вверх лапкой. При перемещениях конца подвешенной балки лист ползает поперек вертикальных связей, а при боковом нажатии на балку держит ее на месте и передает усилие распорке вертикальной связи консоли.

§ 15. КОНСТРУКТИВНЫЕ ВАРИАНТЫ И ДЕТАЛИ.

33. Устои. — Двойное назначение устоя: поддерживать конец балки и сопрягать полотно моста с насыпью или берегом — может быть удовлетворено различными приемами.

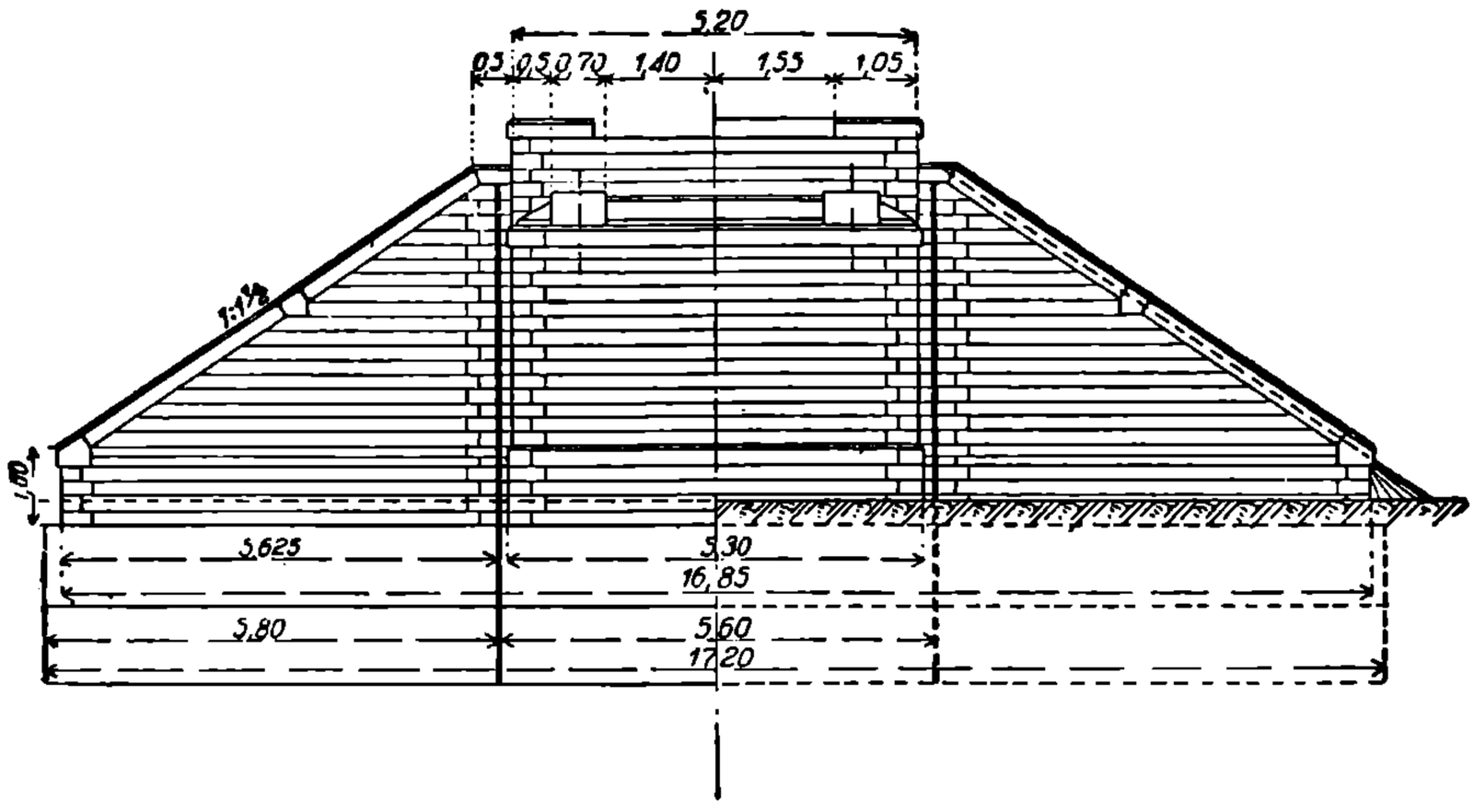
а) Насыпь у моста обрывается вертикальною или близкою к тому поперечною плоскостью и поддерживается во всех точках трапецоидальной формы каменной подпорной стенкой, центральная часть которой приспособлена для поддержания ферм. Получается устой с откосными крыльями

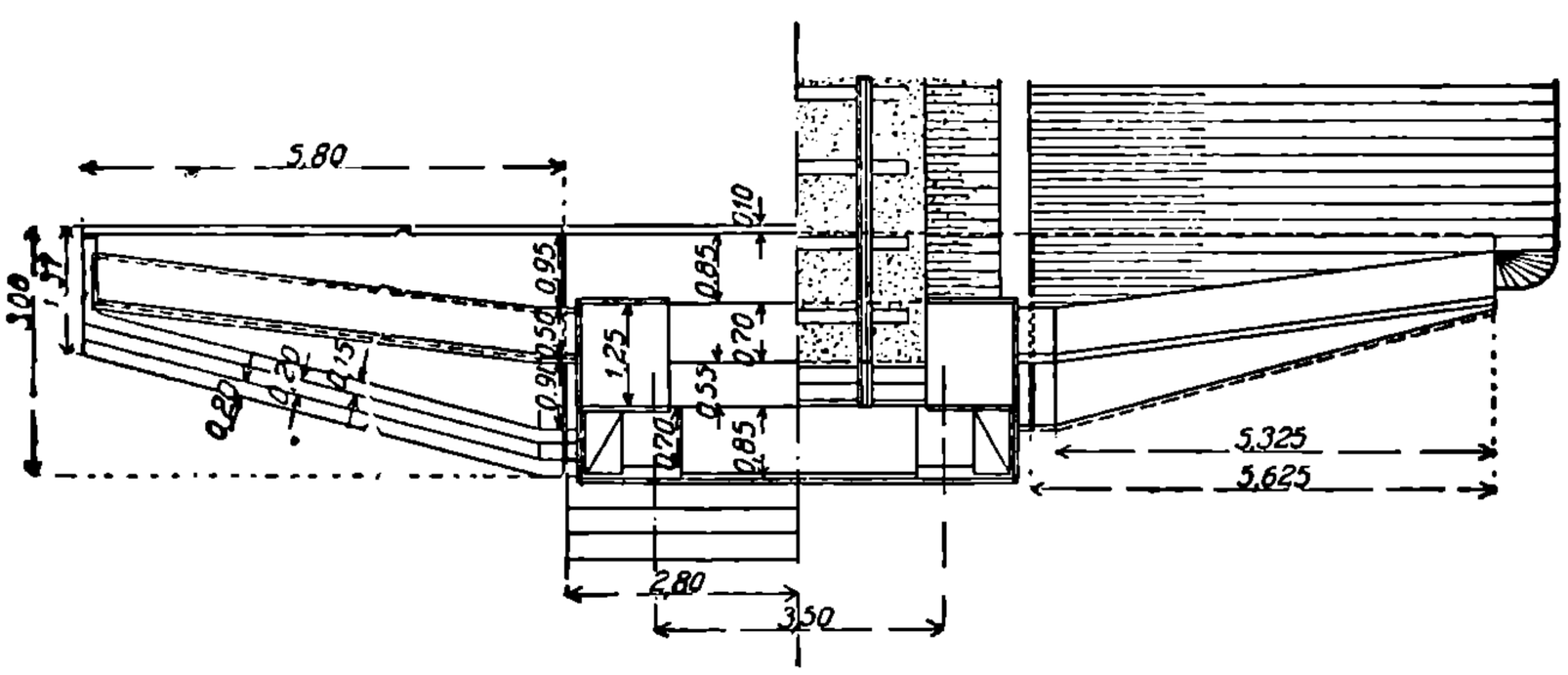
НБ УДУНТ (ДІТ)



Фиг. 490.

(фиг. 490, 491—492). При значительной высоте насыпи устой получает форму длинной стенки, в разных местах разно нагруженной; при возможности изменения свойств грунта на большой длине могут появиться трещины,

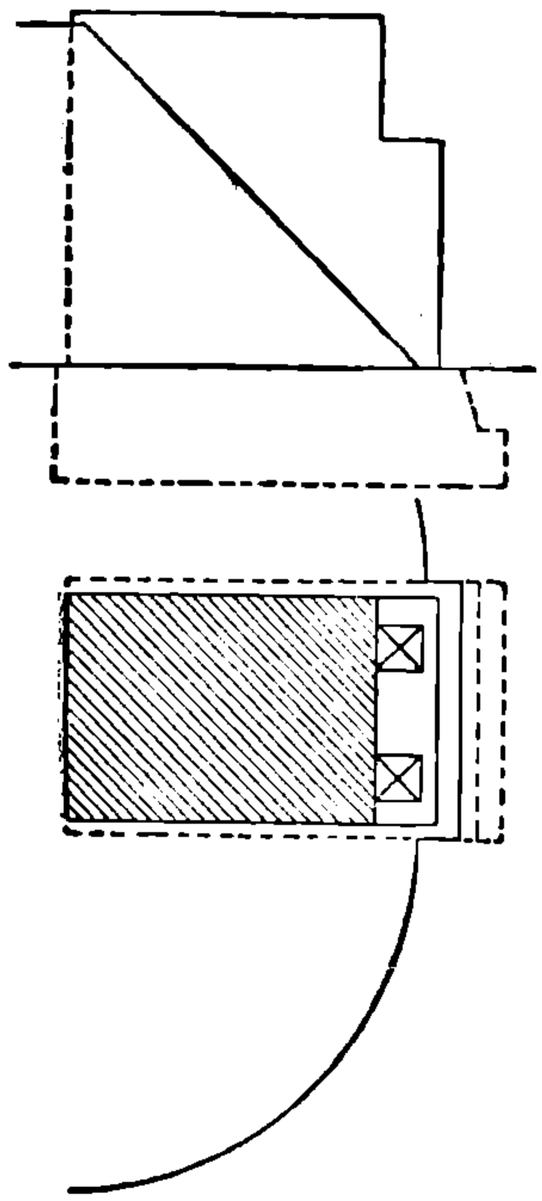




Фиг. 491 — 492.

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

которые лучше всего предупреждать устройством разрезов стены на звенья. Откосным крыльям в плане можно придавать различное очертание: криволинейное выпуклое или вогнутое, прямолинейное с поворотом на насыпь и т. п.



Фиг. 493.

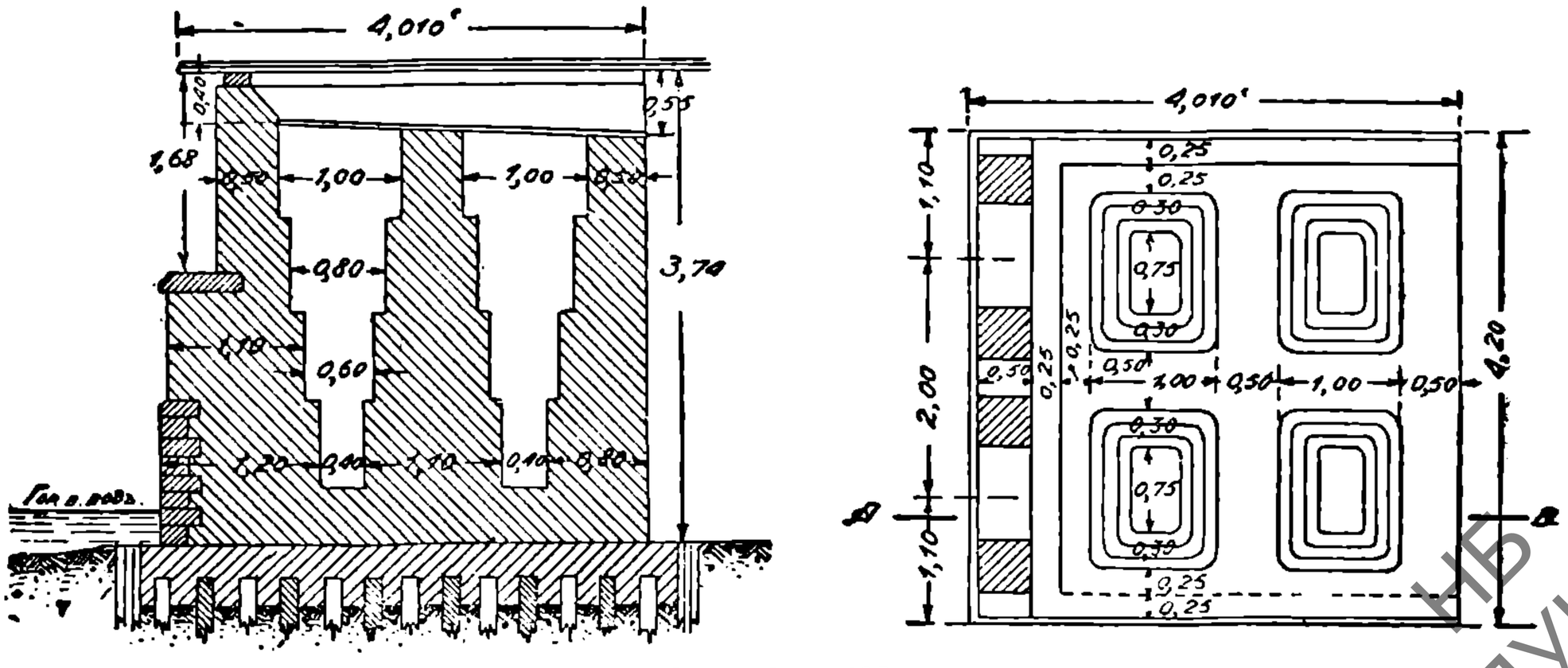
b) Насыпь у моста обрывается поперечным откосом 1 : 1 до $1^1/_2$; переход продольных (боковых) откосов к поперечному происходит по четвертям конуса. Для образования устоя можно поставить каменный массив, занимающий по длине моста протяжение от подошвы поперечного откоса до его верха; по высоте — равный высоте насыпи; по ширине — равный ширине моста (фиг. 493).

Для уменьшения кладки такого массива возможно принять те или другие меры. Можно, между прочим, позади устоя сделать выемку кладки и заполнить пустоту засыпкой; кладки по бокам и спереди оставить лишь столько, сколько надо для удержания давления земли и других нагрузок; получится известный уже устой с обратными стенками.

Можно устроить в массиве колодцы, числом и размерами в зависимости от размеров устоя. Колодцы могут быть заполнены песком, хрящом, тощим бетоном или оставлены пустыми; в последнем случае их надо перекрыть сводами или железобетонными плитами.

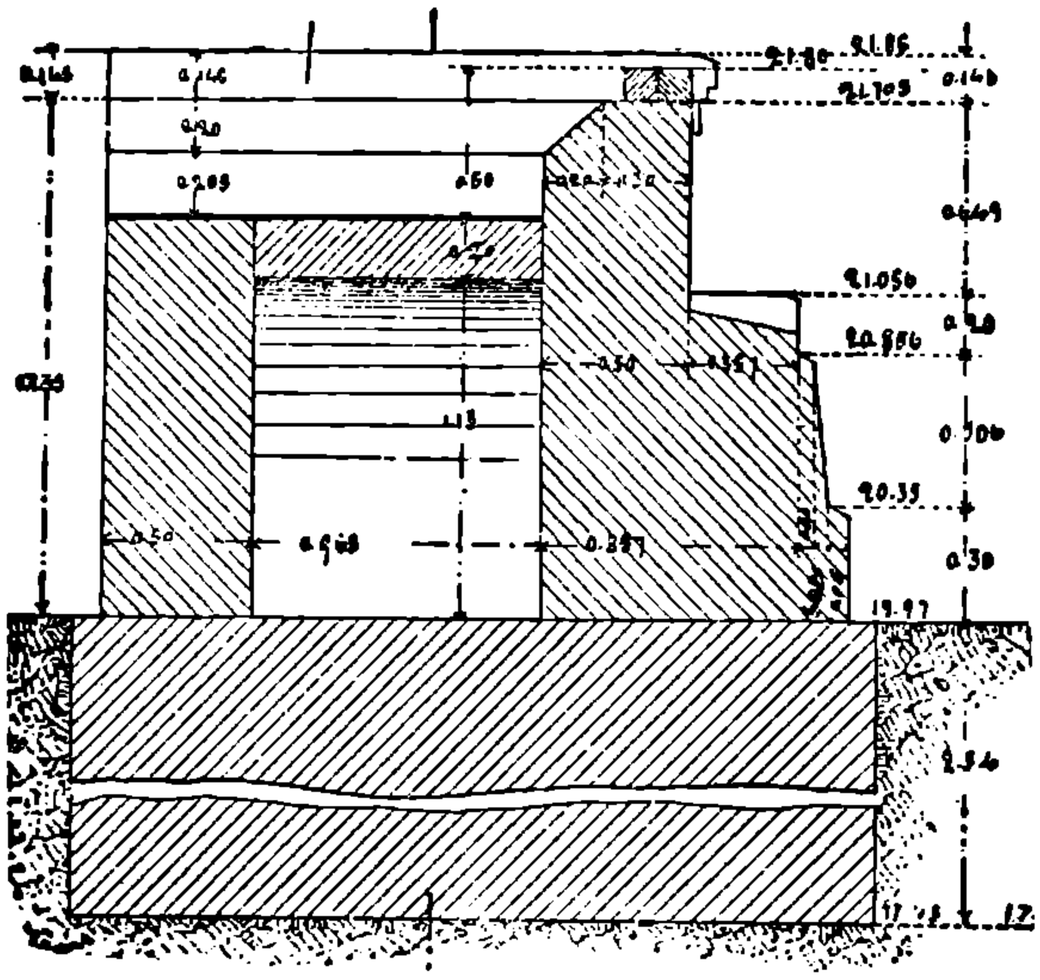
На фиг. 494 — 495 изображен устой с колодцами, которые, судя по форме их, предположено заполнить сыпучим материалом.

На фиг. 496 — 498 изображен устой для двухколейного пути. В массиве сделано два пустых колодца, перекрытых продольными подъемистыми сводами толщиною в замке 0,20 саж. Фундамент имеет весьма глубокое заложение; для сокращения размеров чертежа он разорван и сдвинут.

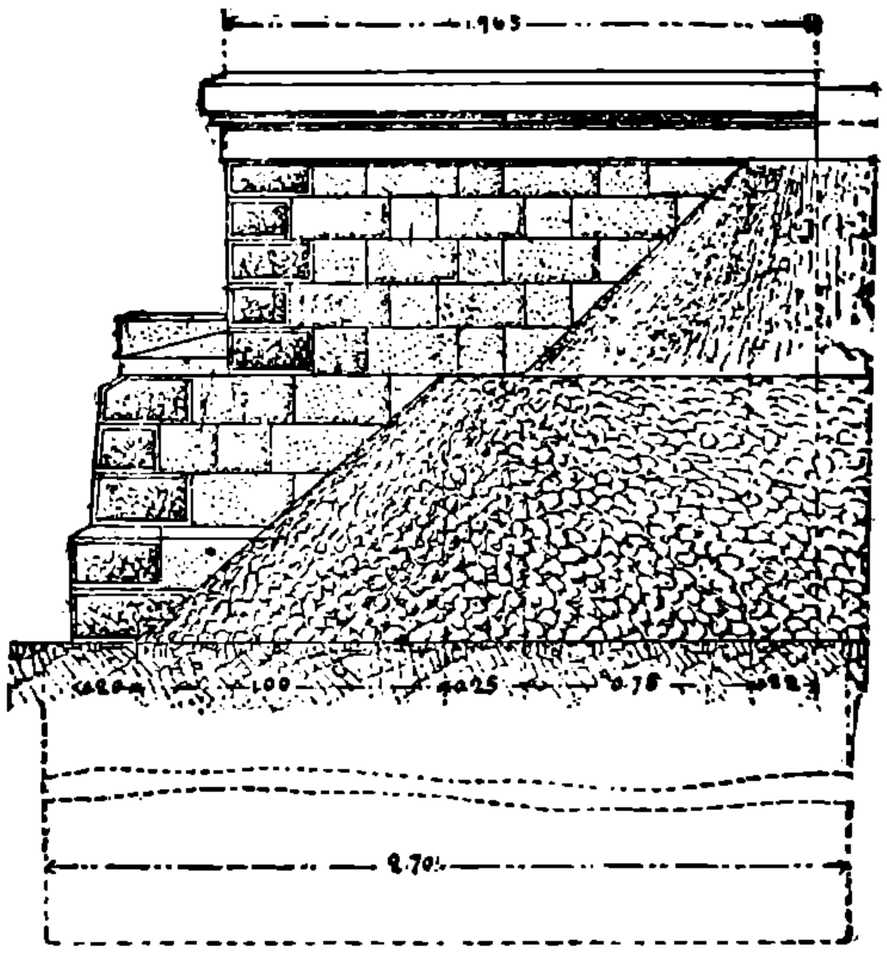


Фиг. 494 — 495.

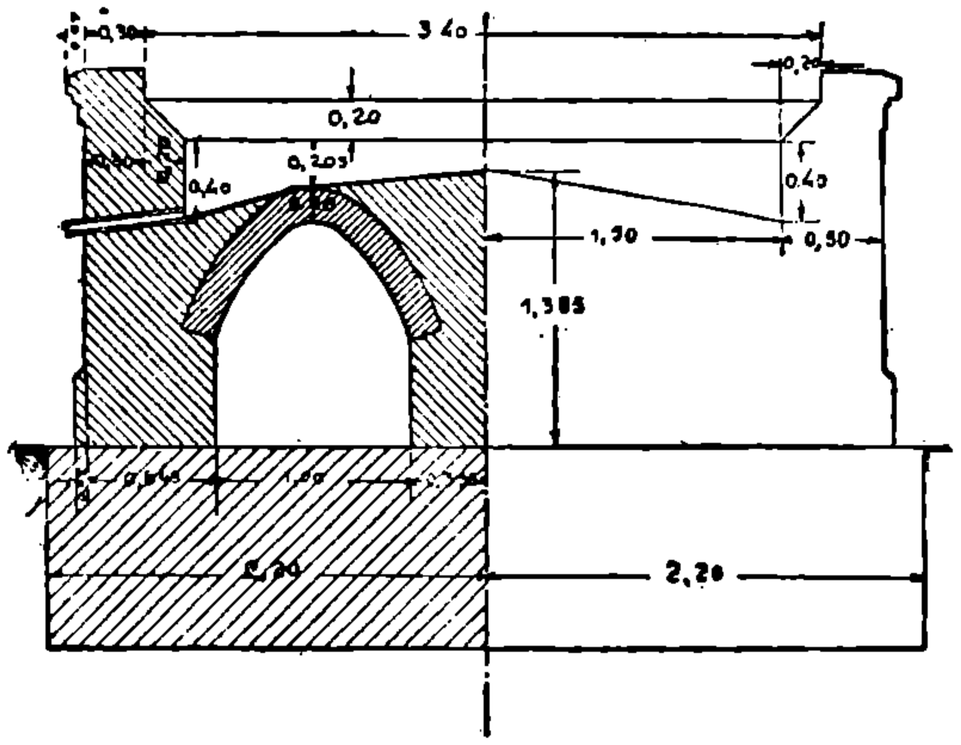
НБ УДУНТ (ДІІТ)



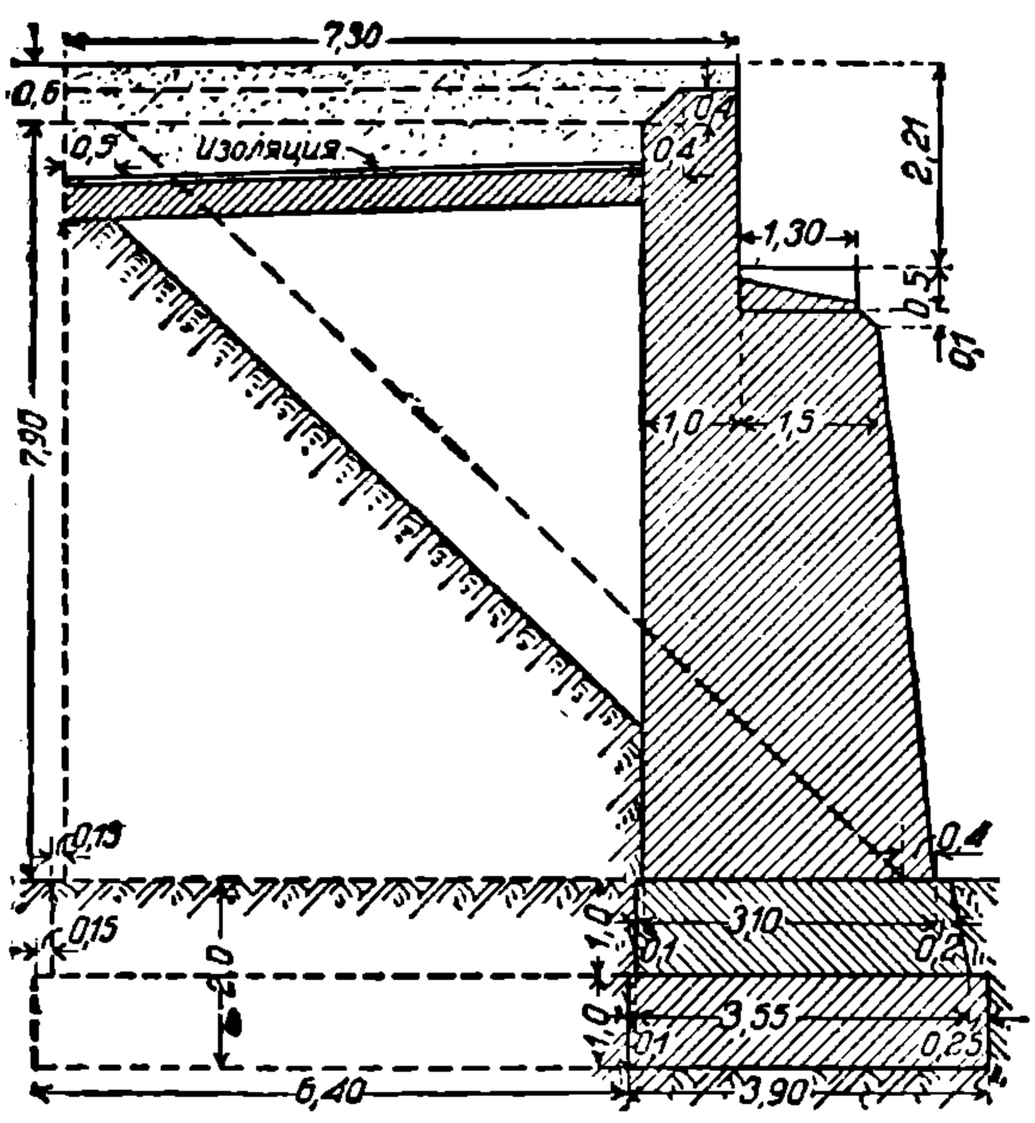
Фиг. 496.



Фиг. 497.



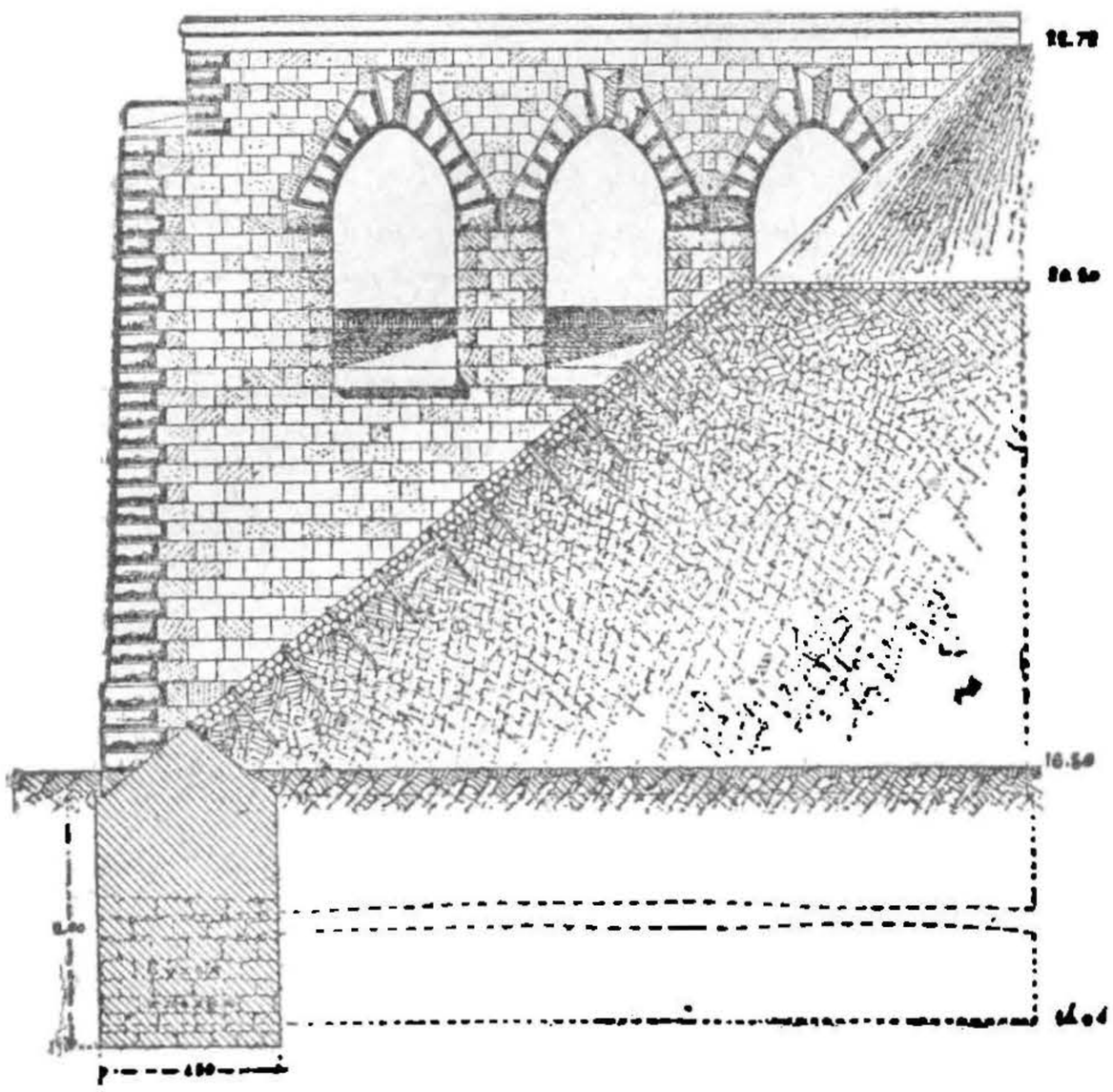
Фиг. 498.



Фиг. 499.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Заднюю стенку устоя последнего типа можно снять и пустить насыпь в проем естественным откосом; давление на стенки будет весьма небольшое; получится устой, изображенный на фиг. 499.

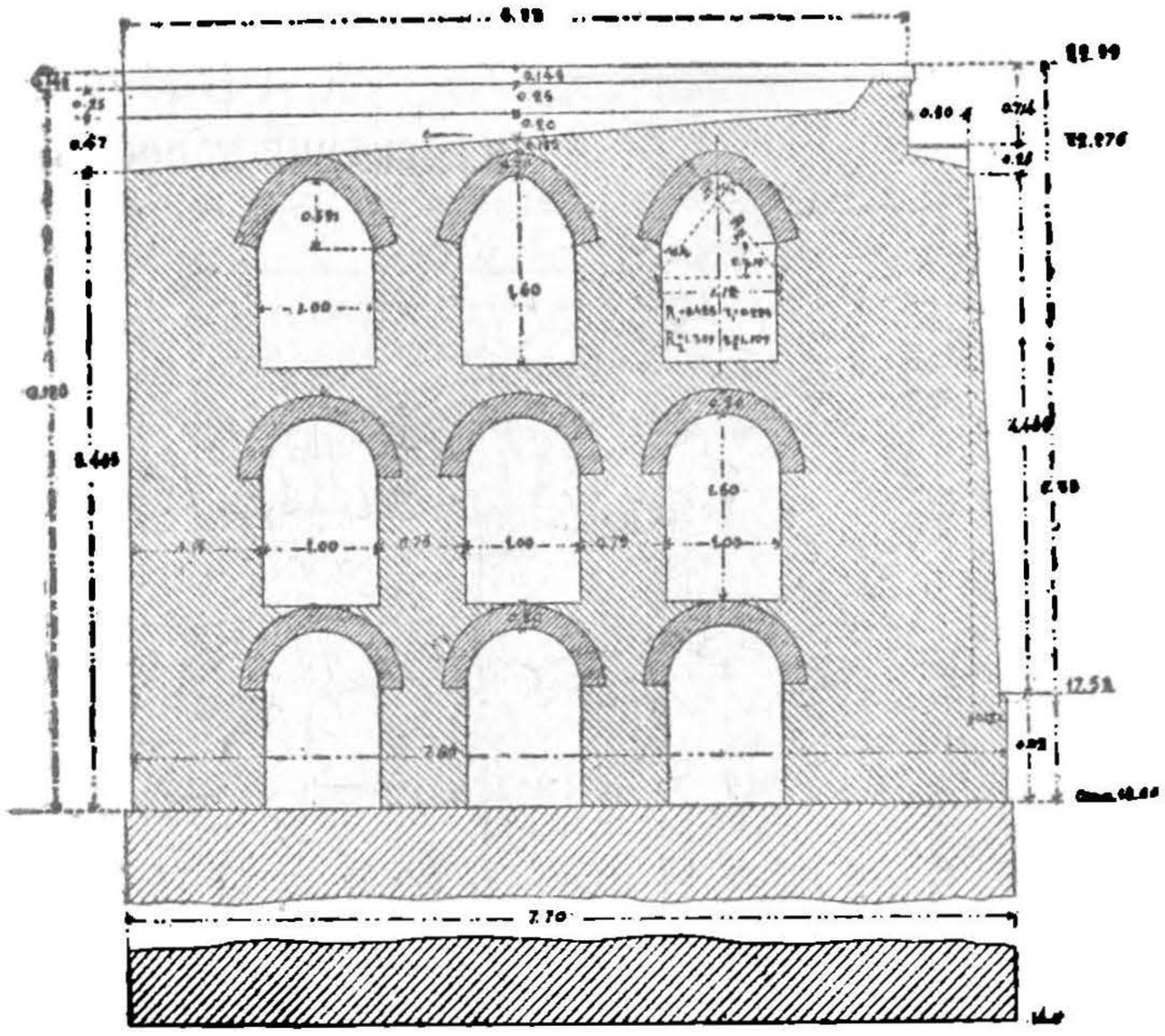


Фиг. 500.

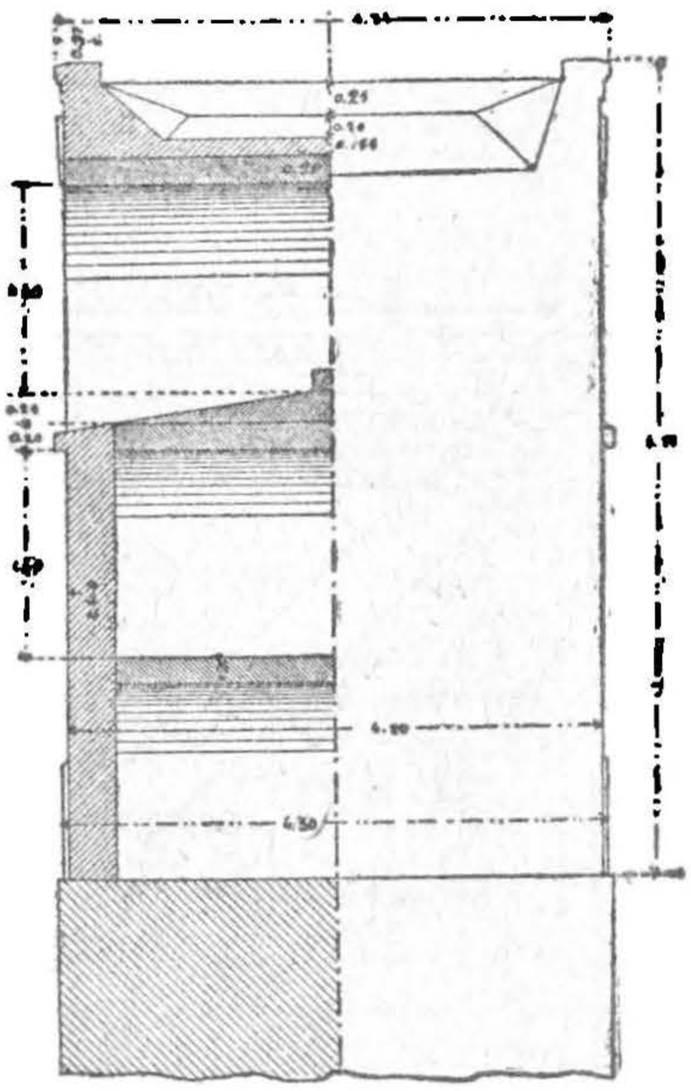
Устой, представленный на фиг. 500 — 502, облегчен горизонтальными проемами, расположенными в три яруса; верхний ярус открыт, нижние прикрыты боковыми стенками толщиною 0,40 саж. Огромная высота устоя (более 6 саж.) допускает и другие приемы решения задачи.

Вместо многих малых поперечных проемов можно устроить один большой (фиг. 503 — 504).

Совершенно новое решение дает следующая комбинация: насыпь спускается поперечным откосом, но устой по



Фиг. 501.

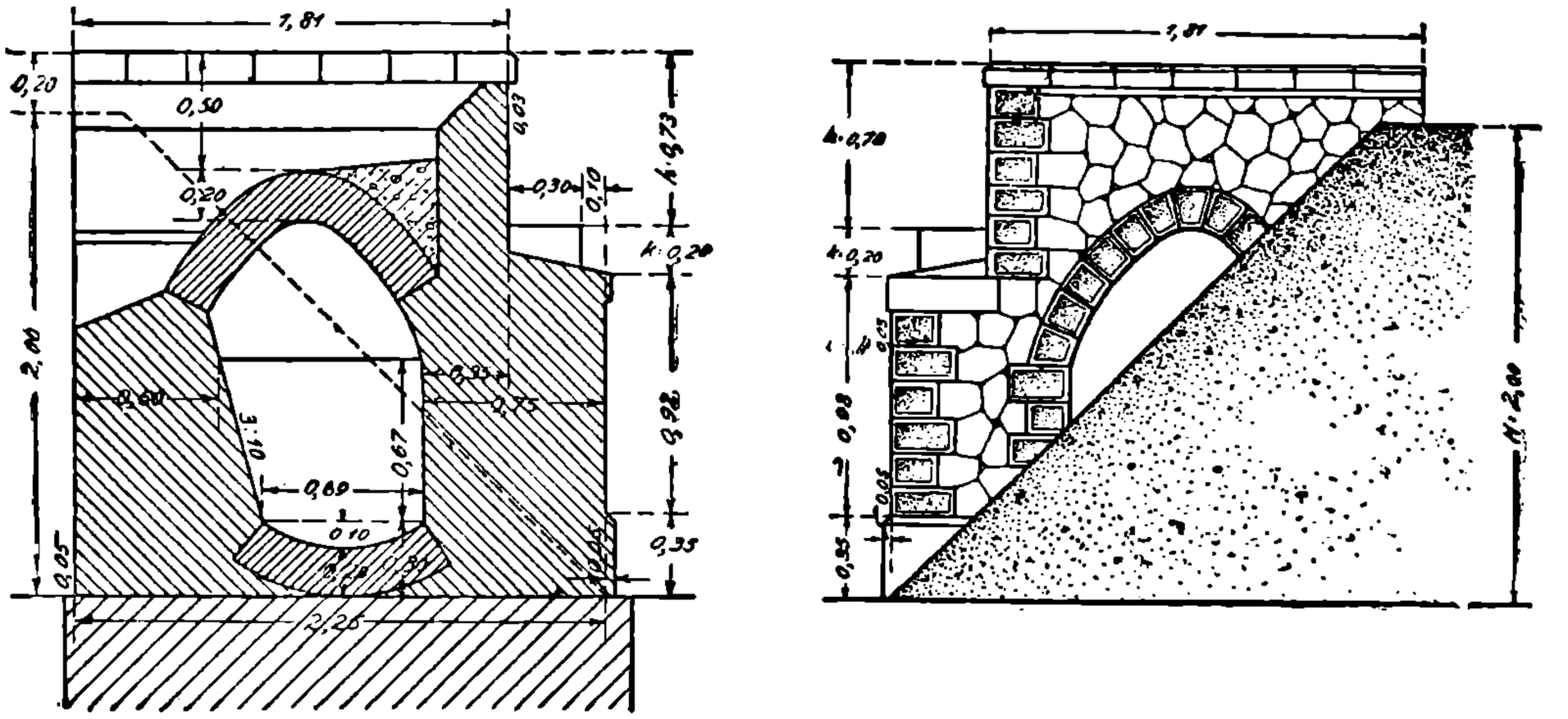


Фиг. 502.

своей длине берется наименьших размеров и ставится по вершине поперечного откоса, где принимает на себя конец балки (фиг. 505), для чего последняя должна быть соответственно удлинена. Этот устой носит назва-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

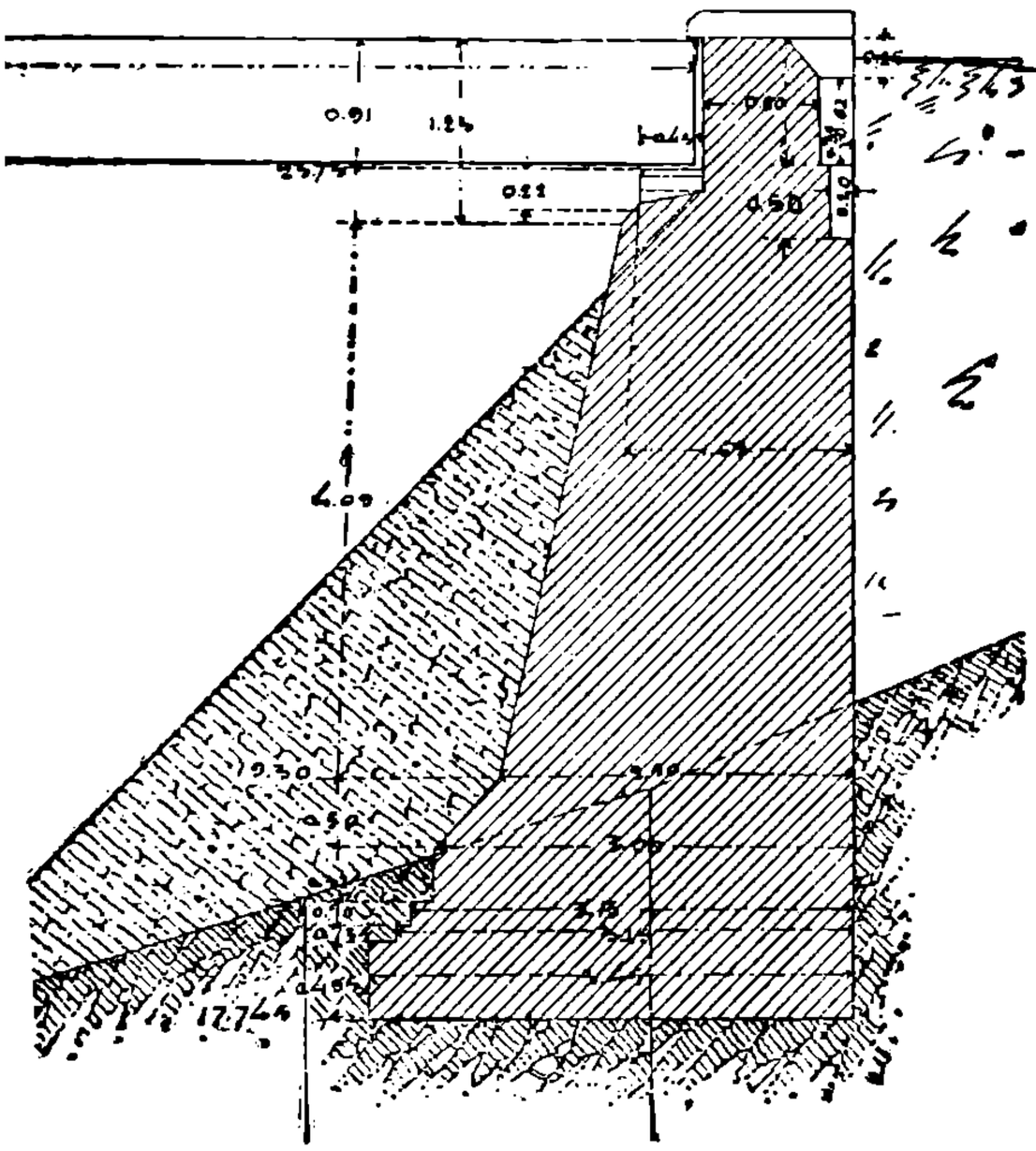
ние „обсыпного"; характерная его черта — трапецоидальная форма, получающаяся под влиянием учета давления земли. В новейших конструкциях



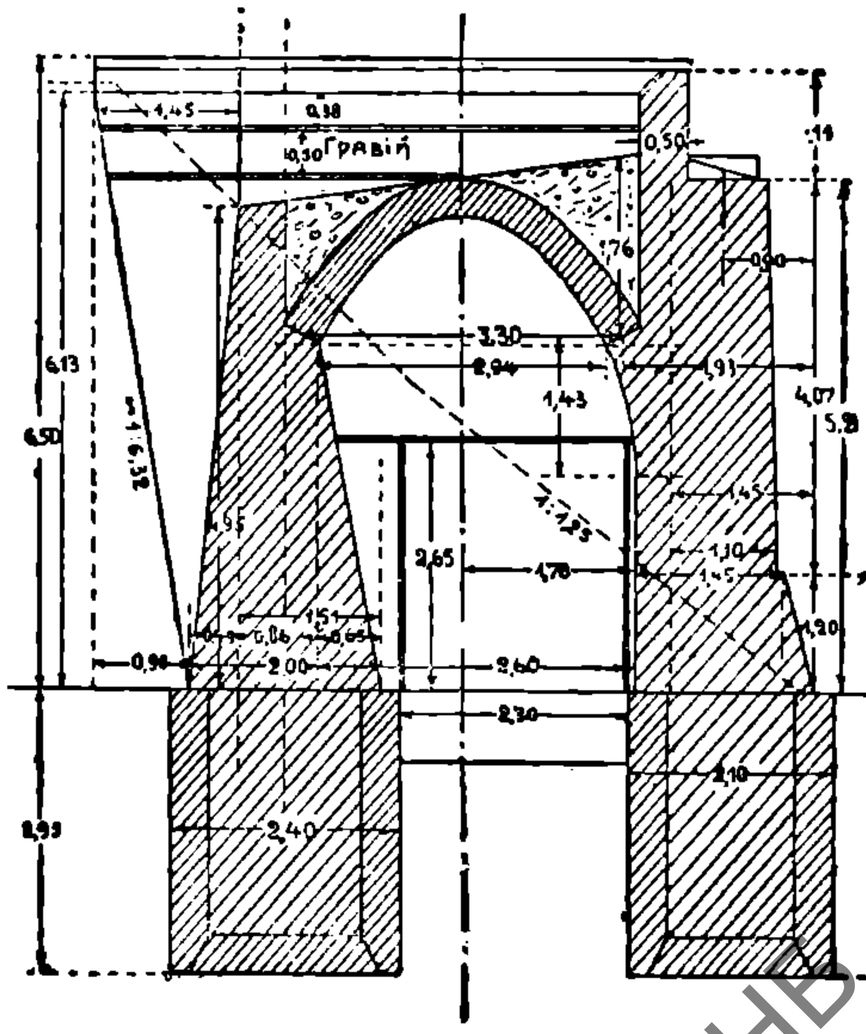
Фиг. 503 — 504.

задняя грань устоя подрезается внутренним уклоном, а стенка принимает форму, следящую за кривой давления.

Если высота насыпи большая (более 8 *м*), то проем в устое по фиг. 503 получается значительным; можно такой проем перекрыть сводом, а передний и задний массивы возвести на отдельных фундаментах (фиг. 506);

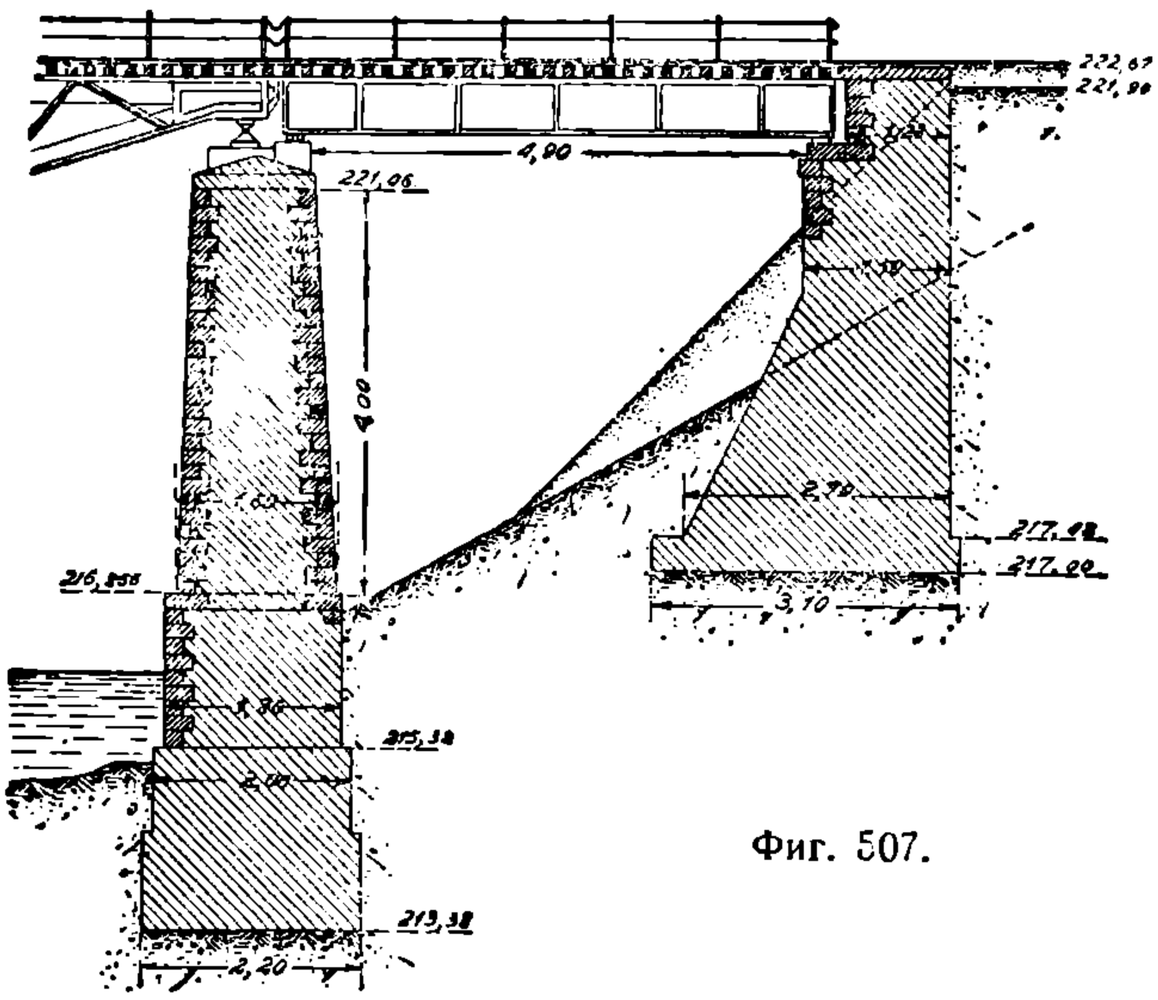


Фиг. 505.



Фиг. 506.

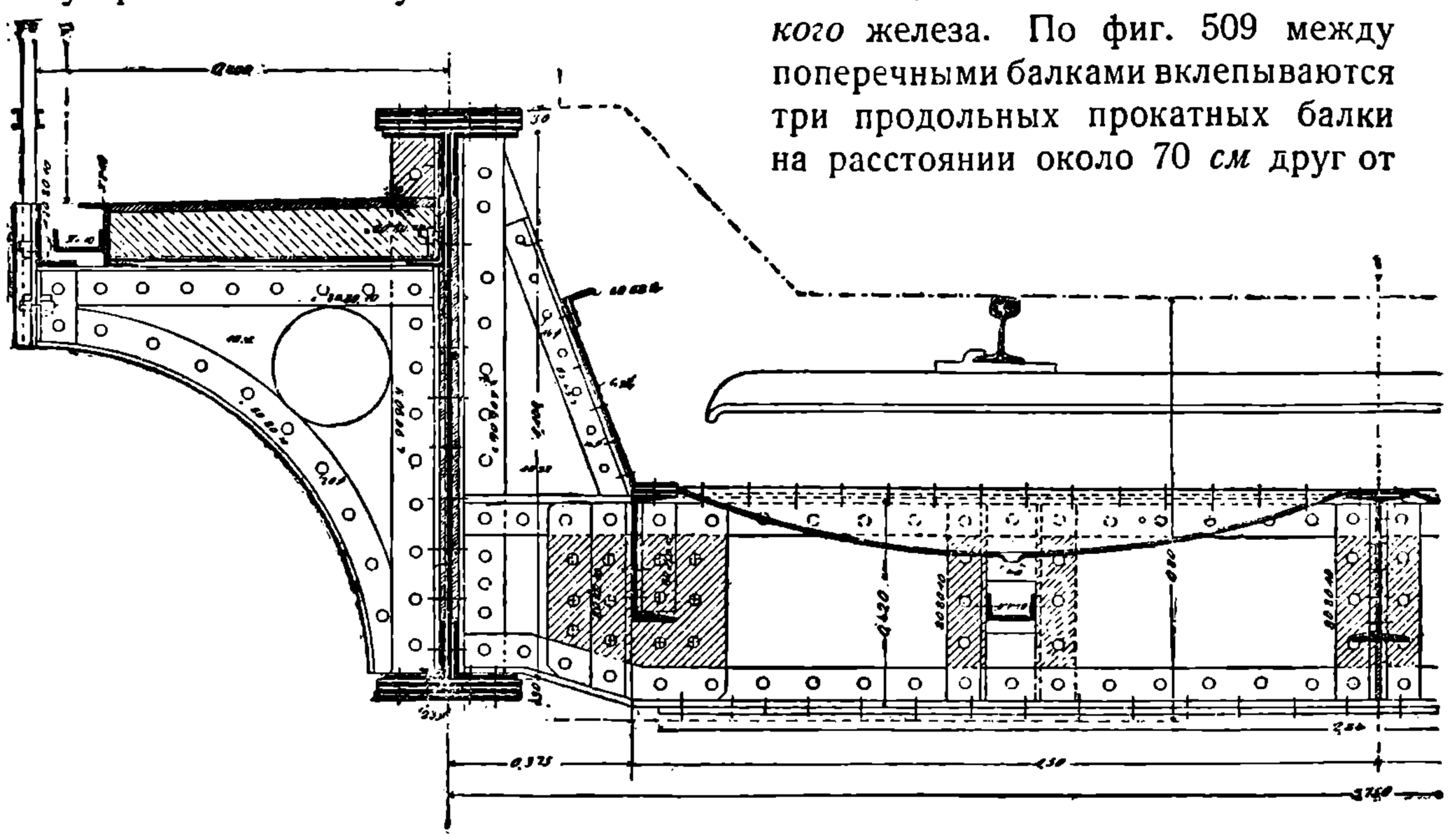
НВ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 507.

можно вместо свода применить особое железное балочное перекрытие (фиг. 507). В последнем случае получается излюбленный русскими инженерами тип устоя, который носит название „раздельного“ и по техническим достоинствам не заслуживает такого внимания. Вместо легкой железной балки лучше применить более тяжелую железобетонную.

34. Проезжая часть.—Для устройства сплошного настила с целью создать путь на баласте применяется, как видели, лотковое железо. Некоторые конструкторы не допускают непосредственного соприкосновения стенок главных балок с баластом из опасения развития ржавчины. В таком случае баластное корыто конструируется, как показано на фиг. 508. При устройстве более густой балочной клетки можно составить настил из *плоского* железа. По фиг. 509 между поперечными балками вклепываются три продольных прокатных балки на расстоянии около 70 *см* друг от

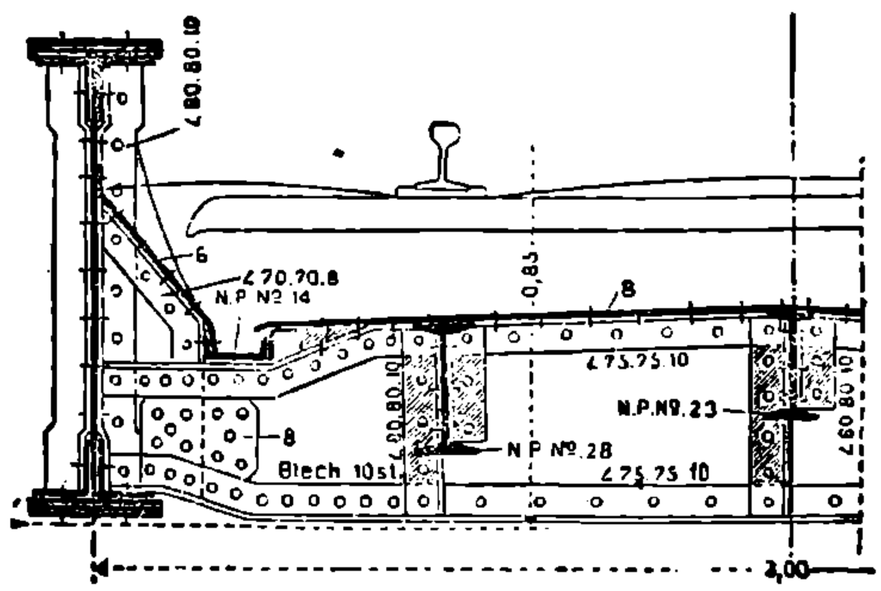


Фиг. 508.

друга; края листа поддерживаются корытом, устроенным для отвода воды. Настил имеет поперечный уклон $^1/_{30}$, а корыто — продольный. Такая конструкция освобождает от применения трубок, в которых вода может замерзать. Более редкая балочная клетка требуется для настила из цилиндрического

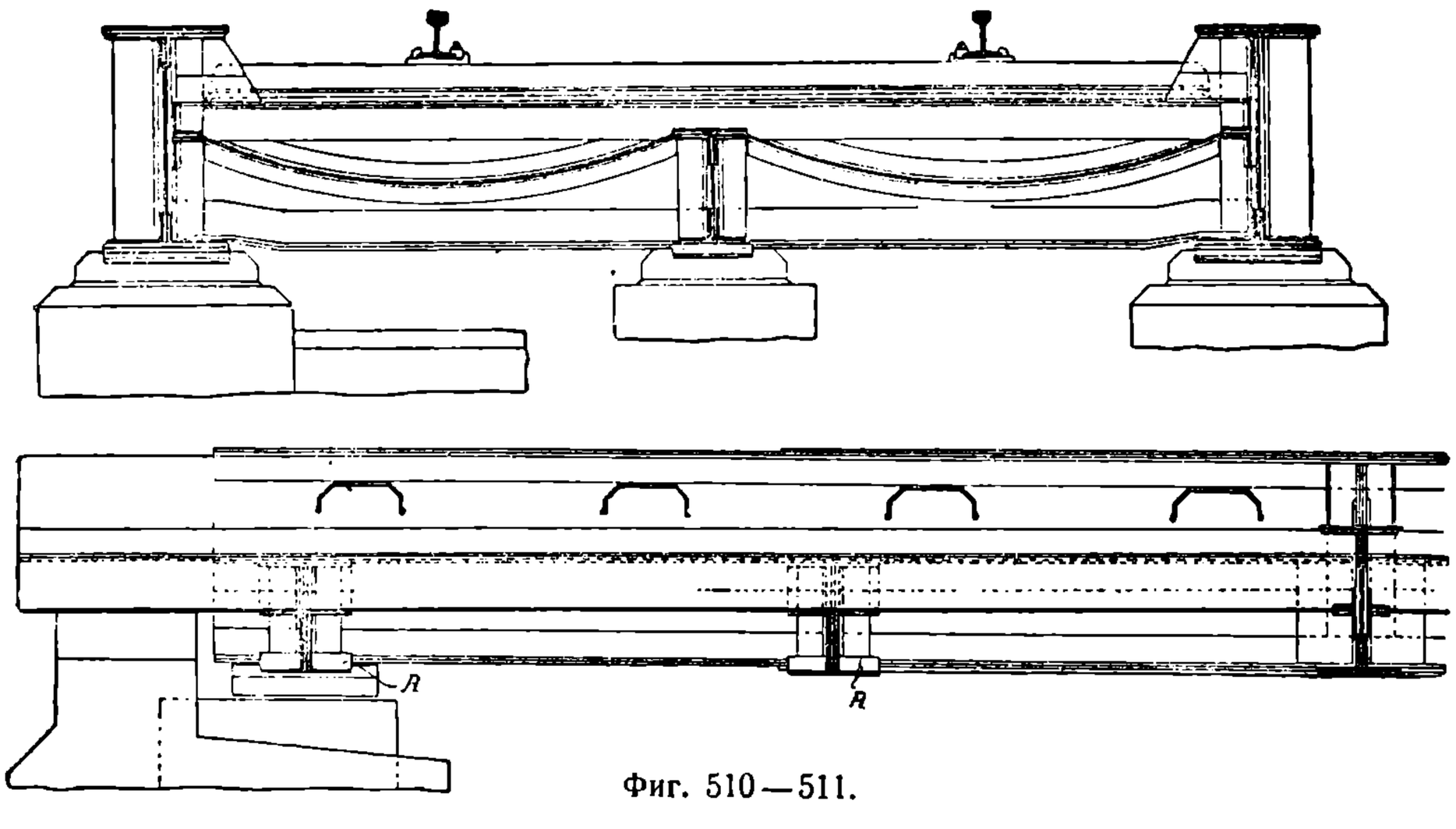
НВ УДУНТ (ДІІТ)

железа, т. е. листов, изогнутых по цилиндрической поверхности, приклепываемых к поддерживающим балкам лишь двумя полками, расположенными по образующим (фиг. 510—511). Торцовые концы укрепляются также при помощи изогнутых уголков к стенкам балки, но через это соединение нагрузка не передается.

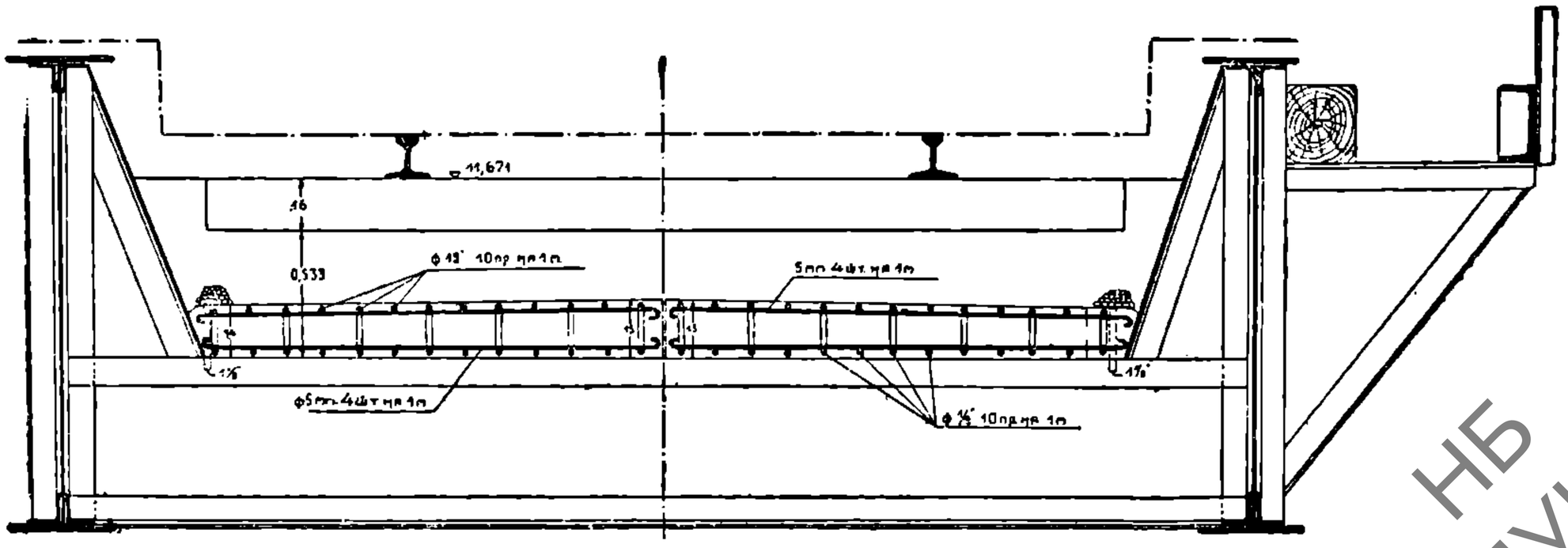


Фиг. 509.

Вместо железных листов для сплошной выстилки можно применить железобетонные плиты. Так как плита хорошо сопротивляется изгибу, то для укладки ее достаточно либо только главных балок, либо лишь поперечных балок при езде понизу. Железобетонные плиты применены были, между прочим, на путепроводе через Сердобольскую улицу соединительной Финляндской ветви в Ленинграде (фиг. 512).



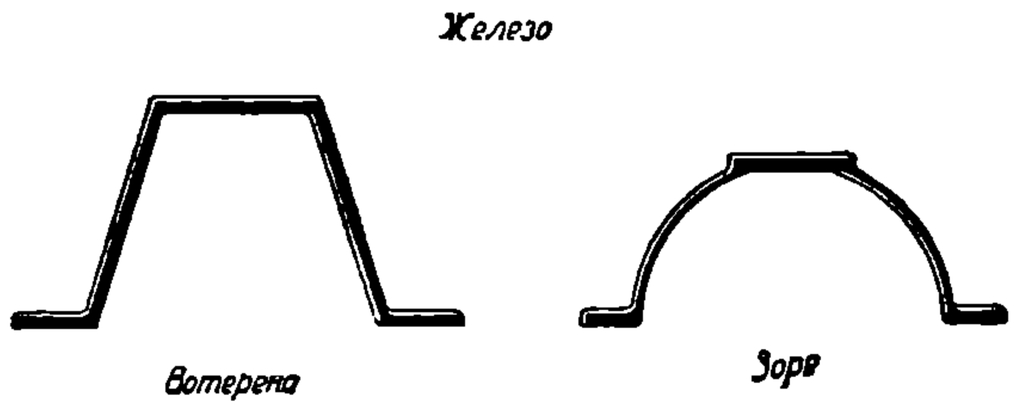
Фиг. 510—511.



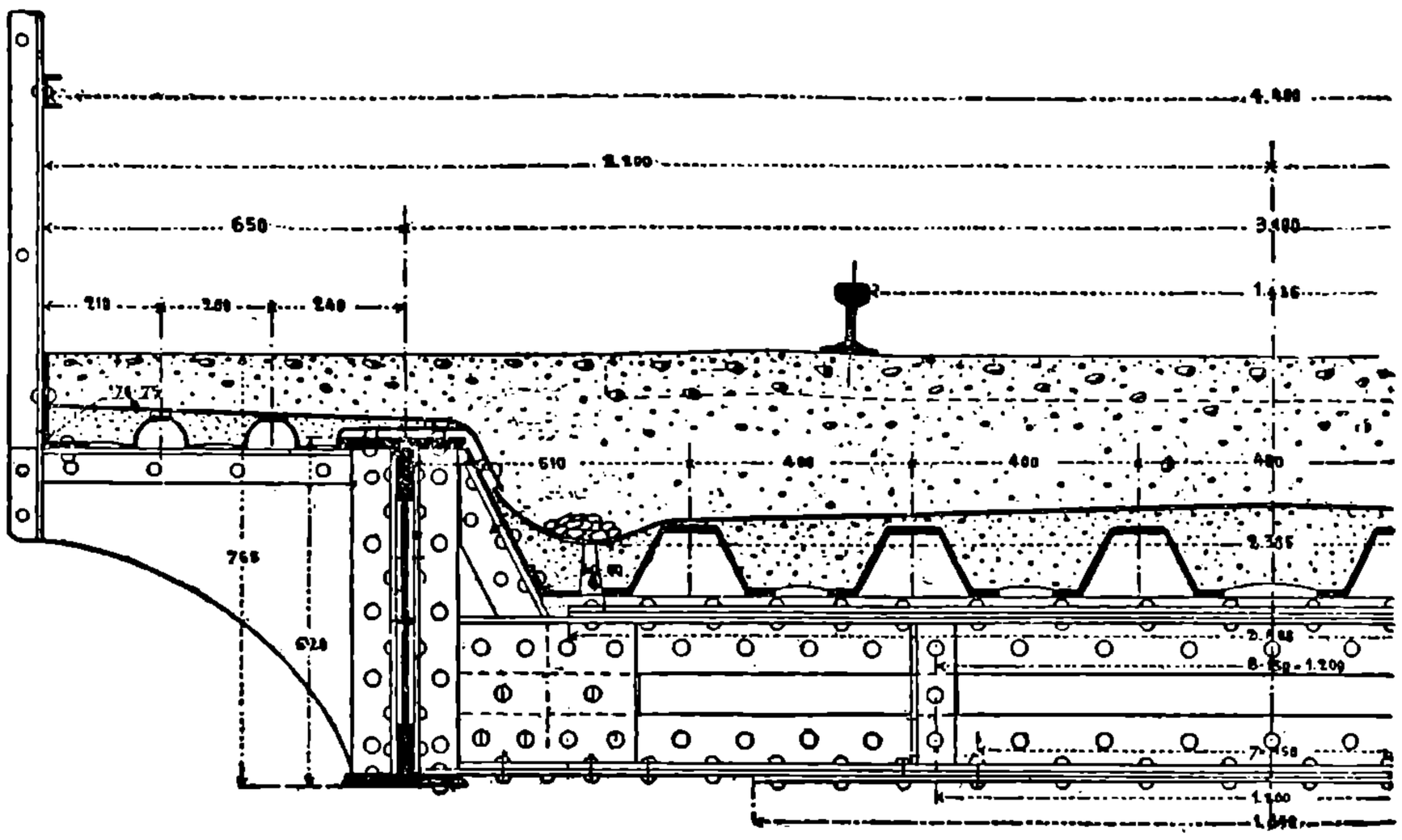
Фиг. 512.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для той же цели применяются особые профили прокатного железа, имеющие в поперечном разрезе вид волны. Сюда относятся: железо Вотерена и Зоре (фиг. 513). Отрезки такого железа способны сопротивляться изгибу. Настил образуется укладыванием по главным балкам поперек моста или по поперечным балкам вдоль моста ряда отрезков подобного железа. На фиг. 514 изображено пролетное строение с ездою понизу на баласте. По поперечным балкам уложено железо Вотерена с небольшими промежутками между полками; получающиеся впадины заполнены бетоном, возвышающимся на несколько сантиметров над железом; поверхности бетона приданы поперечные скаты для сбора воды в боковых каналах,



Фиг. 513.



Фиг. 514.

откуда она выводится трубками. Бетон прикрыт изоляцией из слоя асфальта или просмоленного полотна и т. п. Тротуары поддерживаются более легким железом Зоре.

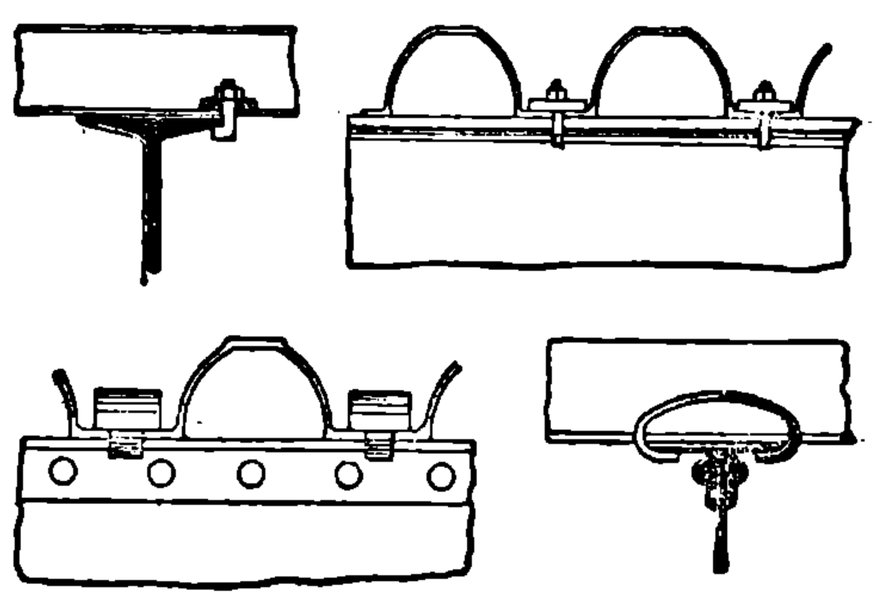
Промежутки между полосами Зоре или Вотерена иногда, в особенности в тротуарах, делают значительными: до 10—15 *см*; при этом для возможности бетонирования их закладывают кирпичами или бетонными плитками (фиг. 515).

Фиг. 515.

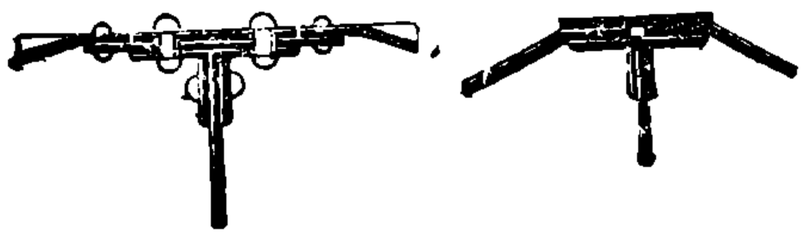
Полки железа Зоре и Вотерена сравнительно узки и толсты, т. е. не приспособлены к постановке заклепок в них без значительного ослабления сечения. В виду этого для прикрепления их прибегают к приемам, приведенным на фиг. 516.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

При прикреплении лотков приходится наблюдать, чтобы растягивающее усилие лотка, как провисающего полотна, не оттягивало уголков, а кроме того, чтобы прикрепление не мешало склепке балок. Так, например, если в состав балки входит несколько горизонтальных листов и если склепку их с поясными уголками использовать для прикрепления лотков, то горизонтальные листы балки придется приклепывать во время сборки пролетного строения на месте; при этом возникают еще неудобства в местах обрыва горизонтальных листов. Весьма хорошее расположение для таких случаев изображено на фиг. 517 слева: нижний лист выпущен настолько, чтобы принять полку лотка и прикрепить его здесь независимыми заклепками.



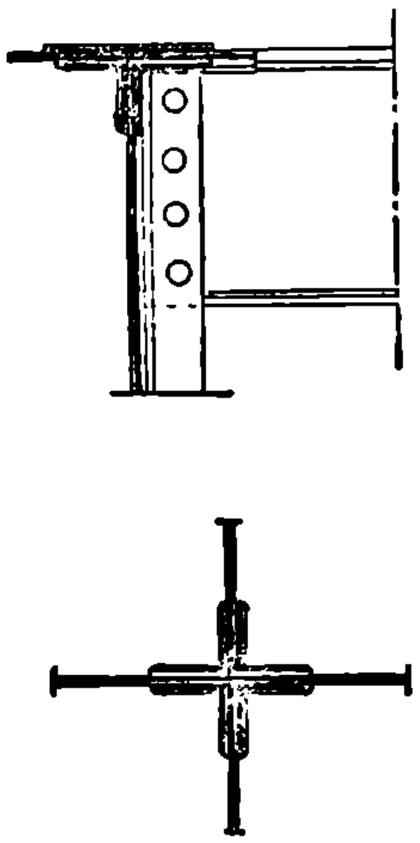
Фиг. 516.



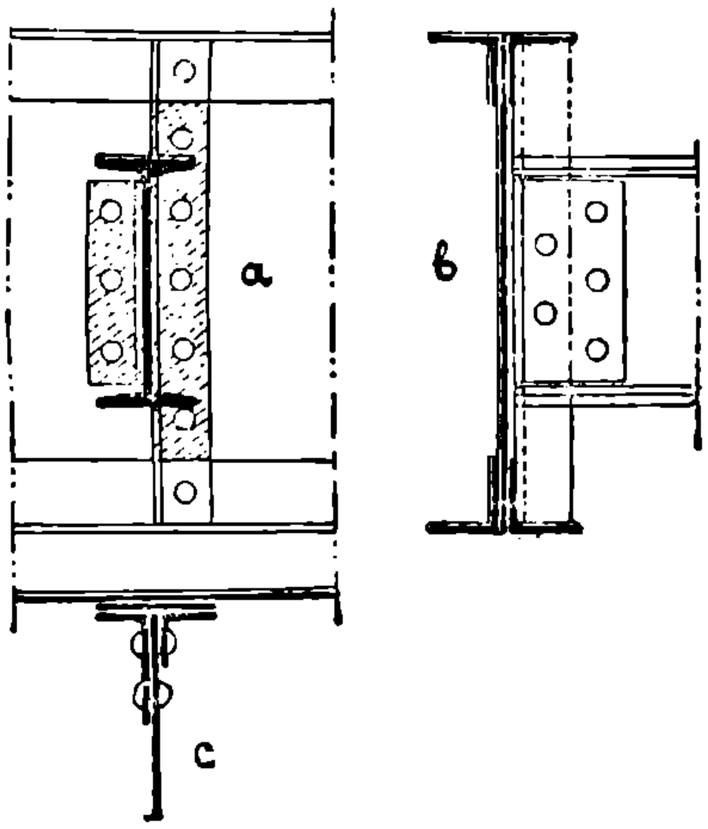
Фиг. 517.

Если балка не имеет горизонтальных листов, то для удержания уголков пояса на месте необходимо поверх полок лотков поставить полосу железа в виде стяжки (фиг. 517 справа).

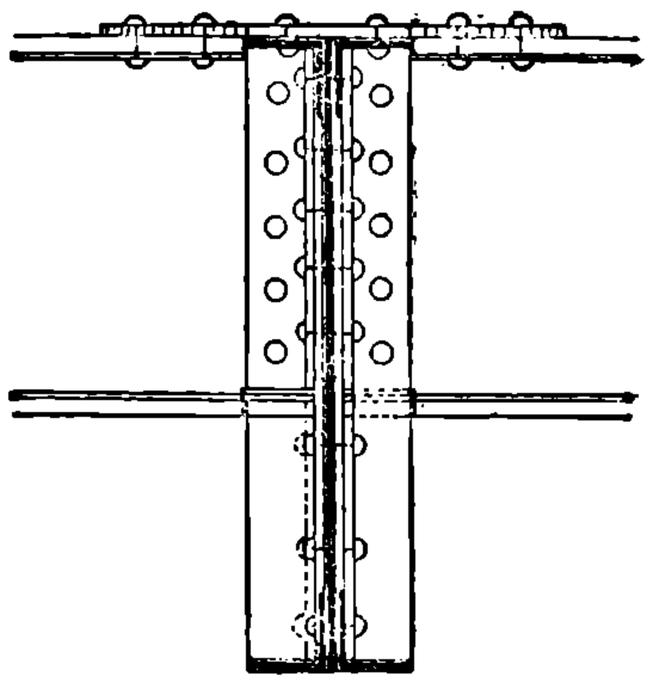
Теперь обратим внимание на прикрепление поперечных балок к главным и продольных — к поперечным. На фиг. 514 поперечная балка прикреплена к главной балке при помощи двух вертикальных уголков, обжимающих консольный лист. В притык к этому листу подходит вертикальная стенка поперечной балки; место встречи перекрыто двумя накладками,



Фиг. 518.



Фиг. 519.

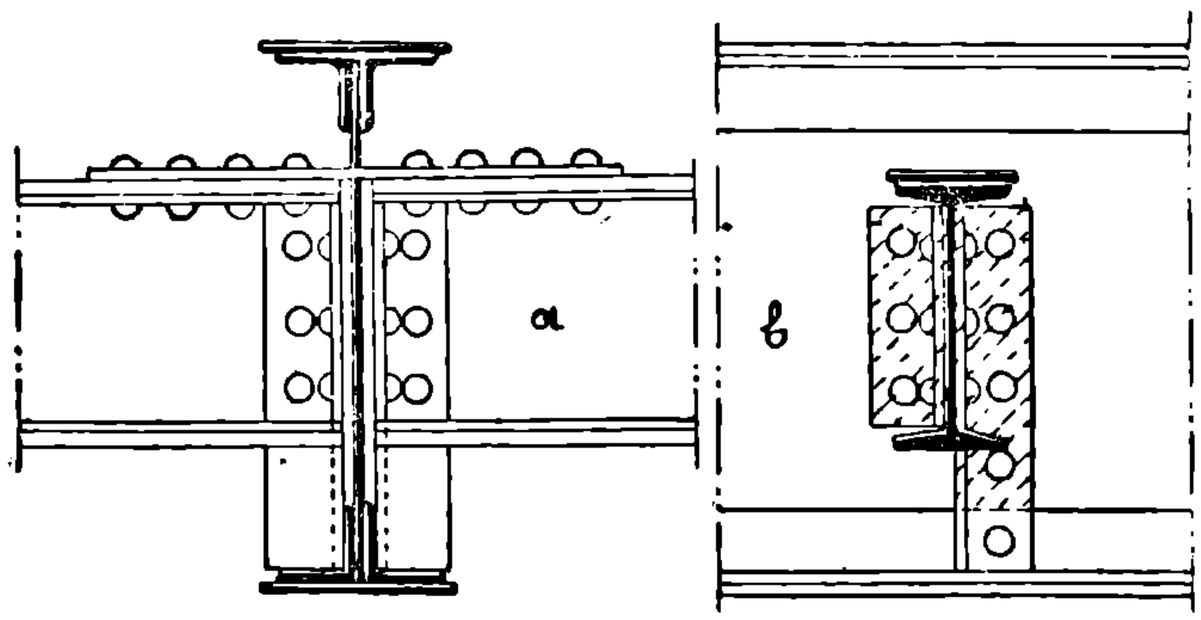


Фиг. 520.

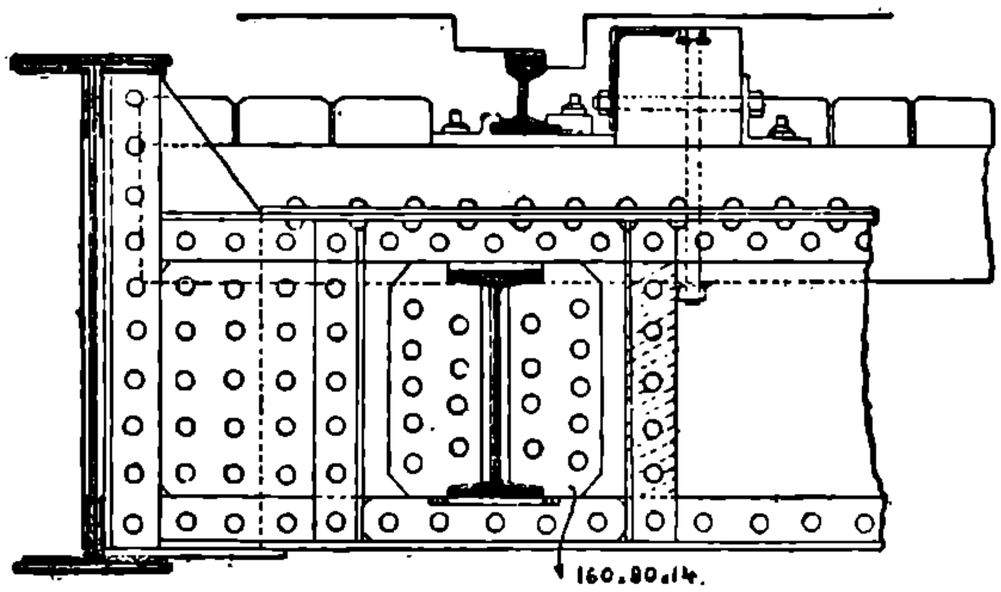
расположенными поверх поясных уголков поперечной балки; впадины между уголками заложены прокладками.

Продольные прокатные балки по фиг. 509 прикреплены на каждом конце двумя уголками: коротким справа, в пределах высоты прокатной

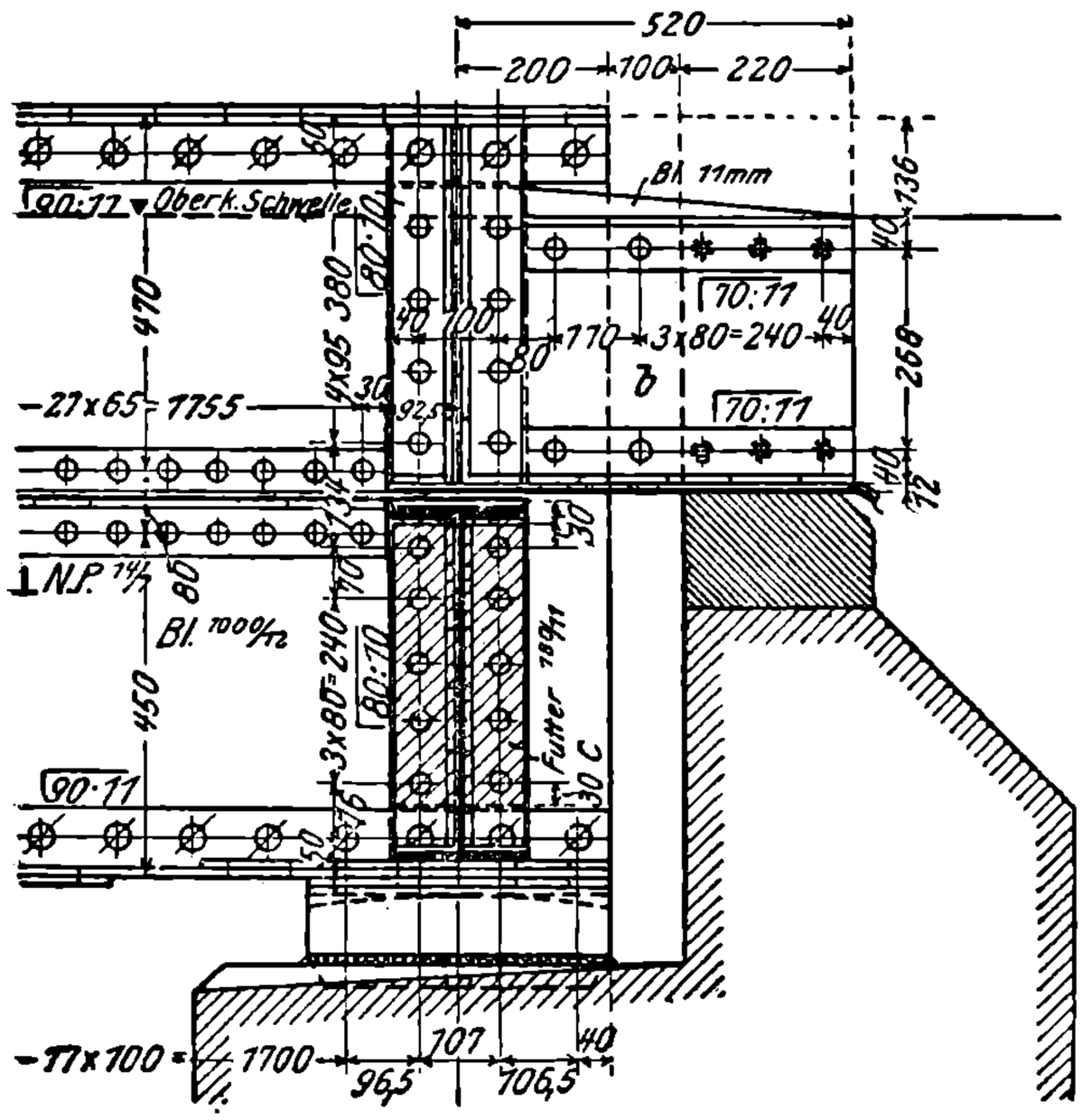
НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 521.



Фиг. 522.



Фиг. 523.

балки, и длинным слева, постановка которого требует срезки левой нижней полки в двутавровой балке. Верхняя ее полка тоже срезана, так как ее встречает полка уголка поперечной балки. Под уголки подложены прокладки во избежание высадки уголков.

Варианты прикрепления продольных балок к поперечным приведены на фиг. 518 — 522. Первое из этих прикреплений (фиг. 518) приспособлено для покрытия балочной клетки лотковым железом. Прикрепление по фиг. 519 наиболее просто, но имеет тот недостаток, что при прогибе продольной балки ее конец поворачивается и верхняя часть конца отходит от стенки и напрягает заклепки на отрывание головок, а полки уголков — на отгибание. Такие соединения в железнодорожных мостах быстро расстраиваются, заклепки расшатываются и истираются, дыры разнашиваются и сминаются. Чтобы улучшить соединение, увеличивают диаметр заклепок, подымают продольные балки до уровня поперечных и соединяют верхние концы балок особой планкой (рыбкой) над поперечной балкой (фиг. 520).

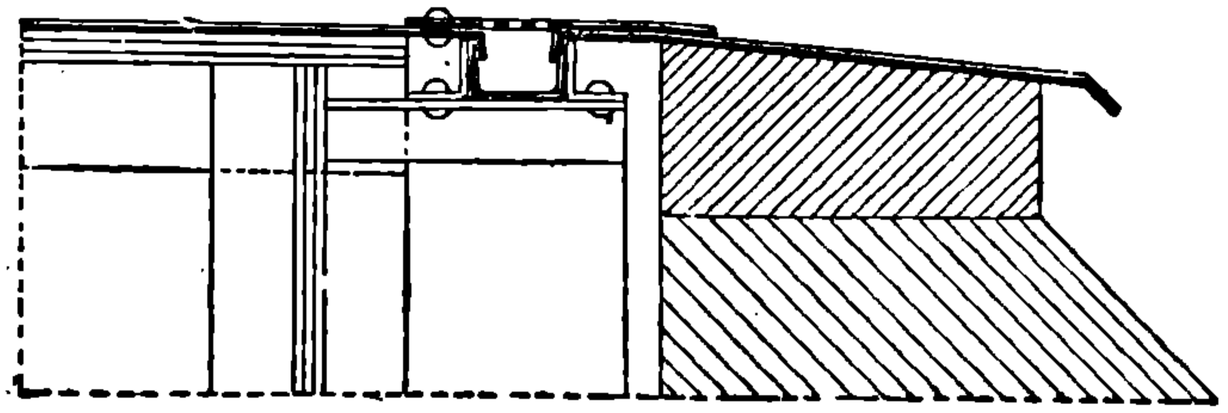
На фиг. 521 та же

НБ УДУНТ (ДІТ)

цель достигнута посредством прореза вертикальной стенки поперечной балки; в прорез пропущена горизонтальная планка, соединяющая концы продольных балок поверху.

На фиг. 522 продольная балка идет непрерывно сквозь поперечные, в которых сделаны соответственные вырезы, укрепленные широкополыми уголками.

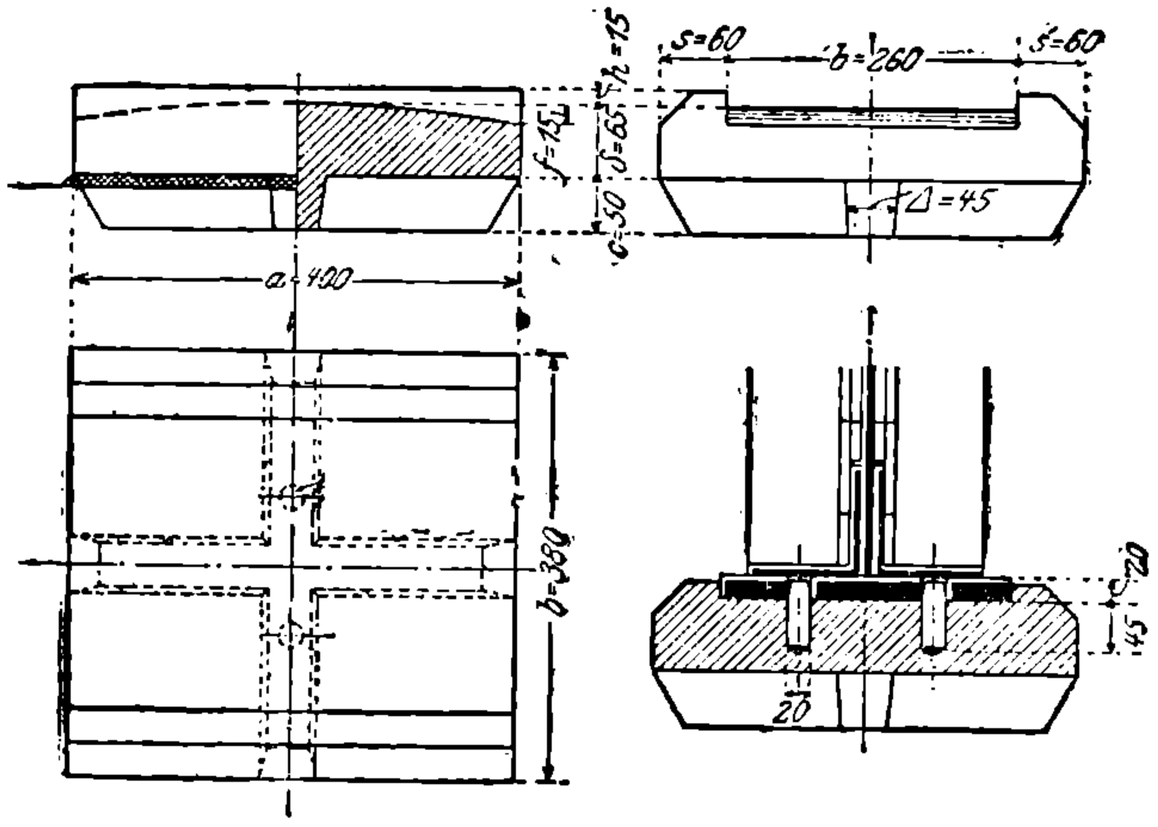
В заключение обращаем внимание на приемы, при помощи которых устраивается переход настила с моста на устой. Задача заключается в устройстве непрерывного перекрытия для поддержания баласта; вместе с тем, концы мостового полотна должны обладать подвижностью для свободного следования за деформациями пролетного строения. Здесь же решается и вопрос об отводе воды из продольных жолобов, собирающих ее с поверхности моста. На фиг. 523 показано продолжение баластного ящика на кладку устоя. На фиг. 524 изображен поперечный жолоб, отводящий воду к трубке, спускающейся от жолоба вниз.



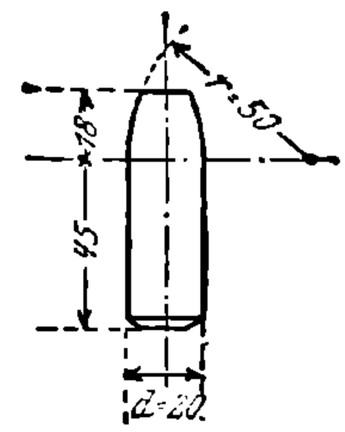
Фиг. 524.

35. Опорные части. — Типы опорных частей весьма разнообразны; главные требования, которым они должны удовлетворять, суть: обеспечение подвижности или неподвижности опоры балки, центральная передача опорного давления, свободное вращение для конца балки, простота конструкции. В качестве материала для подушек следует выбирать сталь в виде литья.

Простейший тип, применимый для небольших пролетов, представлен на фиг. 525; опорное приспособление состоит из одной подушки, имеющей верхнюю поверхность выпуклой, чем и достигается центрирование. Конец балки опирается на подушку при помощи опорного листа толщиною 20 *мм*, прикрепленного к поясу потайными заклепками. Неподвижная опора создается постановкой двух штифтов (фиг. 526)



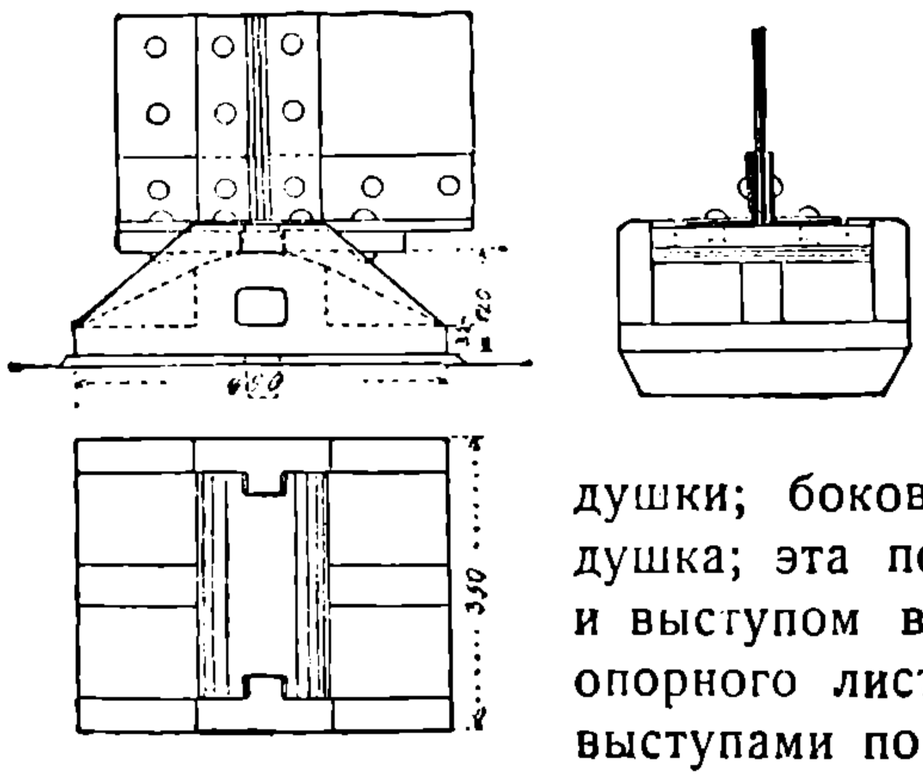
Фиг. 525.



Фиг. 526.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в подушку; верхние концы штифтов входят в дырки опорного листа. Чтобы штифты не мешали поворачиванию конца фермы, они заточены в верхнем конце по дуге круга в профиле.



Фиг. 527 — 529.

Вместо штифтов можно применить боковые выступы в нижней подушке, которые войдут в выемки, сделанные в опорном листе (фиг. 527 — 529).

На фиг. 530 — 531 представлены опорные приспособления более тяжелого типа; на каждой опоре две подушки; боковыми ребордами снабжена верхняя подушка; эта подушка прикреплена к ферме болтами и выступом в середине, который входит в вырез опорного листа. Неподвижность опоры достигается выступами по бокам.

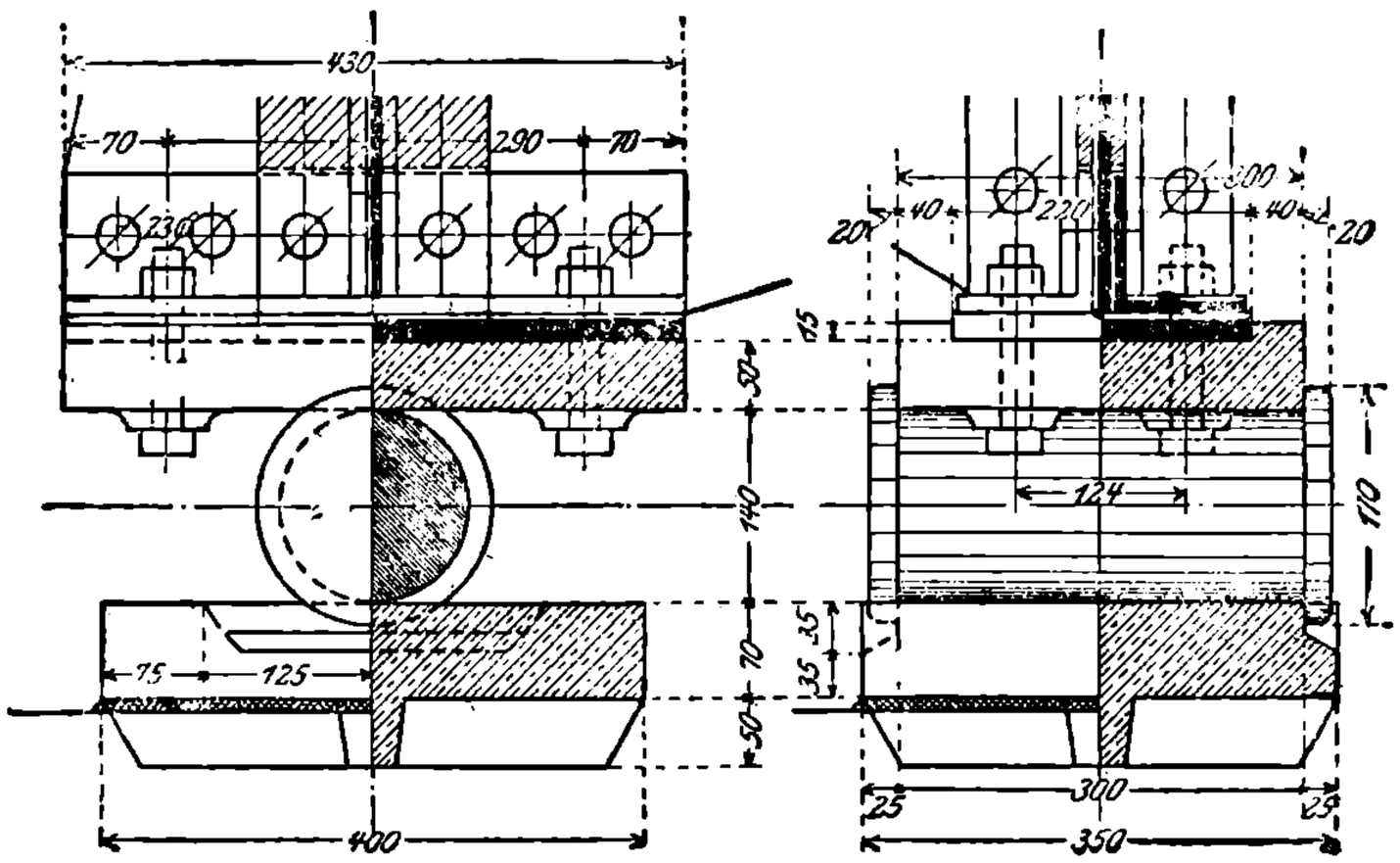
Более совершенная опора в смысле легкости перемещений конца балки изображена на фиг. 532. Это — опора на катке. Каток устраивает вместе с тем и центрирование давления. Правильное положение катка в плане не совсем обеспечено здесь при помощи реборд. Лучше достигает цели постановка вертикальных боковых планок (фиг. 533 — 534). Концы планки обработаны по профилю зубца

Фиг. 530 — 531.

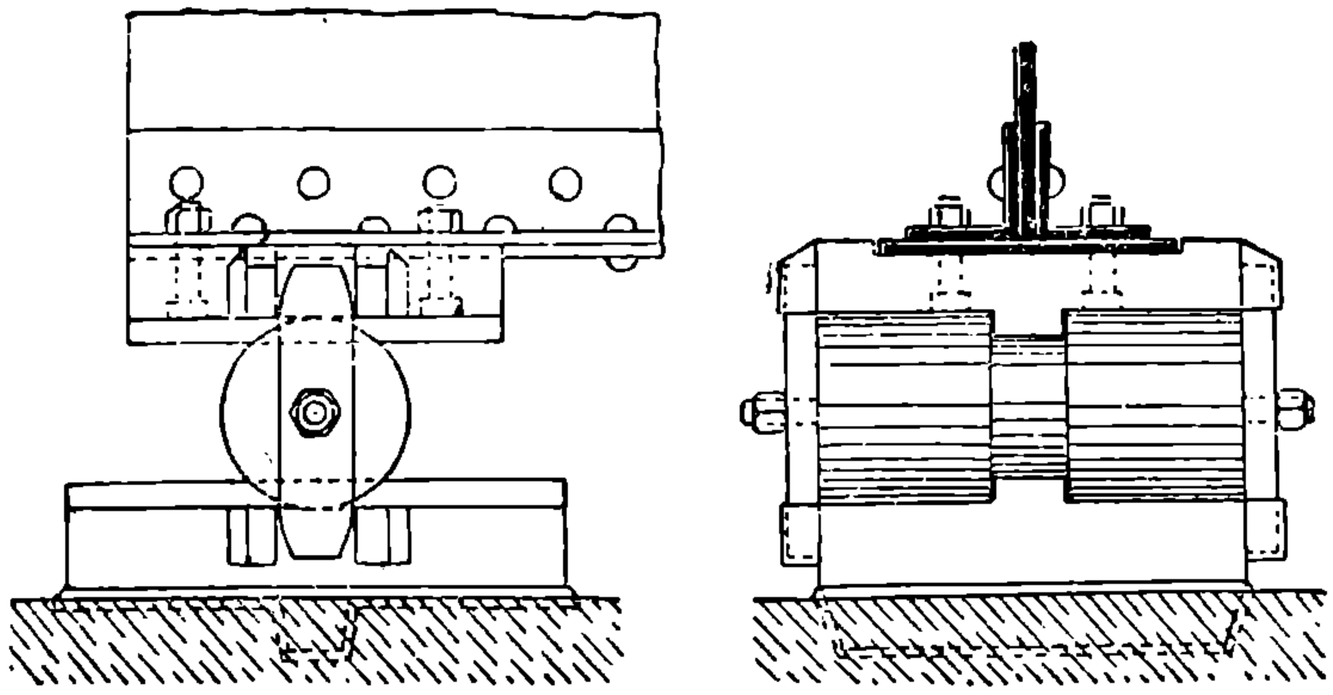
колеса; они поворачиваются между выступами подушек при перемещении катка, но не позволяют ему менять положение оси, которая должна оставаться перпендикулярной к плоскости балки.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

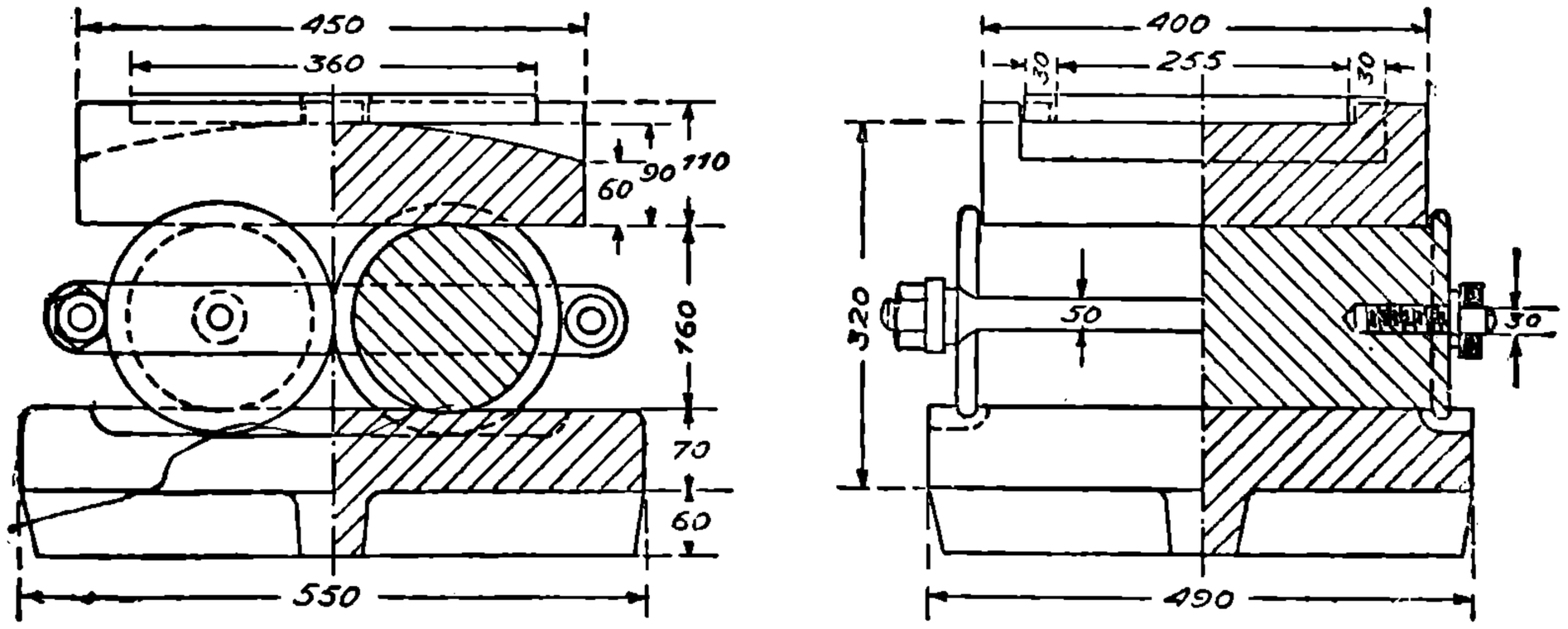
(ЦНИИЭП)
ЧИТАЛ
ЯН



Фиг. 532.

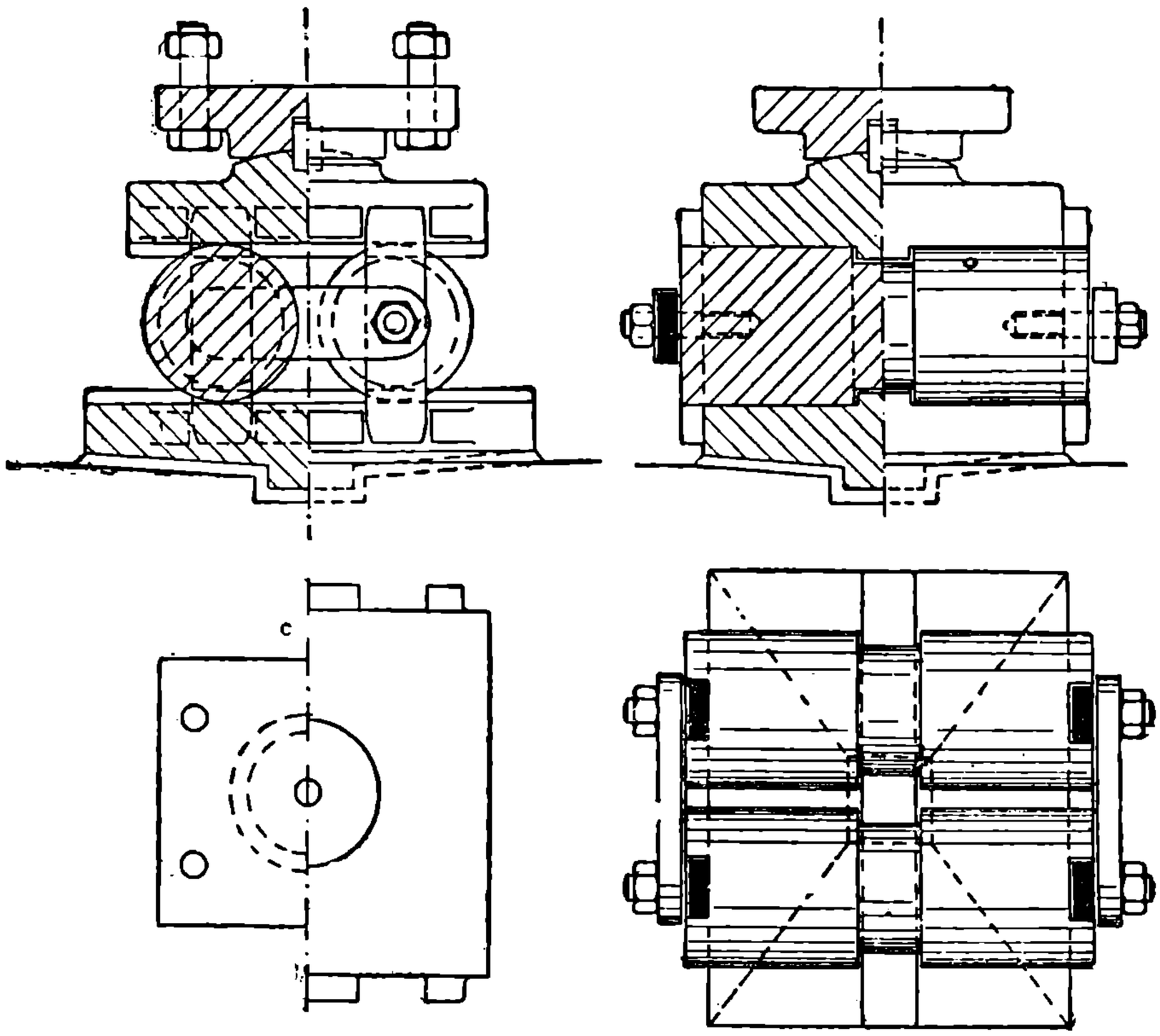


Фиг. 533 — 534.

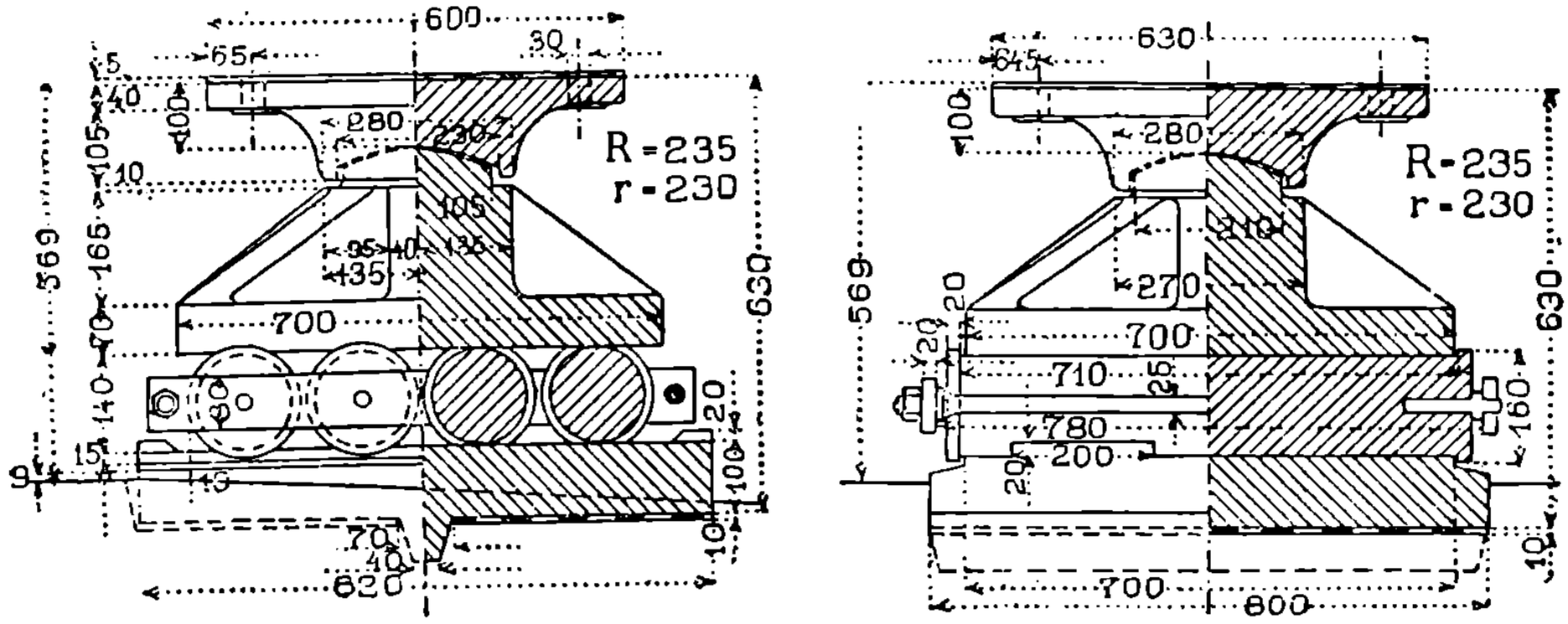


Фиг. 535 — 536.

При более значительных давлениях на опору подвижная опора устраивается с двумя катками или более. В таком случае для центрирования



Фиг. 537 — 540.



Фиг. 541 — 542.

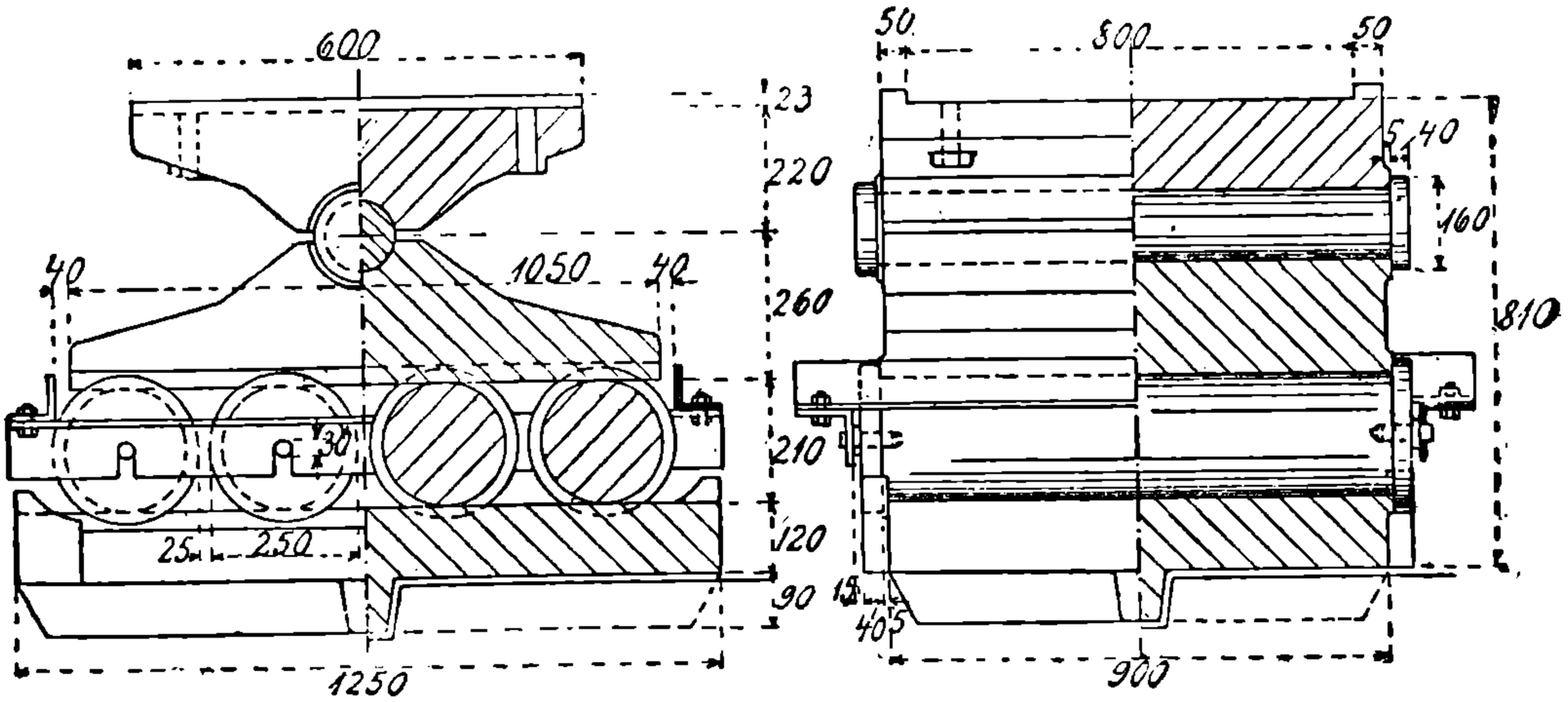
нужно особое приспособление, иначе давление будет передаваться на катки неодинаково.

Простейшая конструкция изображена на фиг. 535—536; катки связаны рамкой и снабжены ребордами; остальное понятно из чертежей.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Другая конструкция подвижной опоры с 2 катками дана на фиг. 537 — 540. В такой опоре различают следующие части: верхний балансир, нижний балансир, катки и подушку.

Верхний балансир в данном случае перекатывается на нижней шаровой поверхности; чтобы обеспечить верхнюю часть от соскакивания с нижней,



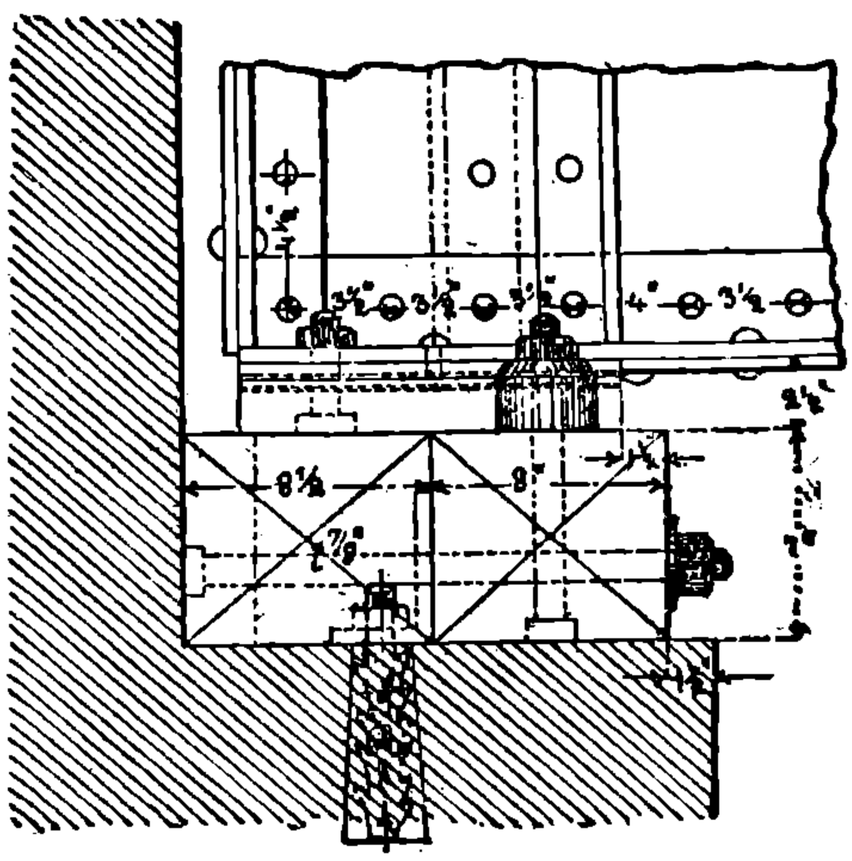
Фиг. 543 — 544.

в центре поставлен штифт. Штифт находится как раз в наиболее напряженном месте балансиров, что следует считать недостатком конструкции. Катки связаны между собой планками на шурупах; здесь же на конце каждого катка поставлено по вертикальной планке, втиснутой в паз катка; концы этих планок входят в гнезда балансира и подушки и удерживают систему катков от перекоса. Боковые перемещения парализуются выступами посредине плоскостей катания; им в катках отвечает выточенное углубление.

Более целесообразно верхний балансир опирается на нижний в опоре, представленной на фиг. 541 — 542.

Вместо шаровой поверхности вращения балансиров можно устроить цилиндрическую или просто поставить шарнир между двумя балансирами (фиг. 543—544).

Нижнюю подушку укрепляют на подферменном камне на цементном растворе; между опорным листом и верхней подушкой или верхним балансиром, ежели они имеются, прокладывается свинцовый лист или просмоленный прессованный войлок для смягчения удара быстро вступающего на мост поезда. Раньше для этой цели подушки располагали на деревянных мауэрлатах (фиг. 545), но теперь этот прием признан неудоб-

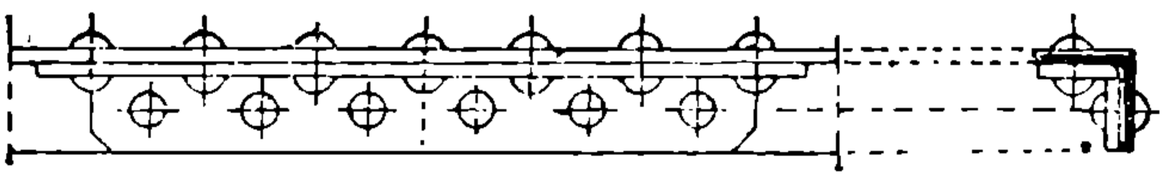


Фиг. 545.

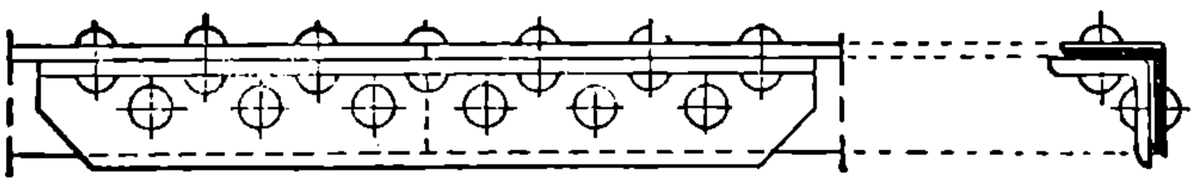
НБ УДУНТ (ДІІТ)

ным, так как мауэрлаты довольно быстро сминаются и загнивают, вследствие чего требуется довольно частый ремонт.

36. Стыки. — Стыки в главных балках приходится устраивать по двум причинам. Либо вследствие того, что длина листа или уголка балки больше той длины, которую дают прокатные заводы; это стыки конструктивные. Либо для того, чтобы разделить балку на две или на три части, которые каждая в отдельности склепывается на заводе, а вместе соединяются в *стыке* на месте работ во время сборки пролетного строения. Эти стыки называются *монтажными*. Их размещают в проектах с таким соображением, чтобы изготовленные на заводе отрезки балки или даже секции пролетного строения были удобны для перевозки.



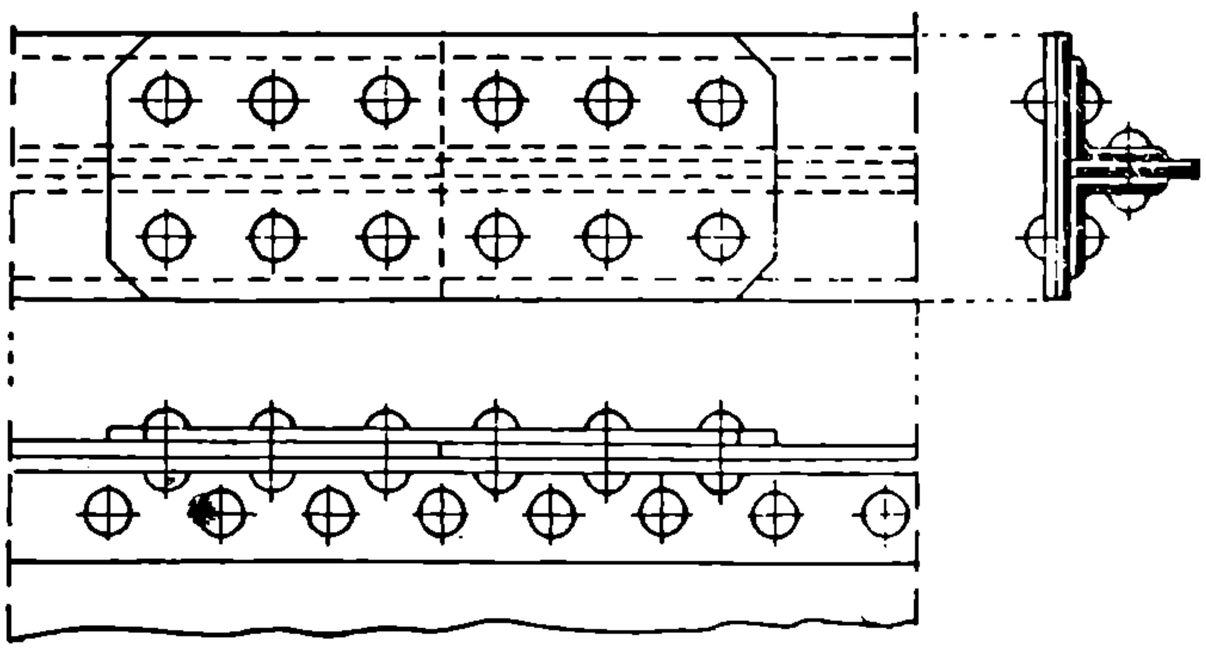
Фиг. 546.



Фиг. 547.

Стык уголка перекрывается либо двумя планками из полосового железа (фиг. 546), либо отрезком такого же уголка (фиг. 547).

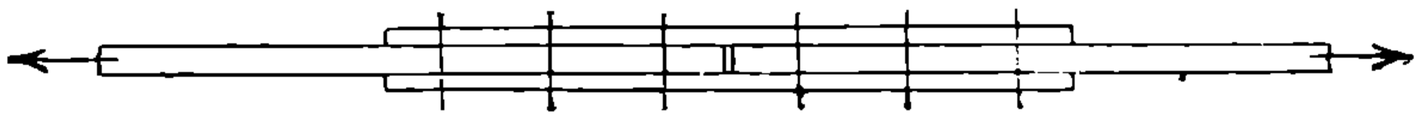
Стык горизонтального листа может быть перекрыт одиночной накладкой (фиг. 548), т. е. накладкой, положенной с наружной стороны стыкаемого листа. Если бы мы имели дело вообще с листом, взятым в отдельности, то перекрытие одиночной накладкой было бы неправильно, так как такой стык вследствие эксцентричного приложения сил к накладке гнулся бы, что ослабляло бы его (фиг. 549); в таком случае надо лист перекрывать парными накладками (фиг. 550). Но горизонтальный лист балки можно перекрыть одной накладкой, так как изгибу помешает вертикальная стенка балки.



Фиг. 548.

Фиг. 549.

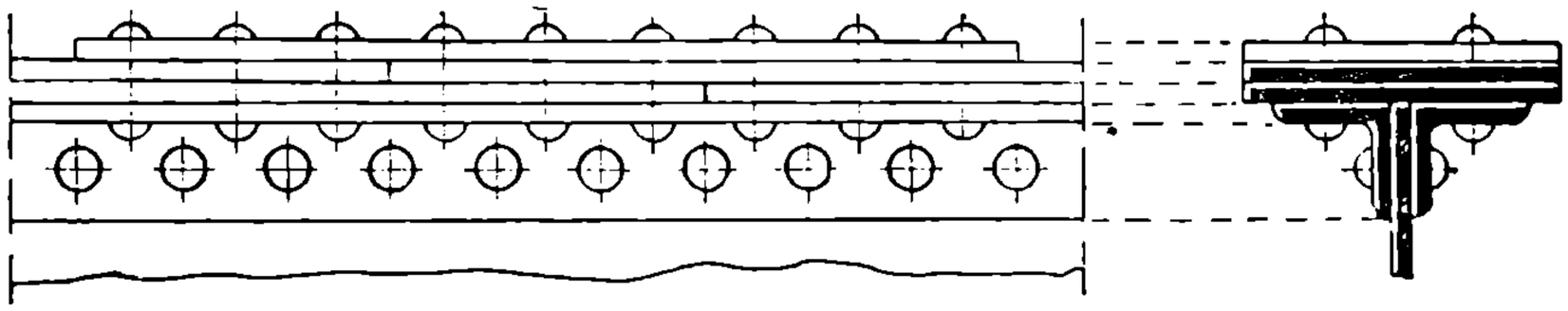
Если надо сделать стык двух горизонтальных листов балки, то это можно сделать либо при помощи ступенчатого стыка (фиг. 551), либо двумя накладками (фиг. 552), положенными одна на другую. Второй спо-



Фиг. 550.

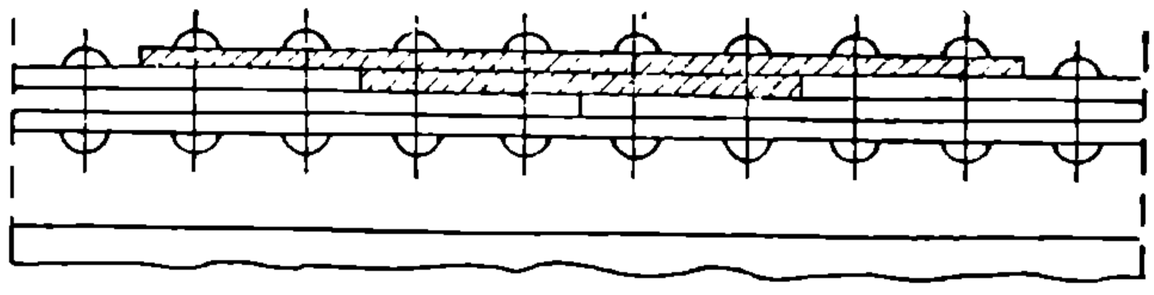
НБ УДУНТ (ДІІТ)

соб лучше, так как накладки лежат *непосредственно* над стыками, тогда как в первом способе стык нижнего листа перекрывается через верхний лист, что сопряжено с его перенапряжением.



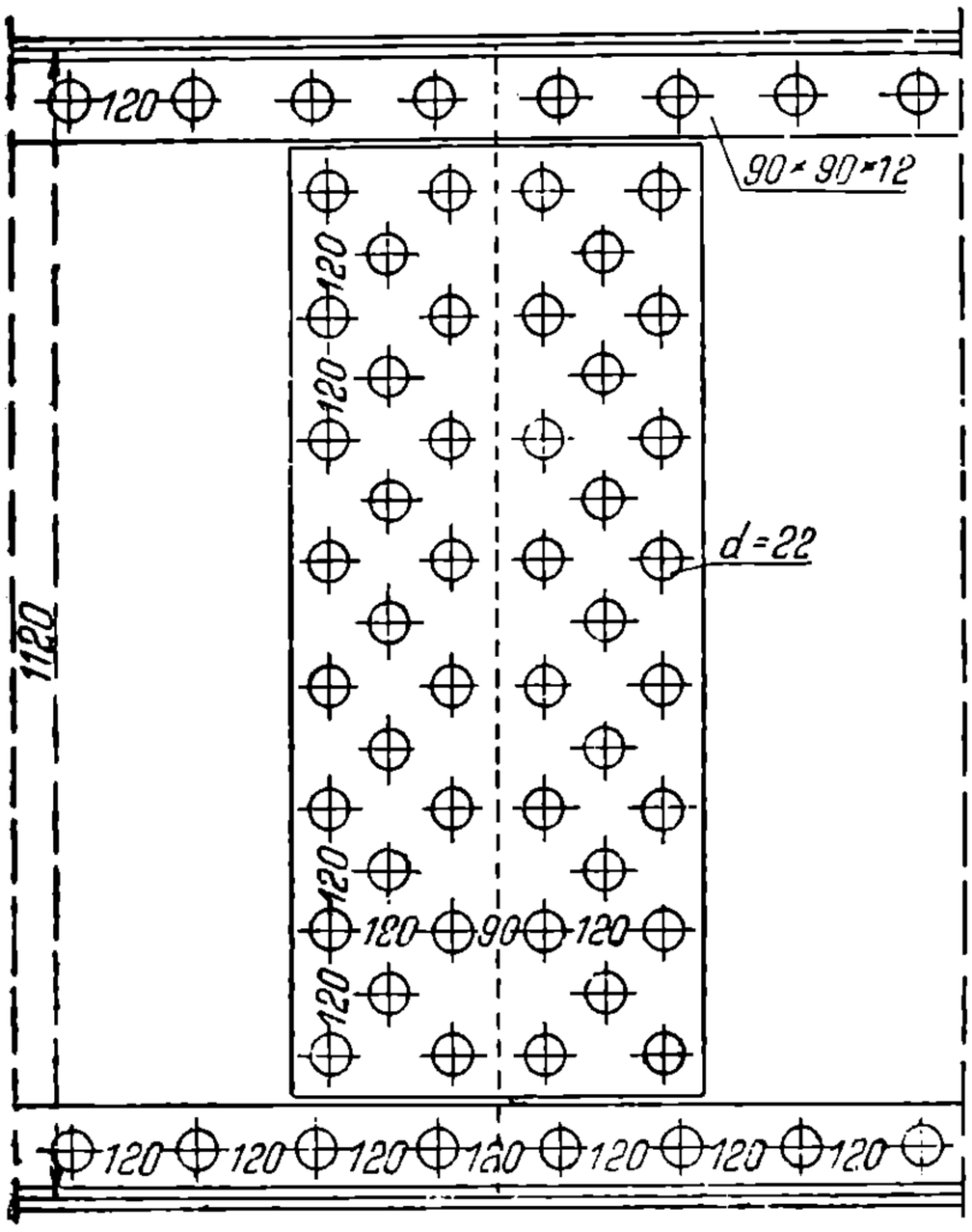
Фиг. 551.

Стык вертикального листа в отдельности наиболее просто устраивается при помощи двух накладок (фиг. 553), занимающих по высоте балки протяжение между полками поясных уголков балки. Это наиболее часто применяемый прием. Он обладает тем недостатком, что в пределах этого стыка вертикальный лист перенапрягается, так как должен свою работу стянуть здесь (фиг. 554) на меньшую высоту, перед тем как передать ее накладкам. Если лист высокий, перенапряжения небольшие; но при малой высоте балки разница может быть недопустимой. Тогда такой стык будет неуместен.

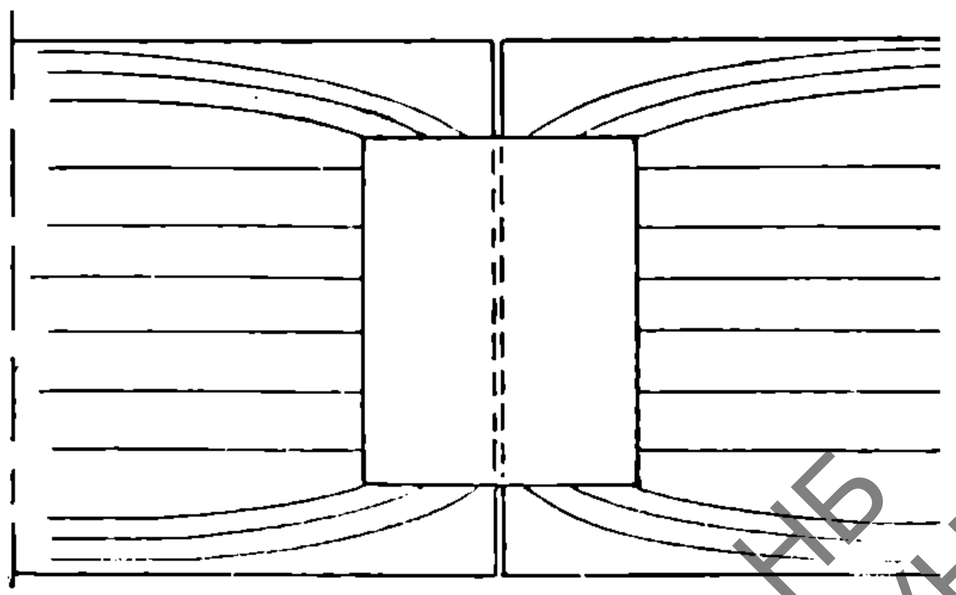


Фиг. 552.

Кроме того, стык должен передавать момент изгиба, причем заклепки напрягаются пропорционально расстоянию их от нейтральной оси балки и берут на себя момент тем больше, чем дальше они от оси (пропорционально квадрату расстояния). Чем дальше от



Фиг 553.

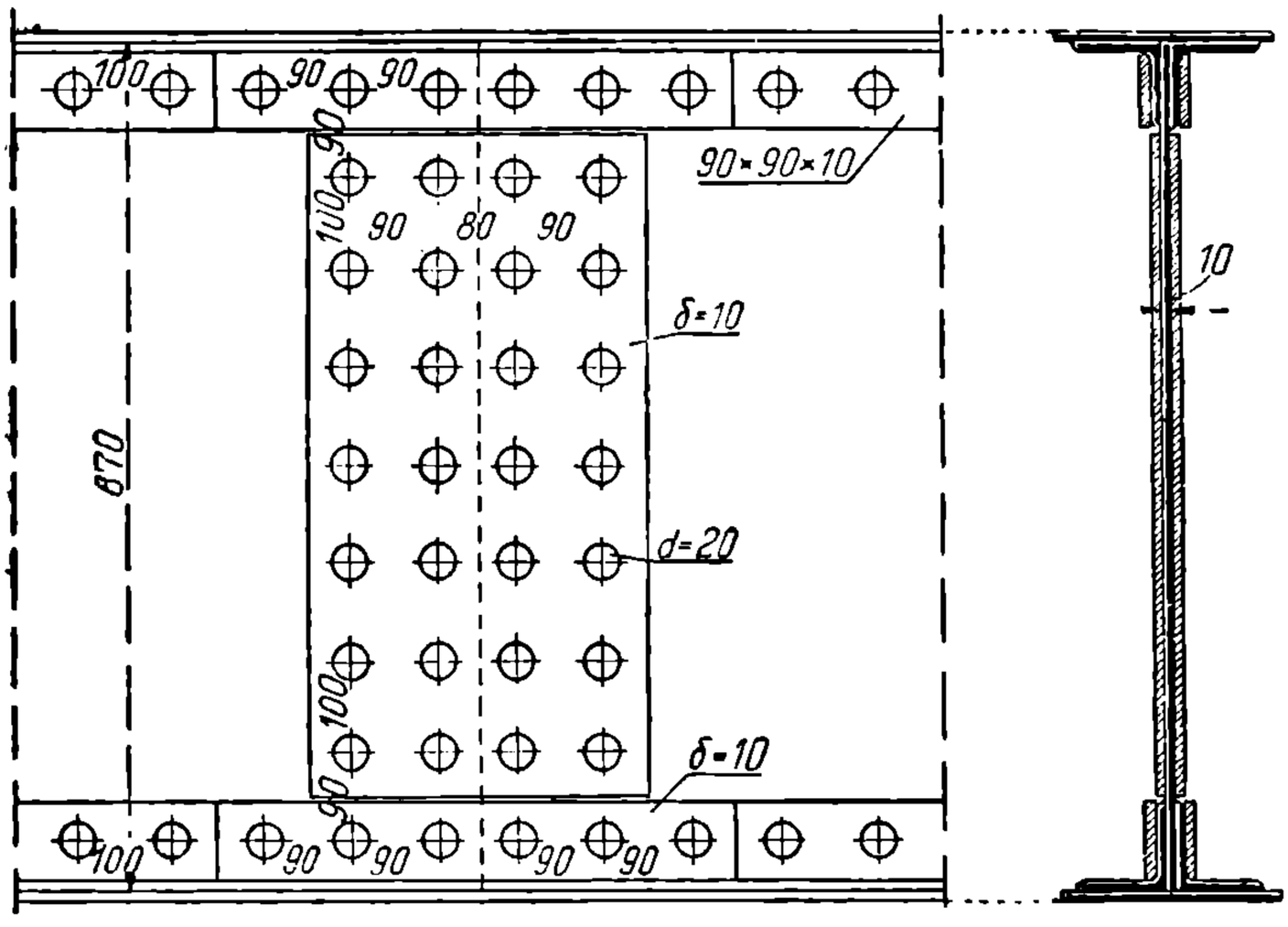


Фиг. 554.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

нейтральной оси мы дадим в стыке заклепки, тем меньше их потребуется для перекрытия стыка.

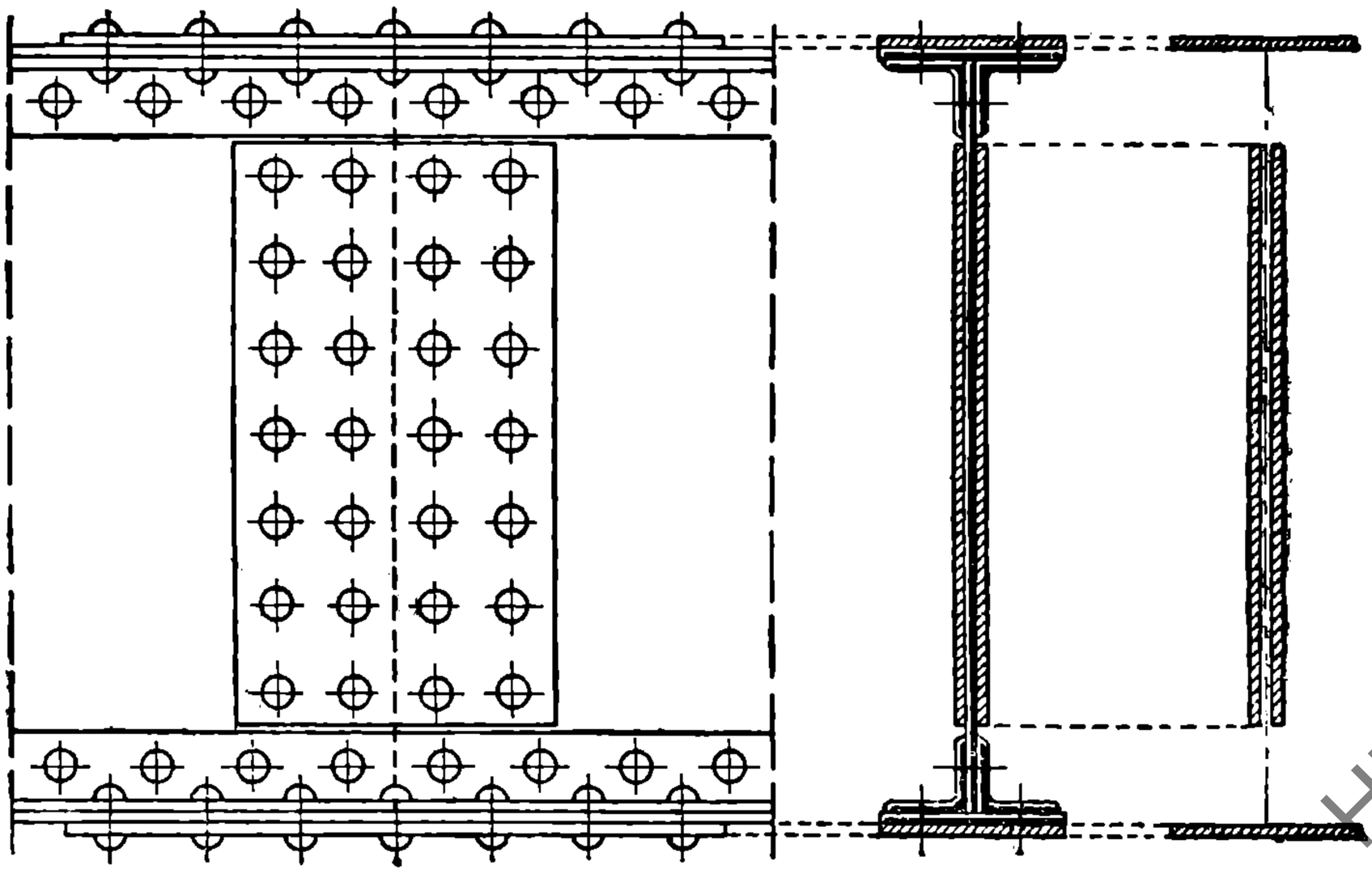
По этим двум причинам стык по фиг. 555 будет лучше предыдущего. В нем принимают участие и заклепки, стоящие по полкам уголков (по три с каждой стороны стыка), привлеченные в работу посредством планок, наклепанных на полку уголка. Однако здесь планки перекрывают стык не непосредственно, вследствие чего перенапрягаются уголки.



Фиг. 555.

Вместо планок по вертикальным полкам уголков можно положить также с не меньшим успехом планки сверху пояса (фиг. 556). Этот прием следует считать лучше предыдущего вследствие большего плеча для работы заклепок.

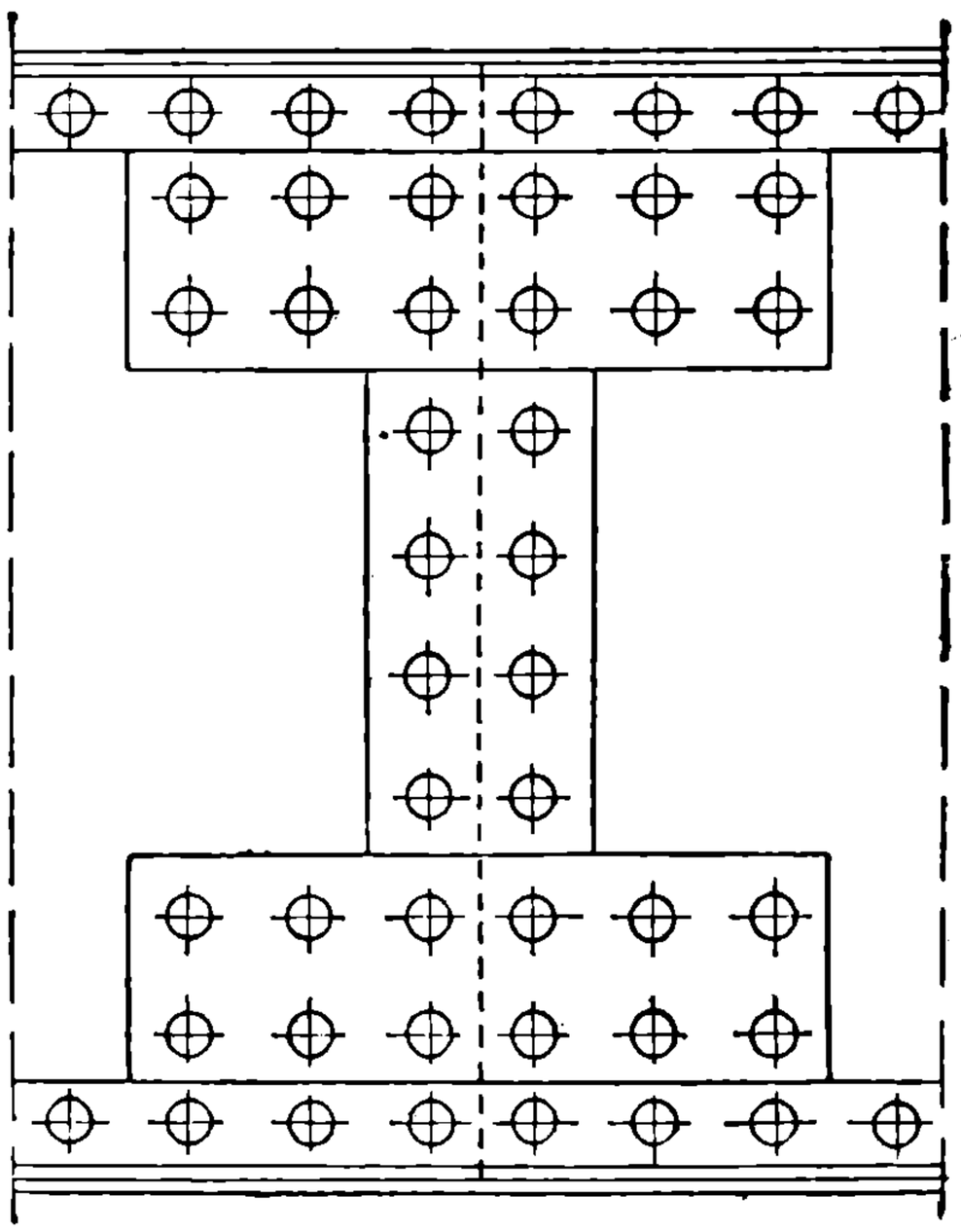
В Америке находится в употреблении стык, представленный на фиг. 557, который можно рекомендовать в тех случаях, когда допустим стык по неполной высоте листов (фиг. 553). Смысл этого стыка в том, что для умень-



Фиг. 556.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

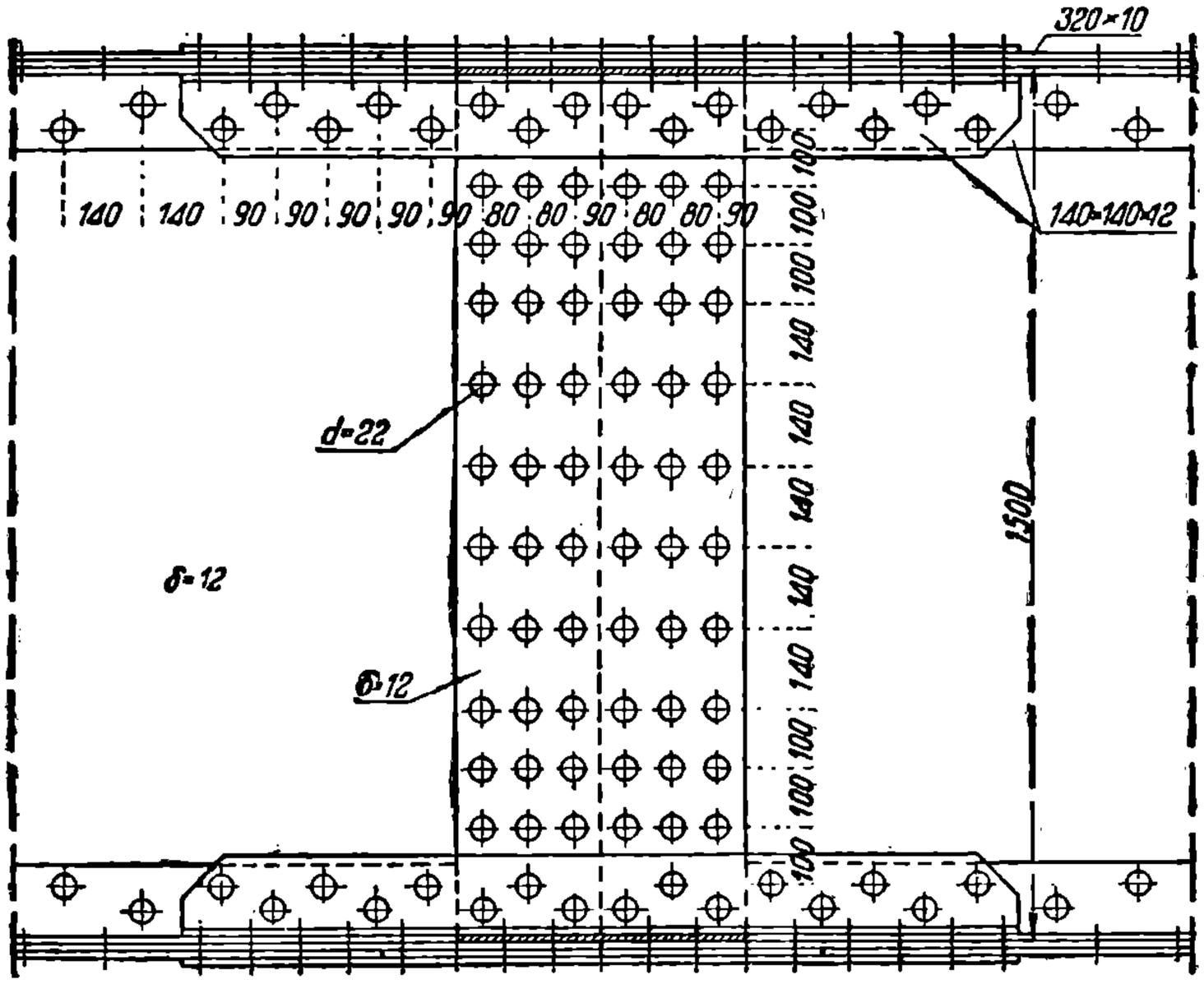
шения необходимого для стыка количества заклепок их поставлено минимальное количество у нейтральной оси, но зато увеличено количество крайних заклепок. Получается рациональное двутавровое распределение заклепок подобно тому, как имеем двутавровое поперечное сечение волокон в изгибаемой балке; в том и другом случае имеем дело с моментом инерции.



Фиг. 557.

Наилучшим приемом перекрытия стыка вертикальной стенки надо считать стык, перекрытый во всю высоту листа накладками, непосредственно на нем расположенными. Для них надо вырезать соответственные участки поясных уголков, которые вследствие этого тоже получают стык. Остается еще сделать здесь же стык и горизонтальным листам, чтобы получить сквозное разделение балки, т. е. *монтажный стык*, представленный на фиг. 558. Он называется также универсальным.

В этом стыке толщина накладок для вертикального листа должна быть.



Фиг. 558.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

равна толщине полок поясных уголков. Горизонтальные листы перекрыты по способу, данному на фиг. 552. Над уголковыми накладками вверху и под ними внизу необходимо применить прокладки (заштрихованы). Между концами нижних уголковых накладок и стенкой балки получаются мешки, в которых возможно скопление грязи и развитие ржавчины. Их необходимо заделать цементом или устранить беря полки накладок уже, но толще.

§ 16. АРОЧНЫЕ МОСТЫ.

37. Примеры. — Арочные железные мосты под железную дорогу строятся вообще редко, а мосты малых пролетов — еще реже. Объясняется это опасениями осадки устоев, а также большей сложностью работы по устройству пролетного строения. Этой системе отдают предпочтение перед балочной по эстетическим соображениям в тех случаях, когда дорога пролегает в пределах города или его пригородов. Тем не менее, ни в Ленинграде, ни в Москве эта система не нашла применения при устройстве многочисленных путепроводов даже в столь населенных районах, как Лесной в Ленинграде. Такое отрицательное отношение к этой лучшей системе железного пролетного строения мало объяснимо; соображения о несколько большей стоимости мостов этой системы вряд ли играли какую-нибудь роль.

Примеры мостов этого рода мы находим на Берлинской и Венской окружных железных дорогах.

Арочная система в чистом виде представляется состоящей из железных арок, на которые нагрузка передается при помощи стоек. Это наиболее простая и красивая комбинация. Примером может служить путепровод и мост через Kupfergraben (фиг. 559). Конструкция этого моста приведена на фигурах 560 — 565.

Мост имеет 2 пролета по 26,4 *м*; один перекрывает канал, другой — улицу; подошва рельса находится на высоте 6,77 *м* над поверхностью улицы. В отношении высоты просвета под мостом в пролете через улицу было поставлено требование, чтобы эта высота в расстоянии 10,35 *м* от оси улицы в ту и другую сторону была не меньше 4,4 *м*. Возвышение пят принято 3,25 *м* при высоте просвета в замке 5,76 *м*. При этом для стрелки арки осталось 2,54 *м*, т. е. меньше 1 10 пролета.

Мост построен для 4 путей; под каждый путь дано особое пролетное строение, состоящее из 2 арок, поставленных на расстоянии 2,3 *м* друг от друга (фиг. 564). Путь с рельсами и настилом расположен на железных поперечинах из прокатных двутавровых балок высотой 250 *мм*, размещенных на расстоянии 0,885 *м* друг от друга. Балки поддерживаются стойками, опирающимися на арку (фиг. 560—563); верхние концы стоек объединены продольным прогоном, состоящим из двух уголков; на фасадной арке прогон украшен листами с круговой вырезкой. В поперечном направлении стойки связаны диагоналями; арки связаны системой, расположенной по цилиндрической поверхности арок (фиг. 562, часть плана).

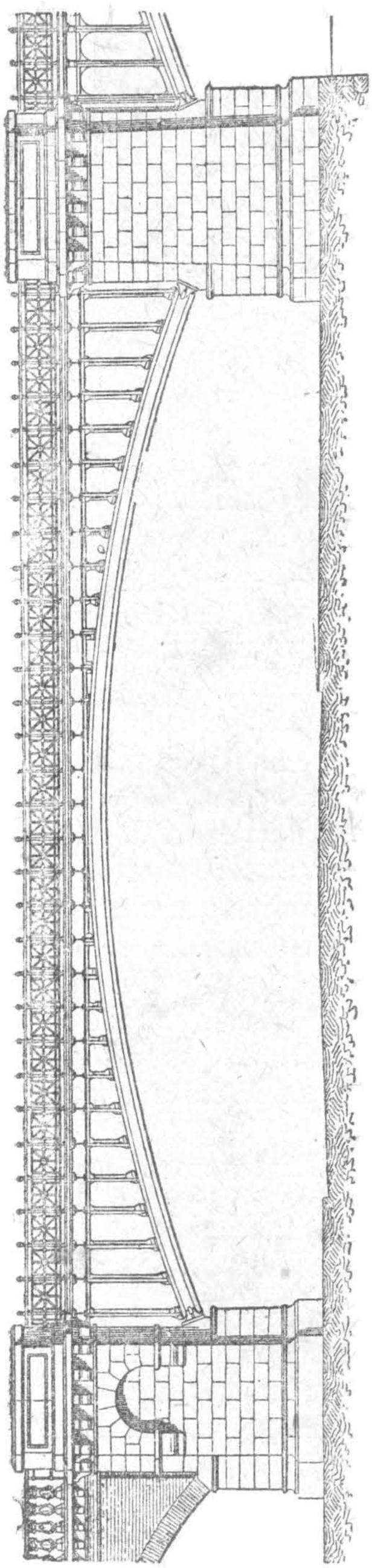
Арки — двухшарнирные и имеют высоту вертикальной стенки 500 *мм*

НВ УДУНТ (ДІІТ)

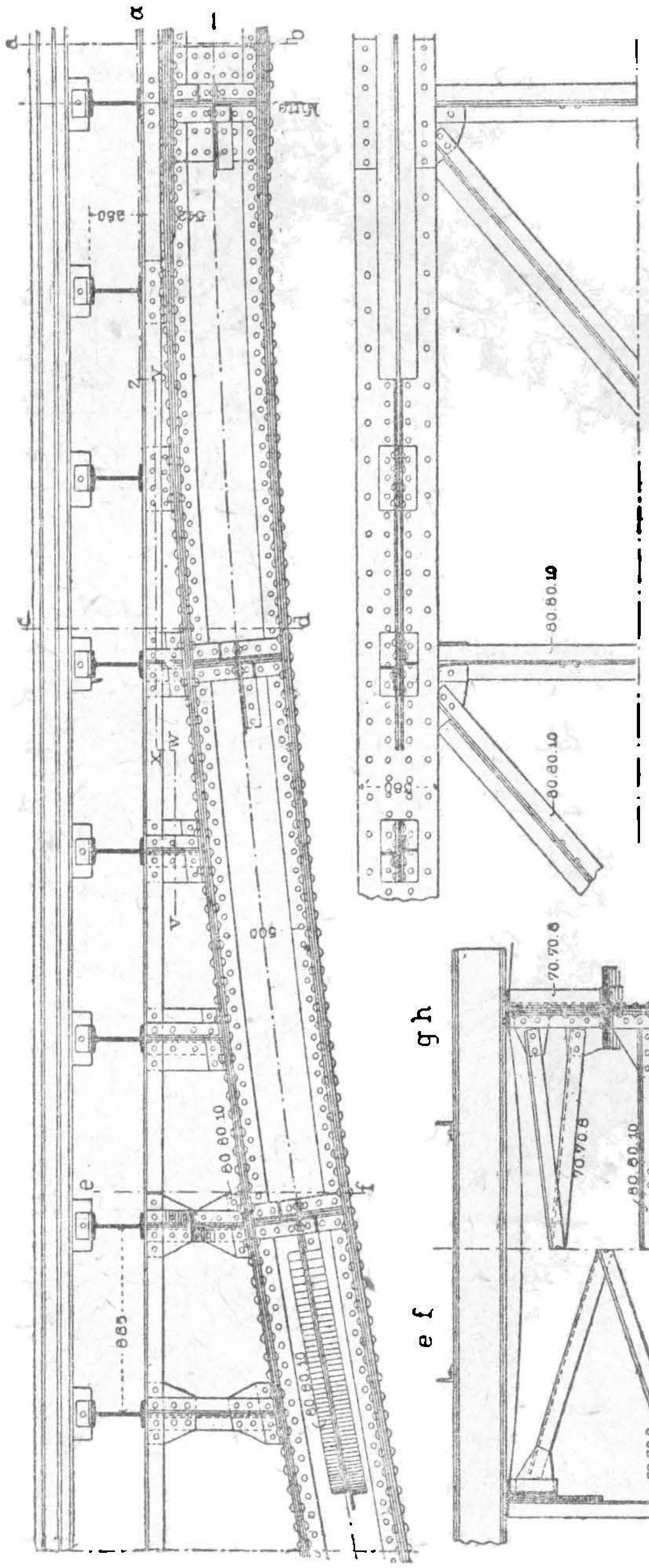
при толщине листа 12 *мм*; кроме того, в состав сечения входят 4 уголка $90 \times 90 \times 12$ и 4 листа 380×13.

Конструктивные детали видны из чертежей.

Что касается шарниров, то конструкция их такова (фиг. 563). К концу арки при помощи болтов толщиною 25 *мм* прикреплены две стальные



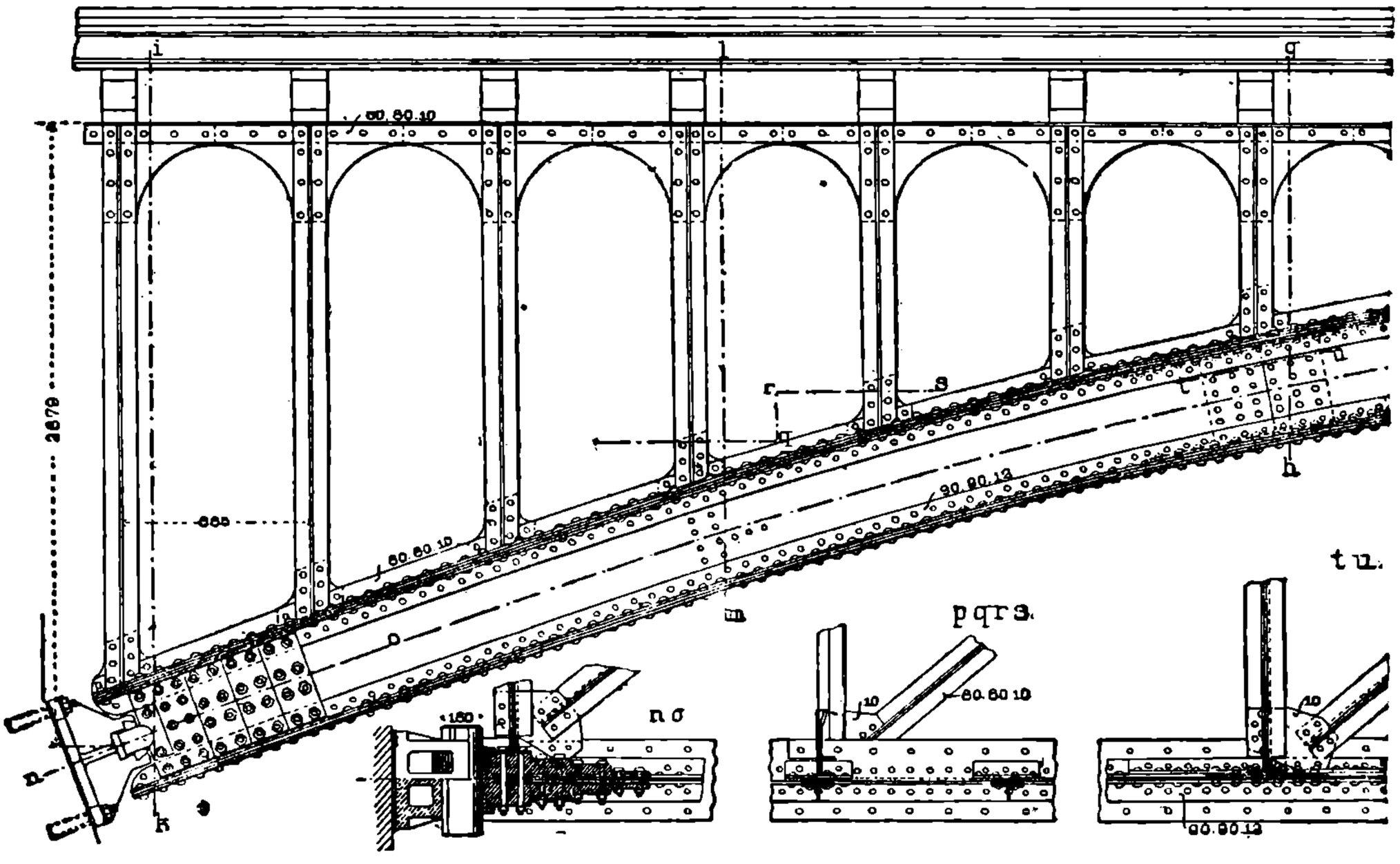
Общий вид.



Фасад арки, поперечные разрезы и план по *gh*.

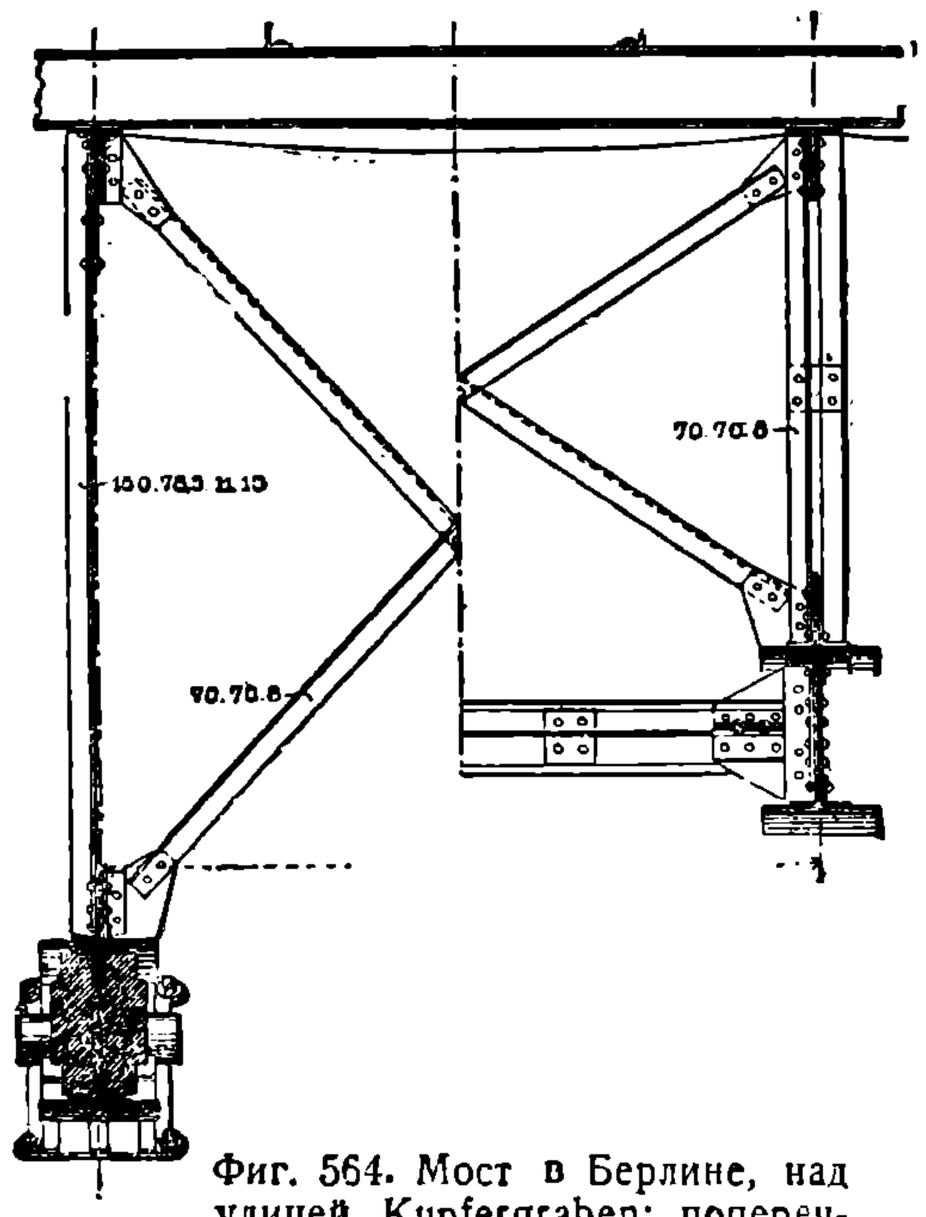
Фиг. 559—562. Мост в Берлине над улицей Kupfergraben.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 563. Мост в Берлине, над улицей Kupfergraben: фасад и детали арки.

щечки, образующие пяту арки. К устою анкерными болтами прикреплена чугунная подушка с гнездом для шарнира; шарнир представляет собою клин высотою 180 *мм*, верхняя часть которого закруглена, а нижняя грань — плоская, с уклоном к оси; шарнир располагается в гнезде на особом тонком клине, передвигание которого дает поступательное перемещение шарнира. Для боковых перемещений шарнира при установке арки на место имеются 2 боковых клина.

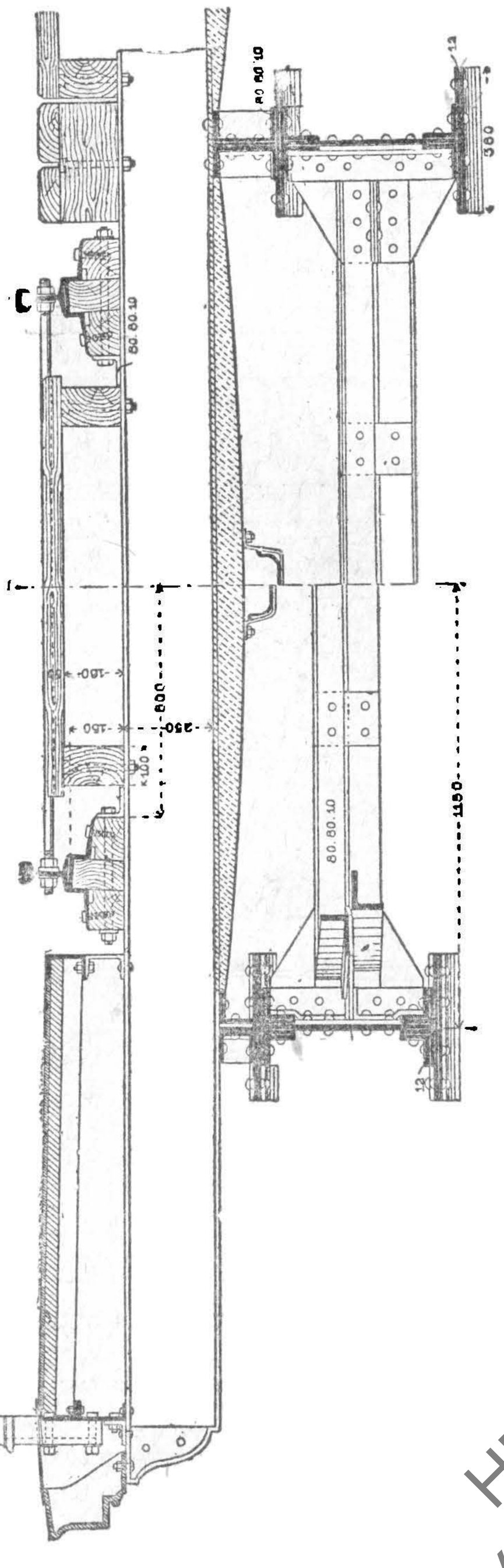


Фиг. 564. Мост в Берлине, над улицей Kupfergraben: поперечные разрезы по *ik* и *lm*.

Возможность придавать пятовым шарнирам различные перемещения или возможность регулирования положения пятовых шарниров требуется по следующим соображениям. При изготовлении арки и сборке на месте длина ее, считая между осями цилиндрических пятовых гнезд по хорде, только случайно может оказаться точно равной расстоянию между осями цилин-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

дрических поверхностей шарниров, вложенных в пятовые подушки устоев. Если длина арки окажется короче расстояния между шарнирами на устоях, то арка обопрется на шарниры с предварительным разгибанием, что даст непредвиденное опускание замка и дополнительные напряжения. Если длина арки больше расстояния между шарнирами по устоям, то арку придется подгибать, что тоже даст добавочные напряжения и подъем замка. Оба эти расстояния должны быть точно одинаковы, чего можно достичь только при помощи регулирующих приспособлений. В данном случае клинья под шарнирами дают возможность подавать шарниры вперед или назад. При спускании арки может оказаться, что образующие гнезда для шарнира и самого шарнира не будут параллельны и арка будет опускаться „углом". В таком случае надо вынуть клин и соответственным образом изменить его уклон.



Фиг. 565. Мост в Берлине, над улицей Kupfergraben: разрез в замке по *ab*.

Наибольшее давление в пяте равно 117 *т*; напряжение в подферменном камне достигает величины 43,4 *кг/см*^{2}.

Для защиты улицы мост покрыт сплошным железным настилом из цилиндрического оцинкованного железа толщиною 5 *мм*, прикрепленного к прогонам; для выпуска воды сделаны дыры через каждые 15 *см*; вода поступает в жолоб, подвешенный под прикрытием (фиг. 565).

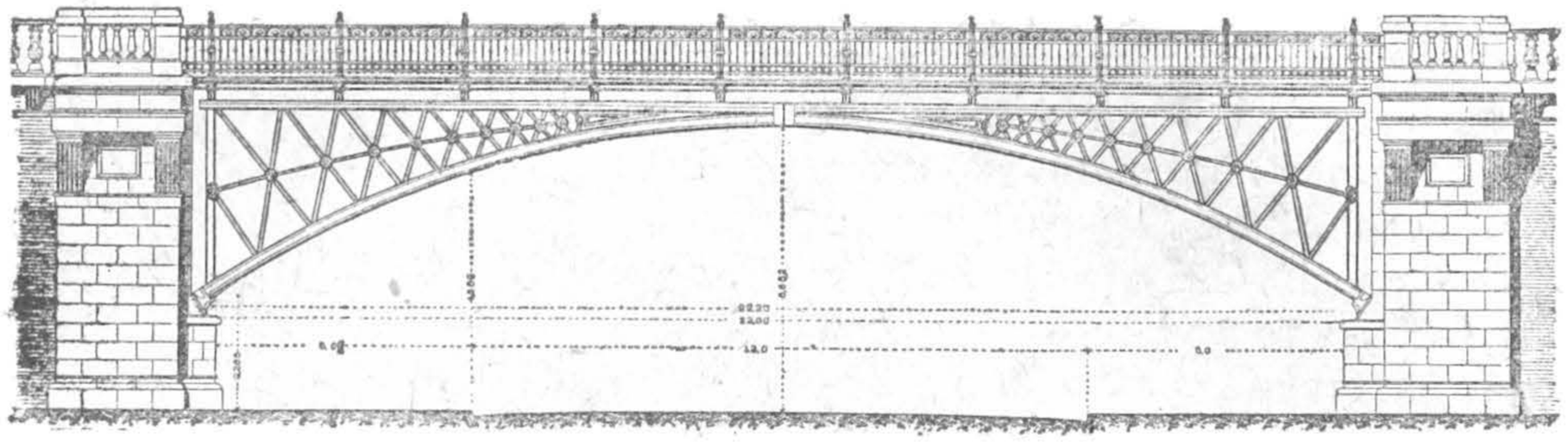
Для уменьшения шума от проходящих поездов настил покрыт слоем гравия.

На фиг. 566 представлен общий вид берлинского путепровода через Stallstrasse; улица имеет ширину 22 *м*, из них на тротуары приходится 10 *м*. Высота пяты над тротуаром 2,285 *м*; высота просвета

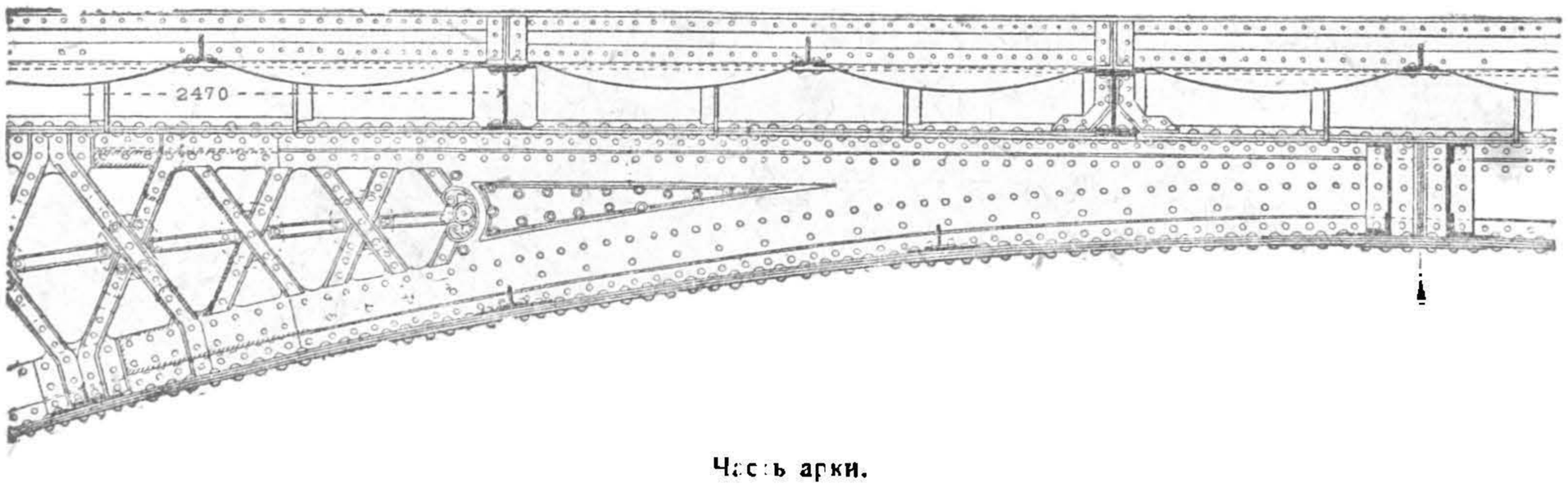
НБ УДУНТ (ДІТ)

у бордюра тротуара 4,569 *м*, посредине улицы 5,582 *м*; подошва рельса находится на высоте 6,5 *м* над улицей.

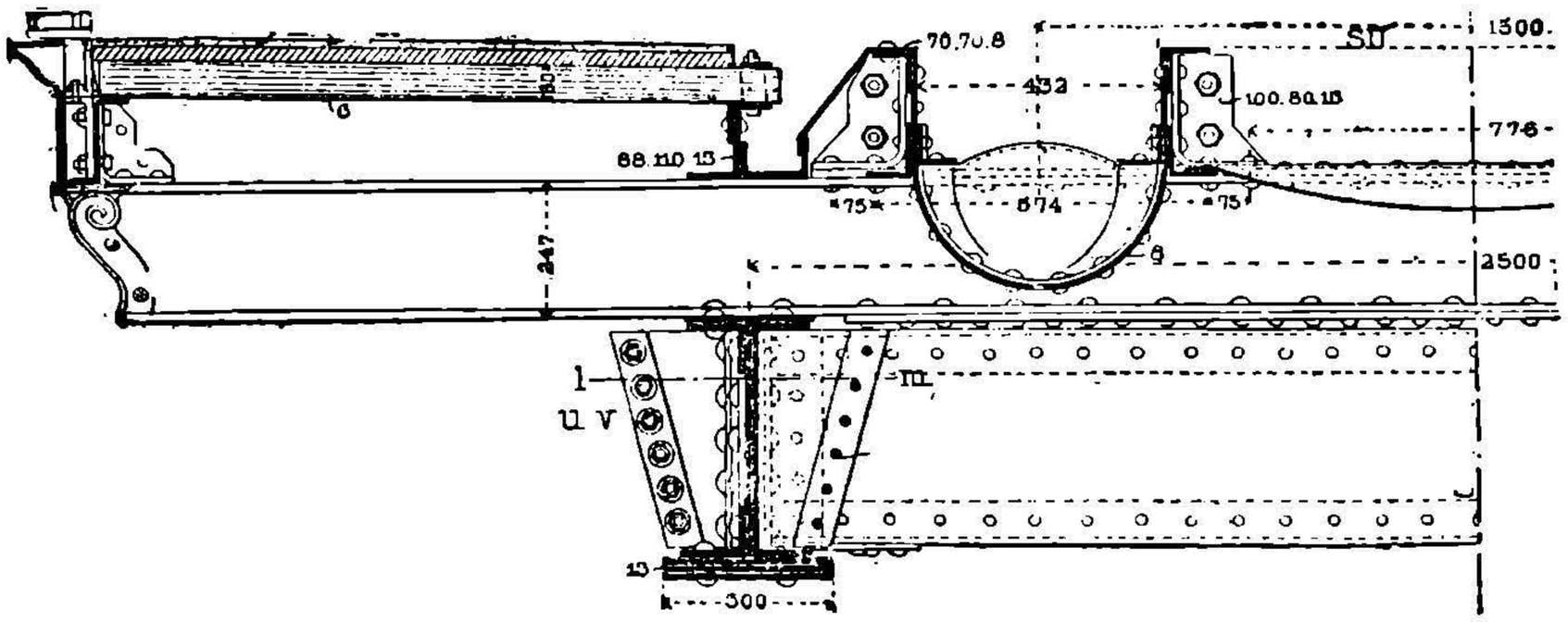
Для перекрытия пролета выбрана система *арочной фермы*, состоящей из нижнего криволинейного пояса и верхнего прямого; заполнение между поясами выбрано в эстетическом отношении очень удачно. Арочные фермы



Общий вид.



Часть арки.



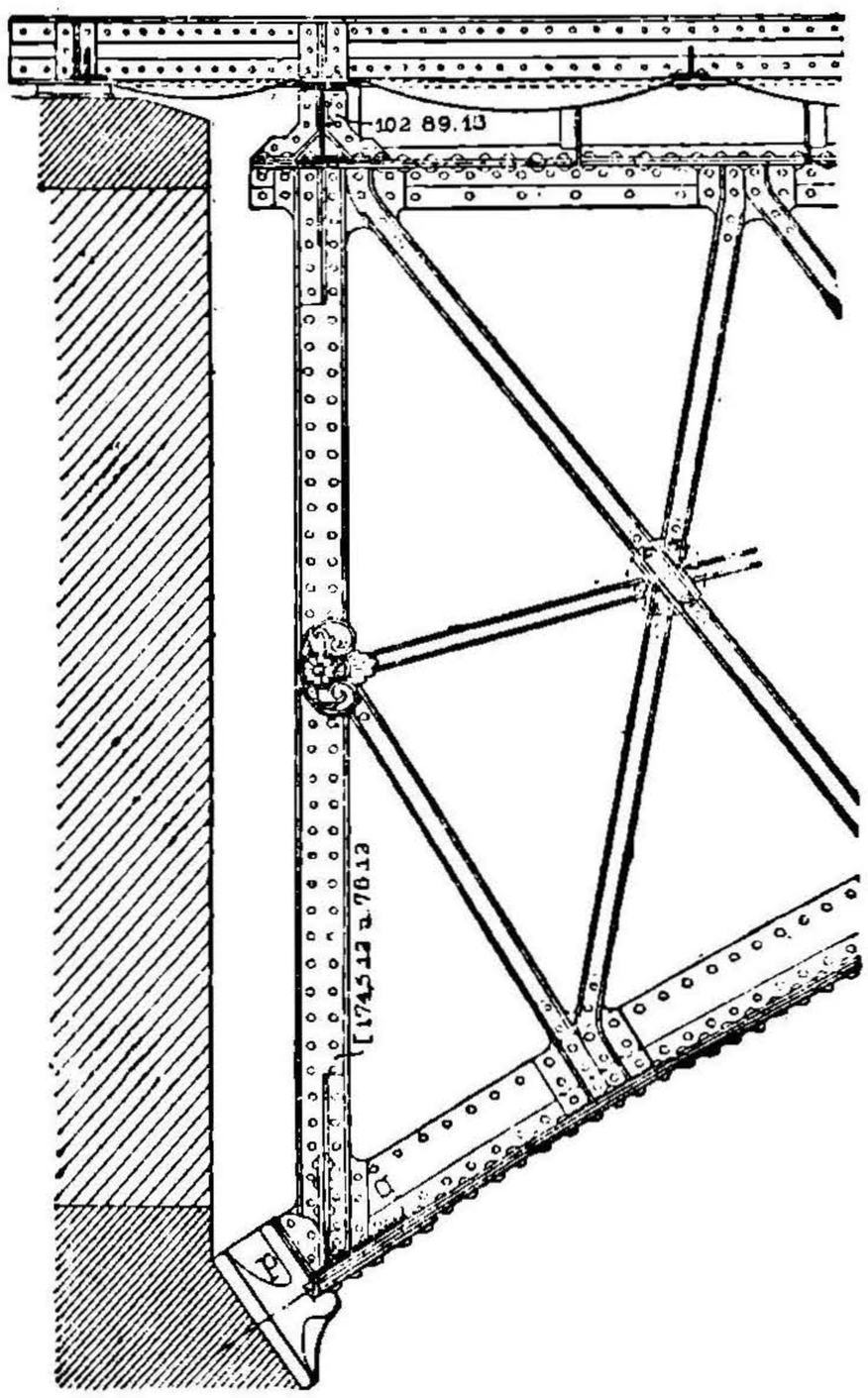
Разрез в замке.

Фиг. 566 — 568. Путепровод в Берлине над Stallstrasse.

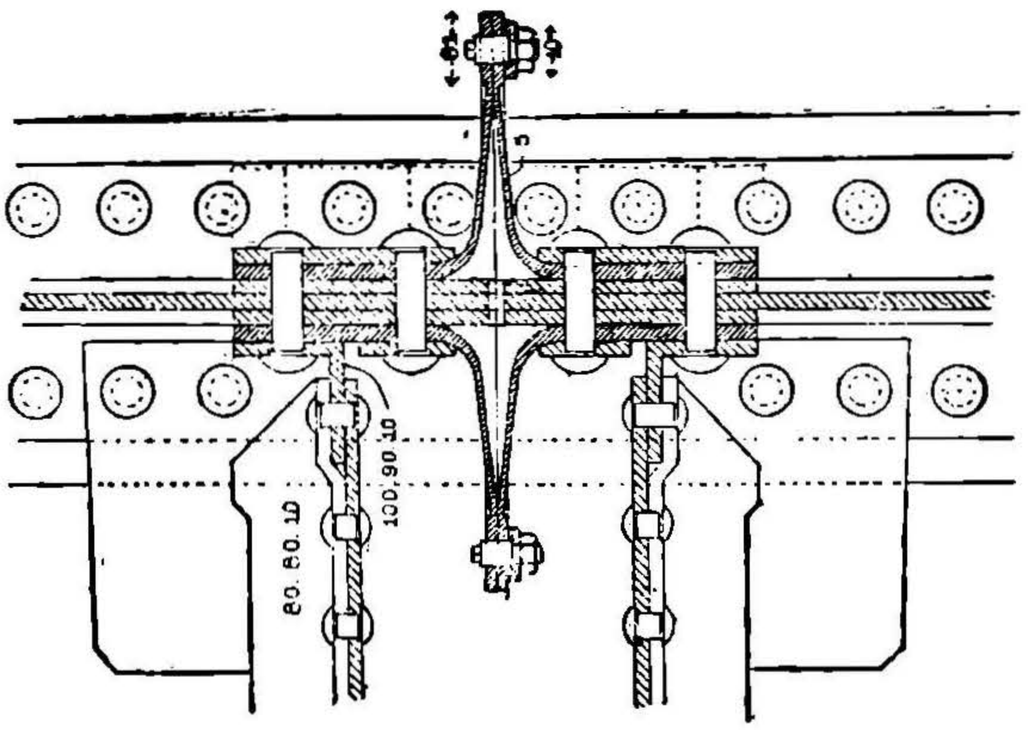
имеют 3 шарнира: в пятах и в замке. Но шарниры эти скорее теоретические. В замке половины ферм соединены горизонтальными листами, которые вследствие гибкости не вызывают чувствительных моментов внутренних сил. Для принятия же вертикальных (поперечных) сил поставлены стальные плоские листы, составляющие тарелочную пружину.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Что касается конструкции, то, как видно из поперечного разреза (фиг. 568), путь лежит на железных поперечинах; рельсы расположены на продольных лежнях в особых рельсовых жолобах, наполненных гравием для уменьшения шума; жолоба, как продольные балки, опираются на поперечные; последние расположены через 2,47 *м* друг от друга (фиг. 567).



Часть арки.



Шарнир в замке.

Фиг. 569 — 570. Путепровод в Берлине над Stallstrasse.

Конструкция арочной фермы видна из фиг 567, 569; на последней показано сопряжение проезжей части с устоем. Сечение поясов арки тавровое; для решетки весьма удачно выбрано железо корытного профиля (швеллера).

Устройство шарнира в замке и положение пружины видно на фиг. 568 (разрез в замке) и на фиг. 570 — горизонтальный разрез по *lm*.

Описание венских мостов можно найти в сочинении Max Foerster „Neue Brückenbauten in Oesterreich und Ungarn“ (1899).

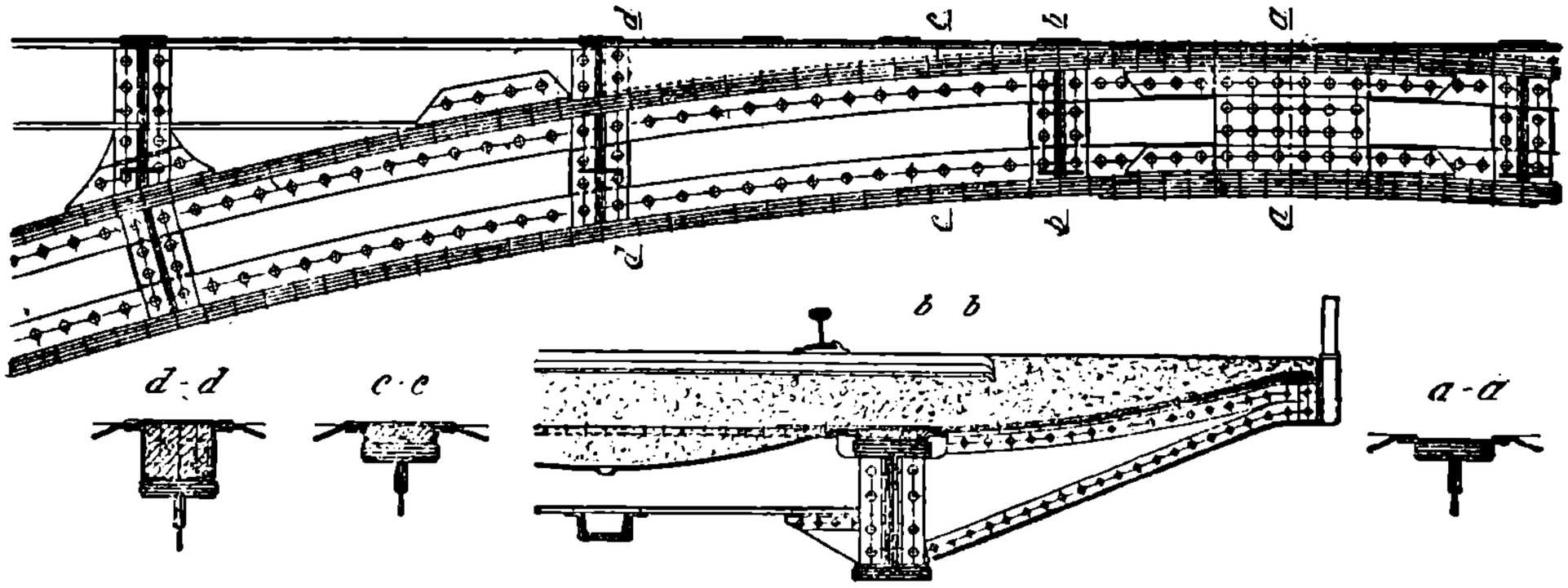
38. Конструктивные варианты и детали. — Существенные варианты относятся прежде всего к устройству полотна. На фиг. 571 представлен

Фиг. 571.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

поперечный разрез проезжей части, построенной на системе поперечных и продольных балок с применением деревянных поперечин. В данном случае нужно было дать на железнодорожном мосту довольно широкие тротуары, которые ограждены с обеих сторон перилами, и пропустить по мосту водопроводные трубы, провода и пр.

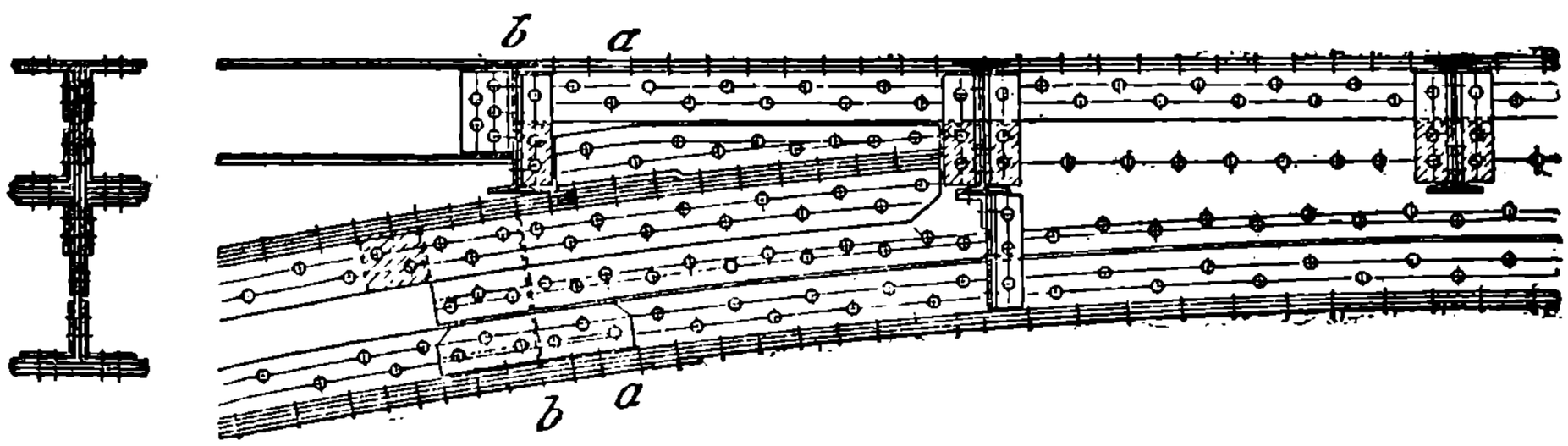
Поперечные балки расположены на прогоне, а в замке непосредственно на арке; между поперечными балками вклепаны продольные. В местах рас-



Фиг. 572 — 573.

положения поперечных балок прогоны поддержаны стойками, передающими нагрузку на арку со сплошной стенкой.

На фиг. 572—573 путь расположен на баласте, поддерживаемом лотковым настилом; лотки прикреплены к поперечным балкам и к прогонам, расположенным на стойках над арками; для уменьшения конструктивной высоты и для получения возможно большей стрелки арки прогон расположен так, что верхняя его грань касается в замке верхней грани арки. Прогон



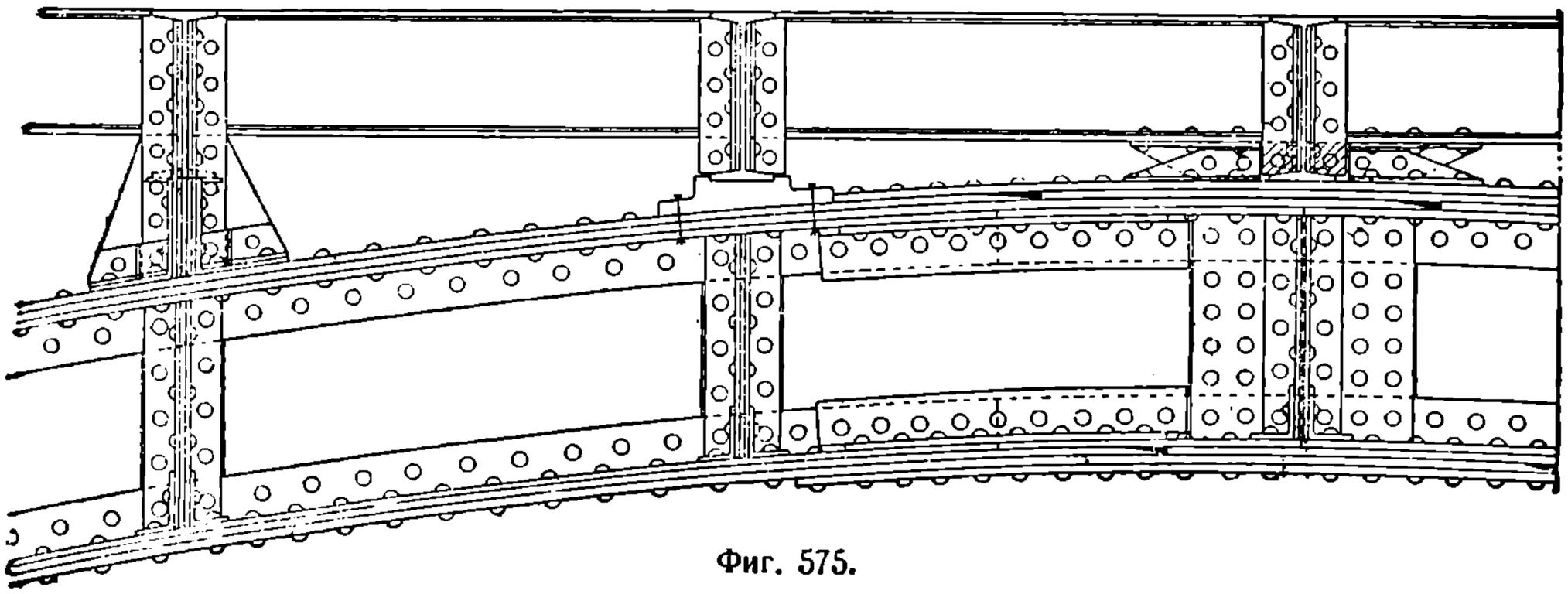
Фиг. 574.

доведен до поперечной балки *dd*; отсюда до замка идет клиновидное штампованное корыто с полками для прикрепления лотков; форма его видна в поперечных разрезах. Корыто заполнено асфальтовым бетоном, а бока стянуты планками для противодействия горизонтальным усилиям от лотков. В замке показан стык для всех элементов арки.

При несколько большей конструктивной высоте пролетного строения в замке сопряжение прогона с аркой устраивается, как показано на фиг. 574.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

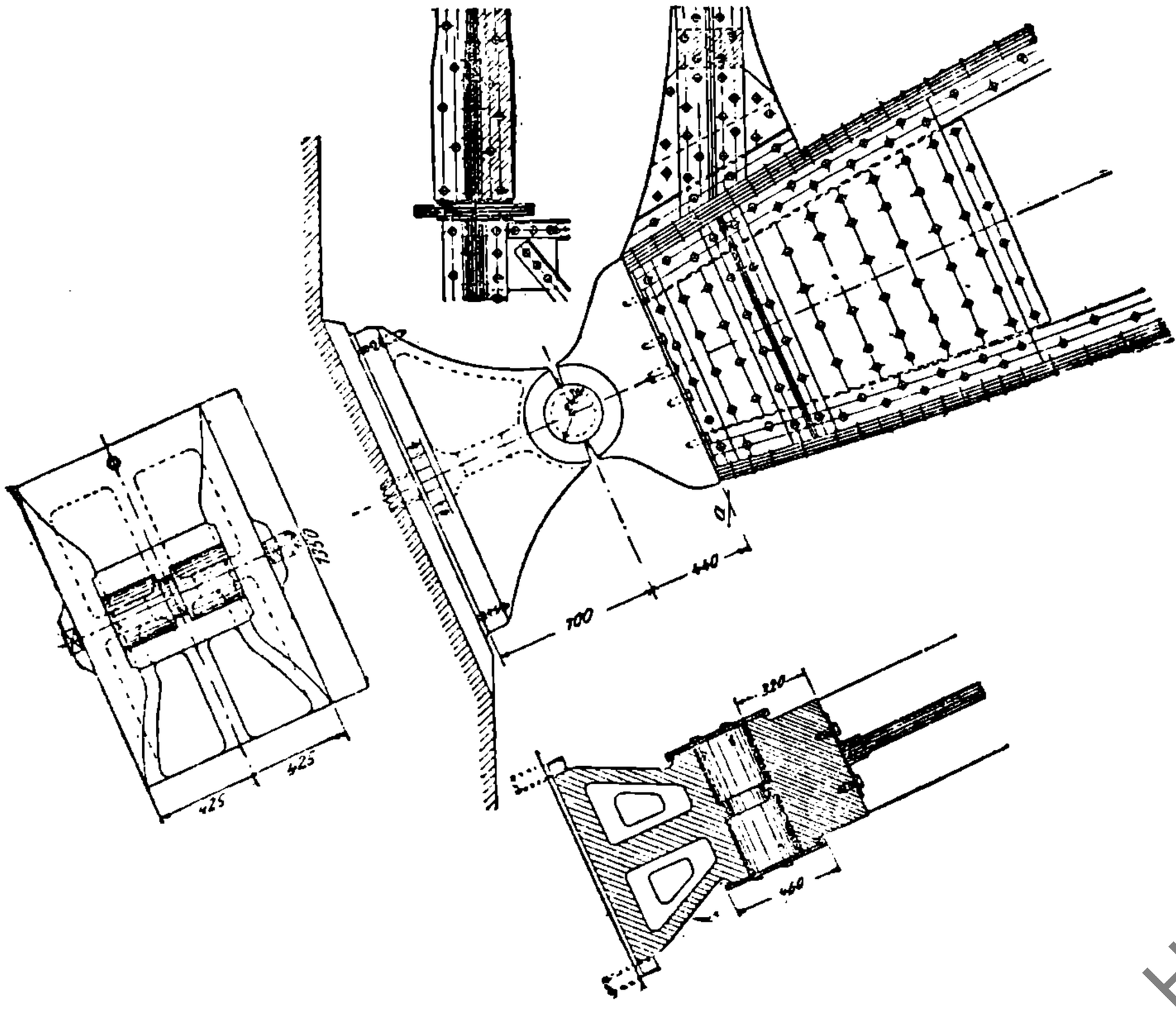
Прогон останавливается у поперечной балки *bb*; здесь начинается особый фасонный лист, распространяющийся на арку и на прогон; верхний пояс арки обрывается и заменяется верхним горизонтальным поясом; для усиле-



Фиг. 575.

ния сечения поставлены боковые листы, как то видно в разрезе, относящемся к сечению *aa*.

Когда в конструктивной высоте нет оснований стесняться, можно принять расположение, приведенное на фиг. 575. Здесь к стойкам непосред-



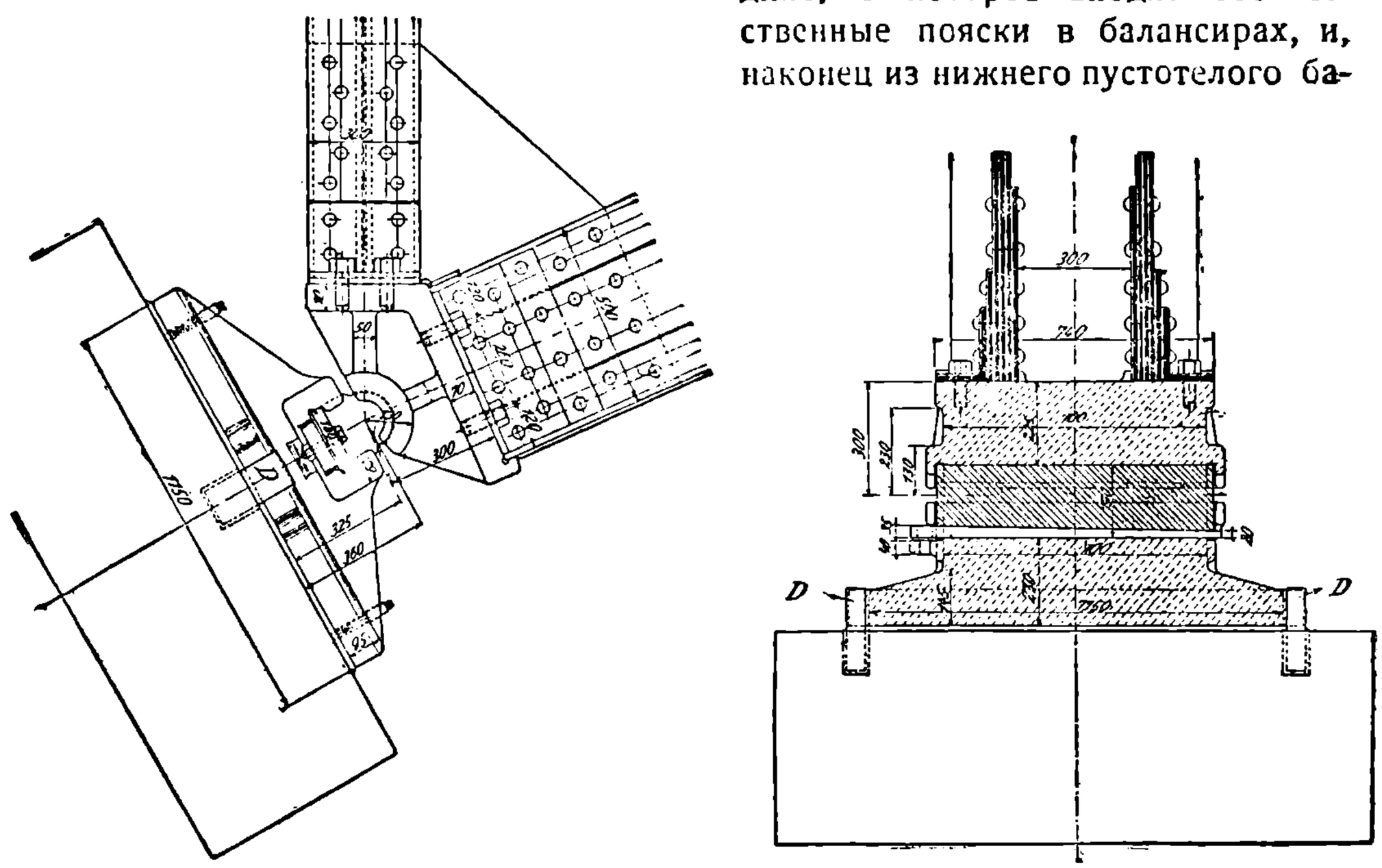
Фиг. 576 — 578.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ственно прикреплены поперечные балки к последним — продольные. В замке поперечная балка стоит непосредственно на арке, а соседние — при посредстве литых подушек.

В отношении конструкции пятовых шарниров приводим прекрасно разработанные варианты, в одном из которых крайняя стойка не приходится над центром шарнира (фиг. 576 — 578), в другом приходится именно над центром (фиг. 579 — 580).

Шарнир по фиг. 576 состоит из следующих частей: верхнего сплошного балансира, в который упирается конец арки и закрепляется здесь шурупами; из цилиндрического шарнира с кольцевым углублением в середине, в которое входят соответственные пояски в балансирах, и, наконец из нижнего пустотелого ба-



Фиг. 579 — 580.

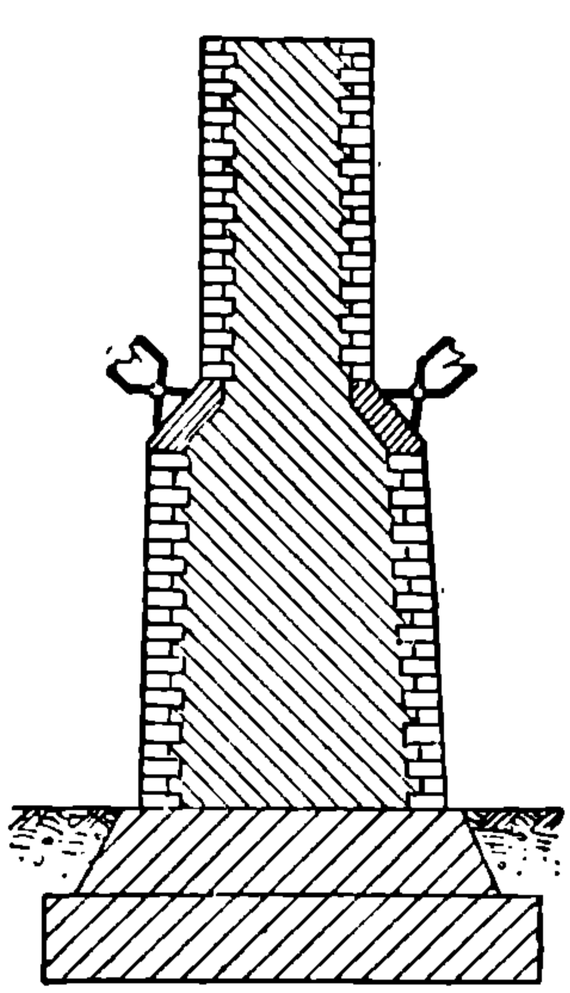
лансира сверху закрытого, снизу открытого. Для установки шарнира при спускании арки с подмостей, вместо клиньев здесь применены три шурупа, проходящие через нижний балансир и упирающиеся в подферменный камень. Когда регулировка при помощи шурупов закончена, нижний балансир подливается цементным раствором. Для удержания нижнего балансира на подферменном камне, вместо реборд применены два стальных шипа, вделанных в камень по обеим сторонам балансира и зацепляющих его за приливы.

Опорная стойка входит в состав опорной рамы, передающей горизонтальные усилия с проезжей части на опоры; при действии ветра наветренная стойка подвергается растягивающим усилиям, в виду чего на приводимом чертеже она прикреплена к вертикальной стенке арки, пропущенной в виде выступа (до пунктира) через верхний пояс арки.

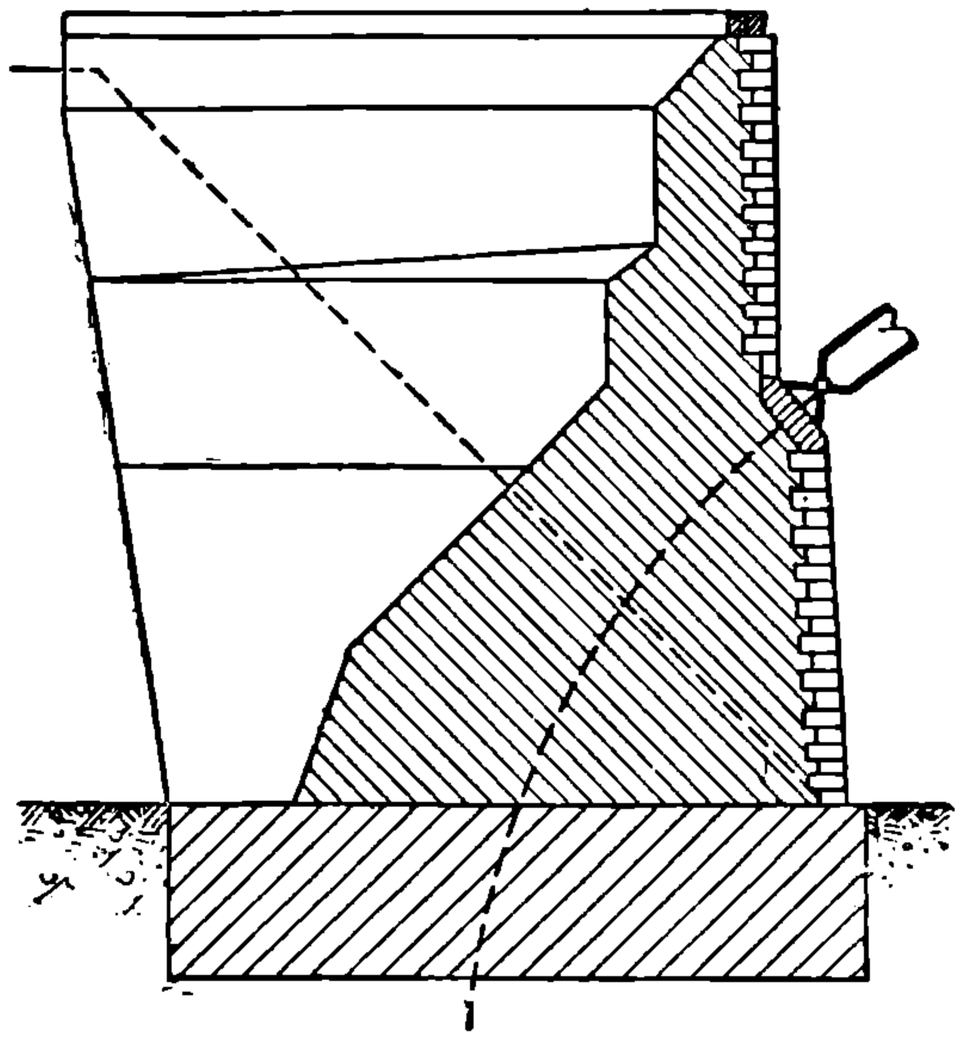
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Верхний балансир шарнира, изображенного на фиг. 579, имеет прилив в виде площадки для прикрепления опорной стойки. Стойка соединена с аркой фасонным листом. Балансир к арке и стойке прикреплен шурупами. Нижний балансир укреплен на подферменном камне по способу предыдущего примера; имеются для регулировки винты, а кроме того, в виду значительного пролета, и клиновое приспособление, в связи с которым шарнирный вкладыш имеет нижнюю грань плоской. Клинья ставятся на случай раскружаливания арок при иной температуре, нежели та, для которой сделана установка нижних балансиров, и вообще для регулировки при опускании арки на опоры.

Каменные опоры арочных мостов похожи на опоры каменных мостов. На фиг. 559 изображены быки арочного моста; они имеют значительную



Фиг. 581.



Фиг. 582.

толщину вследствие действия распора. Распоры от постоянной нагрузки при равных пролетах и стрелках уравновешиваются на быке; от этой нагрузки на бык действует лишь вертикальная сила. Но временная нагрузка при загружении ею лишь одного пролета дает боковое давление, которое отклоняет равнодействующую давления на шов быка от оси быка, и тем больше, чем ниже рассматриваемый шов (или горизонтальный разрез быка) по отношению к пятам. Уклонение давления в ту и другую стороны от оси быка при загружении то одного, то другого пролета подвижной нагрузкой заставляет увеличивать толщину быка у обреза фундамента и делать уширение фундамента. Чем положе арка и чем тяжелее подвижная нагрузка по отношению к постоянной, тем толще должны быть быки.

Типичная форма поперечного разреза быка (вдоль моста) представлена на фиг. 581.

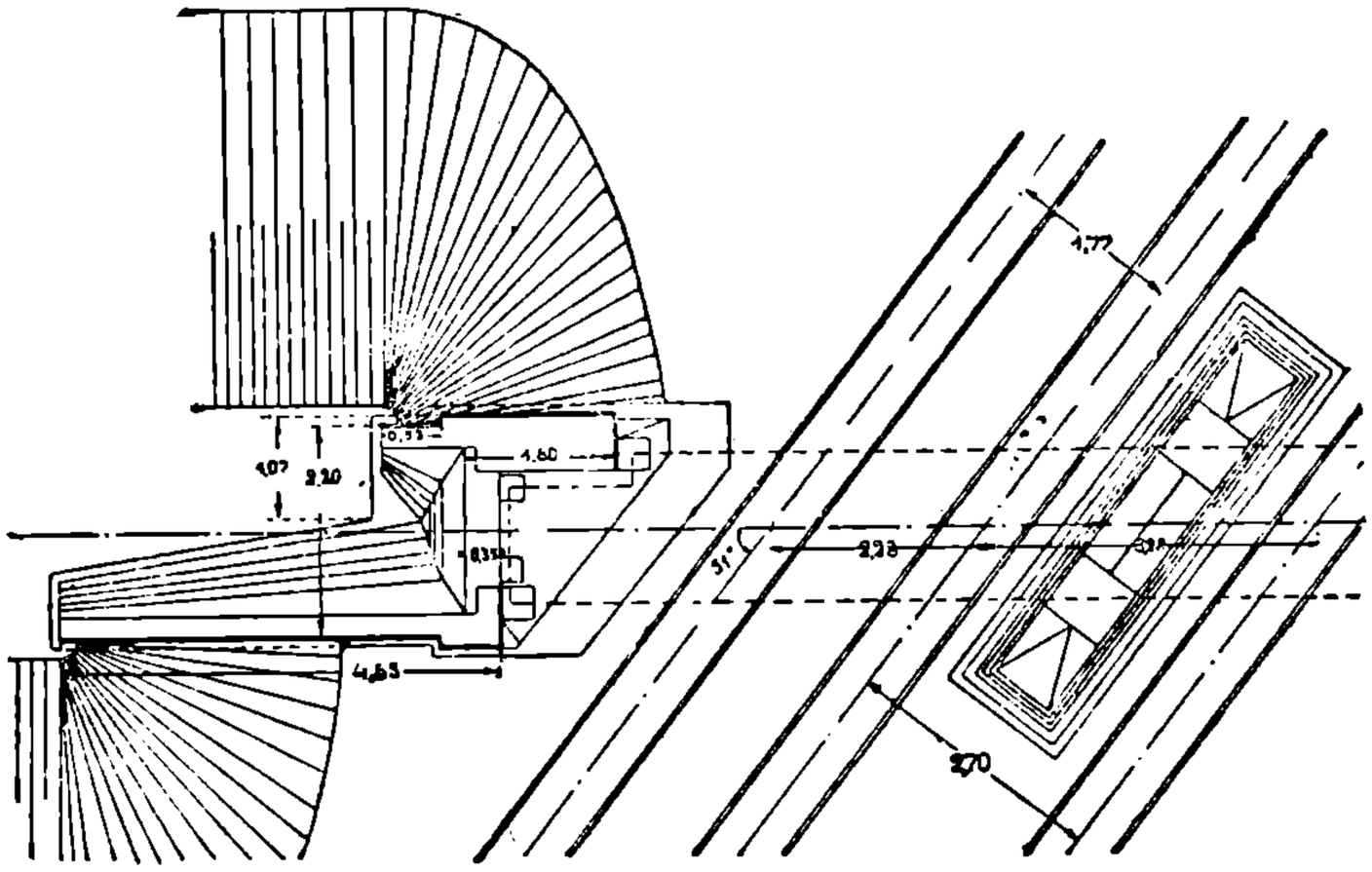
Устой с обратными стенками для балочного пролетного строения легко

НБ УДУНТ (ДІІТ)

приспособить к арочной системе. Подферменная площадка будет не горизонтальной, а нормальной к оси арки в пяте (фиг. 582). Смотря по величине распора равнодействующая всех давлений на переднюю стенку может определить кривую давления, уходящую от передней грани; тогда соответственно ей принимается и очертание передней стенки.

§ 17. КОСЫЕ МОСТЫ.

39. Примеры. — Косые мосты приходится устраивать особенно часто на пригородных участках железных дорог, когда пересекаемые дороги и улицы близко расположены друг к другу и нет возможности извернуть



Фиг. 583. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д.
План крайнего пролета.

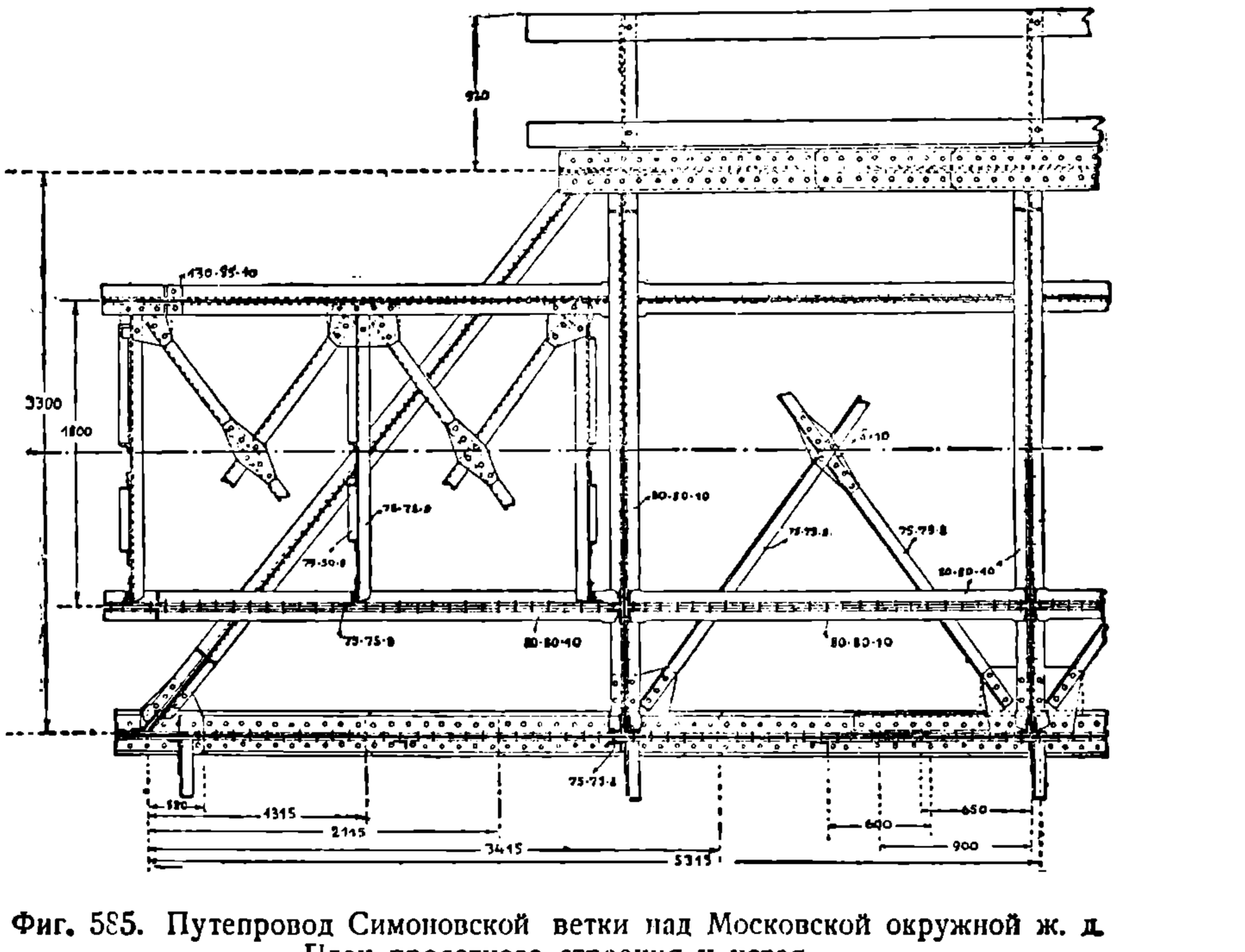
путь для нормального пересечения. Много косых путепроводов построено на Московской окружной ж. д. и на соединительной Финляндской ветви в Ленинграде. Косина мостов сказывается на форме устоев и на конструкции пролетного строения.

На фиг. 583 представлен план крайнего пролета путепровода под Симоновскую ветку через пути Московской окружной жел. дор. Угол косины

Фиг. 584. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д.
Поперечный разрез пролетного строения.

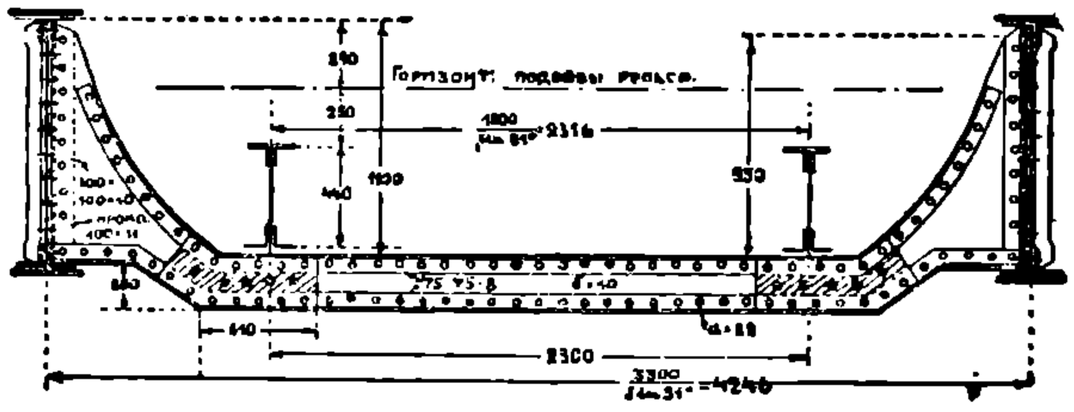
НБ УДУНТ (ДІІТ)

51°. Быки, в виде закрепленных нижними концами решетчатых колонн, расположены по линии нижних путей; фермы в виде сплошных балок расположены по линии верхнего пути; если соединить опоры ферм одного пролета, получится параллелограмм. Передняя грань устоя параллельна ниж-



Фиг. 585. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д. План пролетного строения у устоя.

нему пути, боковые — верхнему. Конус на стороне острого угла не должен выходить за пределы передней грани, вследствие чего его приходится отодвинуть от пролета с удлинением прилегающей обратной стенки. На подферменной площадке, кроме подферменных камней для главных балок, помещены подферменные камни для продольных балочек проезжей части; при этом для удобства перехода пути с деревянных поперечин пролетного строения на шпалы в балластном ящике устоя камни расположены центрами на нормали к оси верхнего пути; одна балочка соответственно длиннее другой. Таким образом, подферменная площадка получает в плане форму треугольника.



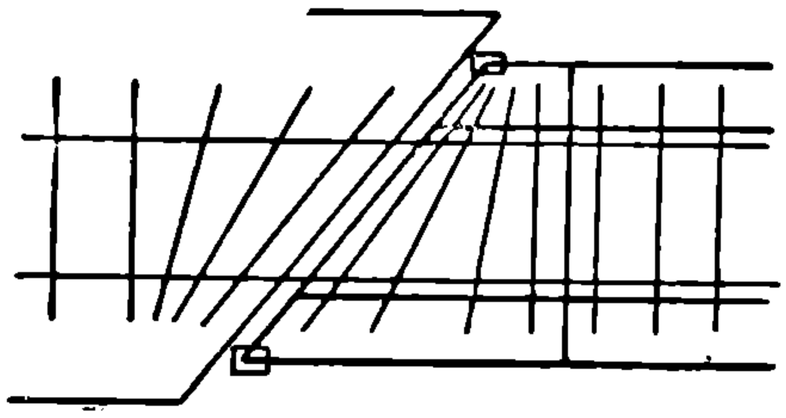
Фиг. 586. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д. Косая поперечная балка.

Пролетное строение состоит из двух балок (фиг. 584), между которыми вклепаны внизу поперечные балки, расположенные нормально к оси пути в расстоянии 2,4 *м* друг от друга; поперечные балки поддерживают продольные, на которых путь уложен при помощи деревянных поперечин.

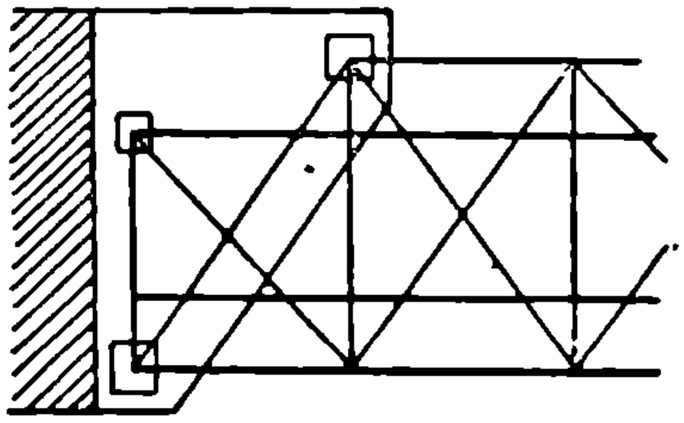
НВ УДУНТ (ДІІТ)

Главные балки не выходят по высоте из пределов первого уступа габарита; расстояние между ними 3,30 *м*. Тротуары с перилами поддерживаются консолями.

На устой (фиг. 585), как сказано, опираются не только главные балки, но и продольные, продвинутые в устой настолько, чтобы путь можно было



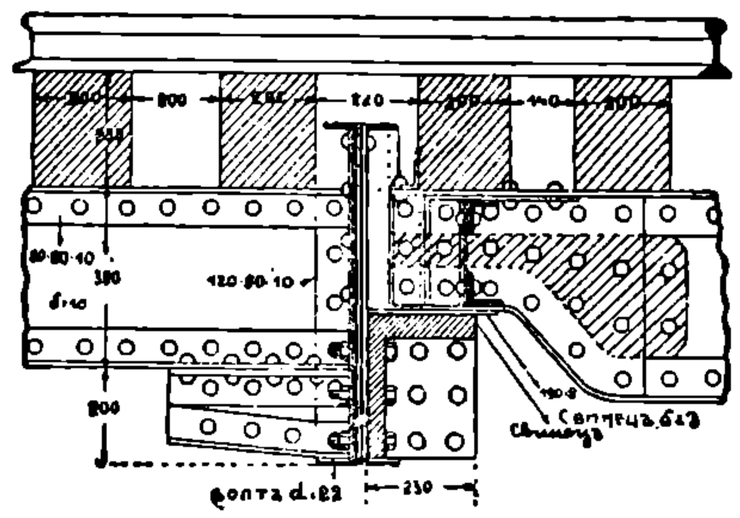
Фиг. 587.



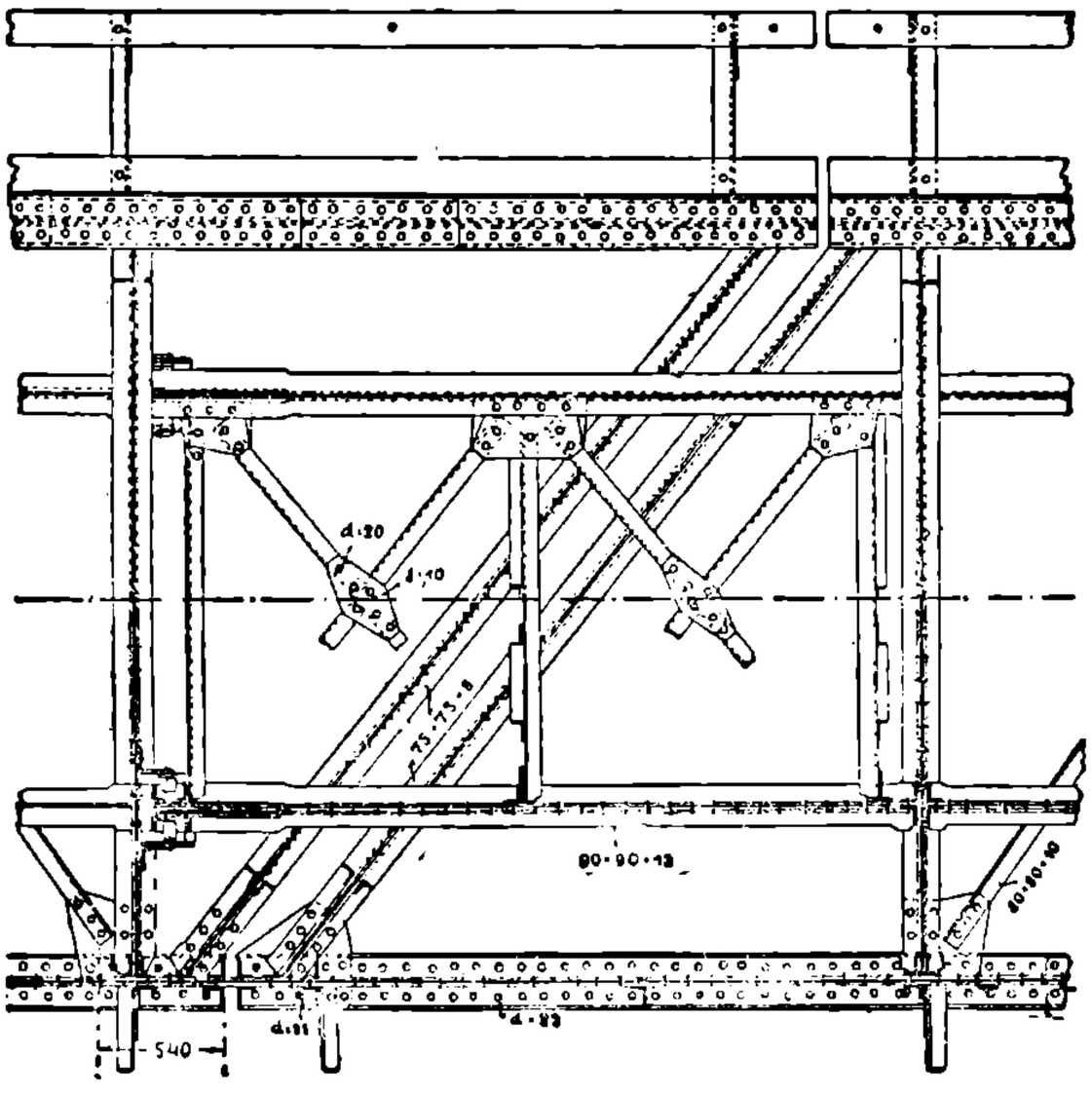
Фиг. 588.

перевести на устой без изменения нормального положения шпал и поперечин. Концы главных балок над устоем соединены косой поперечной балкой, проходящей под продольными балками (фиг. 585 и 586):

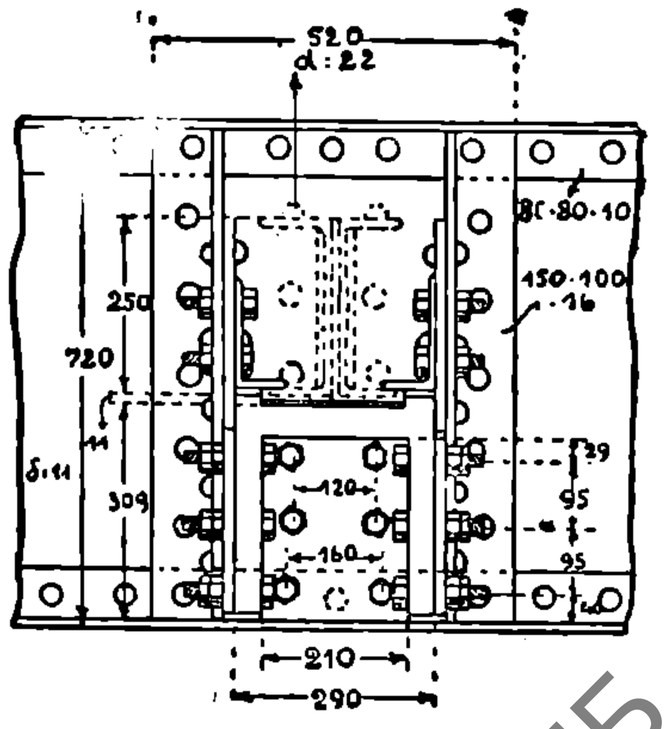
Треугольная подферменная площадка может быть устранена, если переднюю грань устоя выше площадки сделать параллельной оси нижнего пути (фиг. 587), при этом косая поперечная балка обычной высоты будет поддерживать концы продольных балок. Конструкция значительно упрощается, но зато положение пути ухудшается, так как и на мосту и на устое приходится



Фиг. 590. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д. Подвижной конец переходной продольной балки.



Фиг. 589. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д. План пролетного строения у быка.

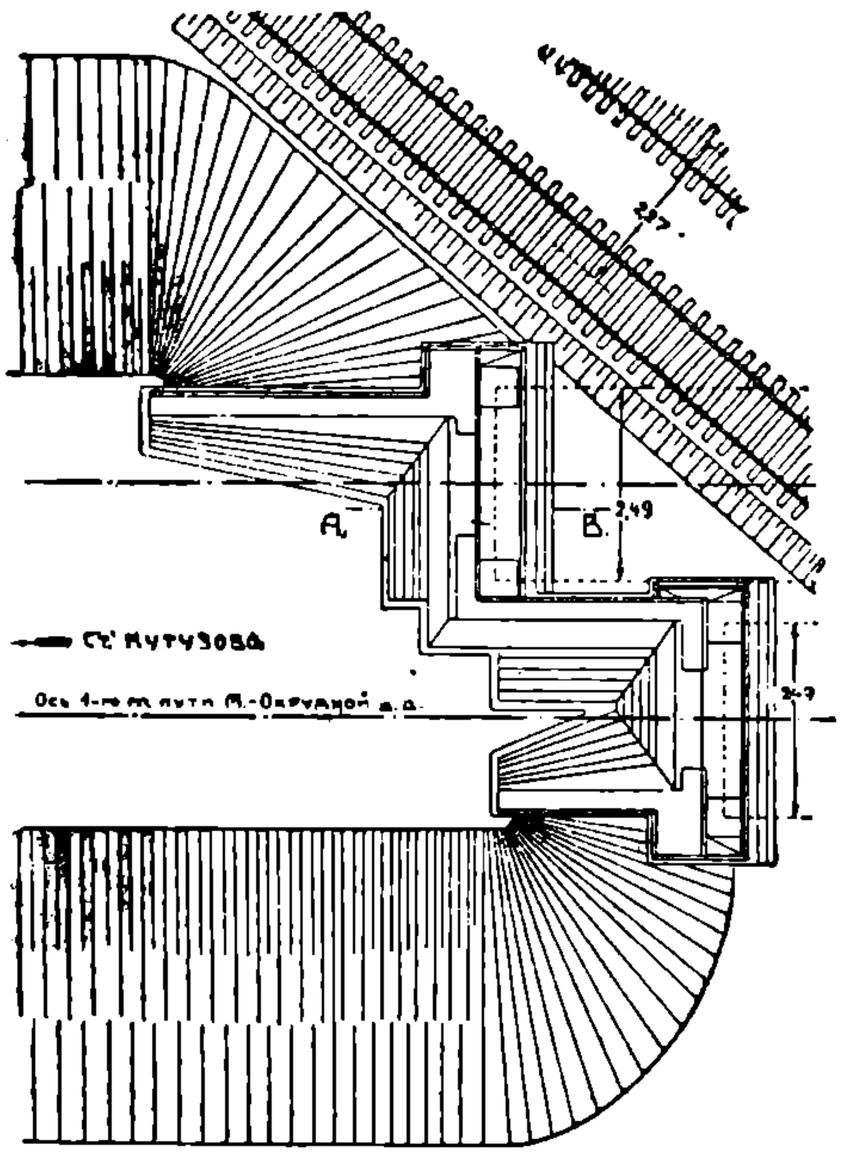


Фиг. 591. Путепровод Симоновской ветки над Московской окружной ж. д. Прикрепление опорной стальной коробки к поперечной балке.

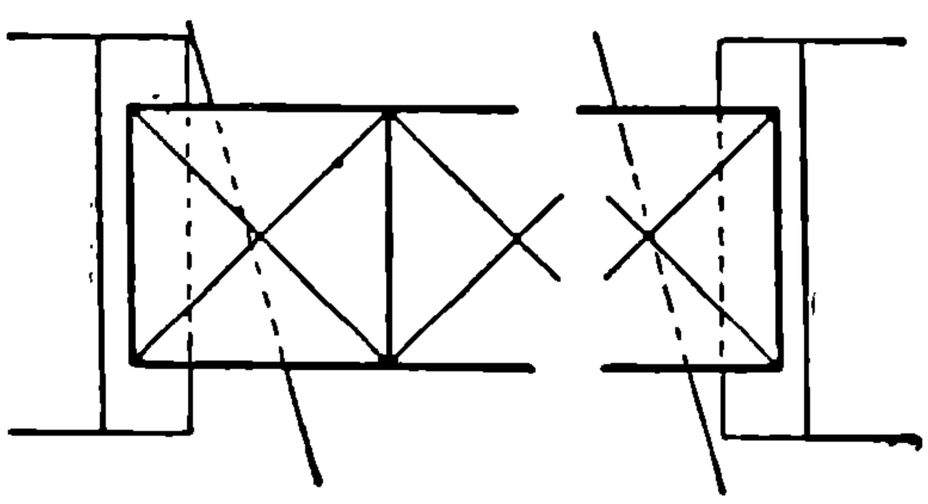
НБ УДУНТ (ДІІТ)

поперечины располагать веером, что при значительной косине создает значительное затруднение.

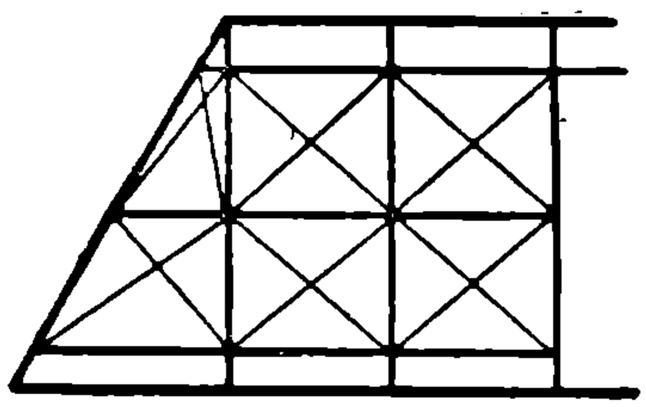
Возвращаясь к описываемому путепроводу, заметим, что принятое на нем расположение продольных балок могло бы быть улучшено устройством



Фиг. 593. Путепровод Московской окружной ж. д. над Брестской.



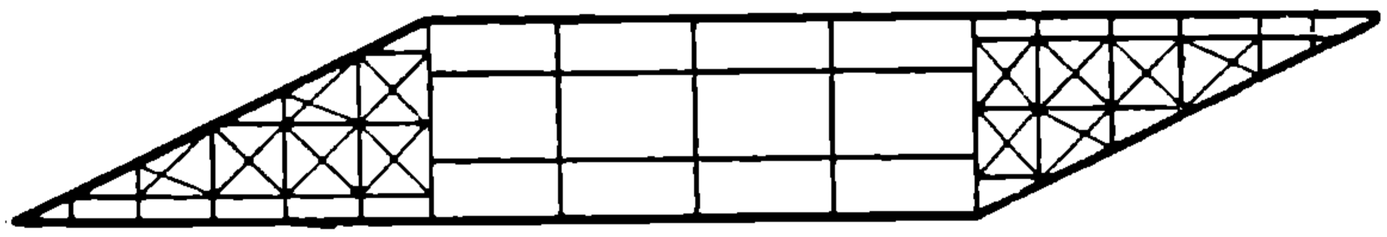
Фиг. 592.



Фиг. 594.

связи концов продольных балок с одной из главных балок, как показано на фиг. 588; это устраняет одну опору продольной балки.

Сопряжение двух косых пролетных строений путепровода над промежуточной опорой приведено на фиг. 589. Во избежание косого расположения деревянных поперечин, косое примыкание ферм выделено в отдельную панель, в которой продольные балки прикреплены одним концом подвижно, а другим на болтах. Подвижной конец (фиг. 590, 591) опирается на



Фиг. 595.

стальную коробку, прикрепленную к поперечной балке при помощи вертикальных уголков $100 \times 150 \times 16$ *мм*, расставленных так, чтобы между ними поместился конец балки.

При небольшой косине (фиг. 592) можно избежать устройства косого моста удлинением фермы. Когда мост строится под несколько путей с от-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

дельными пролетными строениями, то при этом получаются ступенчатые устои с входящими углами, неприятными по внешнему виду и требующими излишней площади облицовки. На Московской окружной дороге этот прием принят для путепровода через пути Брестской жел. дор. при косине в 45°. Устой для двух путей имеет вид, изображенный на фиг. 593.

Конструкция косых мостов упрощается, если путь на мосту лежит на баласте; при поддержании баласта лотковым железом приходится лишь прибегнуть к применению трапецоидальных лотков (фиг. 594). При очень косых мостах можно баласт устроить лишь на концах моста (фиг. 595), оставляя в средней части пролета путь на деревянных поперечинах. Баласт устраняет необходимость укладывать поперечины веером.

В. МОСТЫ ПОД ОБЫКНОВЕННУЮ ДОРОГУ.

40. Общие соображения. На русских шоссе железные мосты малых пролетов не получили того распространения, как на железных дорогах. Причина этого заключается в том, что для железного моста требуются каменные устои, и стоимость всего моста, определяемая стоимостью устоев, получается сравнительно с деревянными мостами очень высокой. По недостатку средств приходилось отдавать предпочтение деревянным мостам, тем более, что шоссе имеют насыпи небольшой высоты, когда деревянные мосты получаются очень недорогими. Вообще шоссейные дороги в России не получили достаточного развития и не пользуются особым вниманием, которое всецело поглощено было до сих пор железными дорогами. Лишь в последнее время постройка шоссе оживилась, но теперь здесь получает распространение железобетон, который дает возможность строить дешевые опоры моста. Железные мосты под обыкновенную дорогу имеют у нас частое применение в качестве путепроводов над полотном железной дороги, несмотря на то, что вследствие окисляющего влияния дыма от паровозов служба железа в этих случаях поставлена в особенно неблагоприятные условия. Затем из железа строят городские мосты всех систем, хотя при малых и средних пролетах совершенно основательно предпочитают ныне применять в этих случаях каменные своды.

Мосты под обыкновенную дорогу резко отличаются от мостов железнодорожных прежде всего устройством полотна, которое должно обладать свойством поддерживать временную нагрузку в любой точке его поверхности по всей ширине и по длине моста. Полотно должно быть сплошное. Затем эти мосты отличаются большим разнообразием в ширине, которая колеблется в зависимости от потребностей движения от 5 до 30 *м* и более.

Из этих обстоятельств возникает ряд вопросов, не имеющих места в мостах железнодорожных. При значительной ширине моста весьма затруднительно проводить системы с ездою понизу, так как при этом проезжая часть получается очень тяжелой и все пролетное строение более дорогим. А при расположении езды поверху возникает весьма серьезный вопрос о числе главных ферм, так как их на большой ширине моста можно поставить и мало и много. Чем больше поставим ферм, тем меньше придется давать

НБ УДУНТ (ДІІТ)

материала на проезжую часть. Есть наивыгоднейшая комбинация, которую и следует отыскивать в каждом частном случае постройки моста.

В связи с характером рабочей поверхности моста, не вполне пропускающей дождевую воду, в мостах под обыкновенную дорогу возникают вопросы об отводе воды с поверхности моста, о продольных и поперечных уклонах полотна и т. п. Это отражается и на внешнем виде мостов, которые очень часто имеют значительную выпуклость в средине своей длины.

Полотно моста делится на две части: полотно ездовое — для пропуска экипажей, более или менее тяжелых, и легкое полотно для пешеходов — тротуары. Это вносит существенную разницу в конструкцию той и другой части и в нагрузку главных частей, поддерживающих ту или другую полосу полотна.

Наконец можно отметить разнообразие в устройстве и свойствах той поверхности, которая служит для езды. Здесь применяются доски, щебеночная одежда шоссейных дорог, булыжная мостовая, торцовая, брусчатая и асфальтовая. Дощатый настил в железных мостах устраивается в виде исключения или при недостатке средств на более радикальное решение задачи.

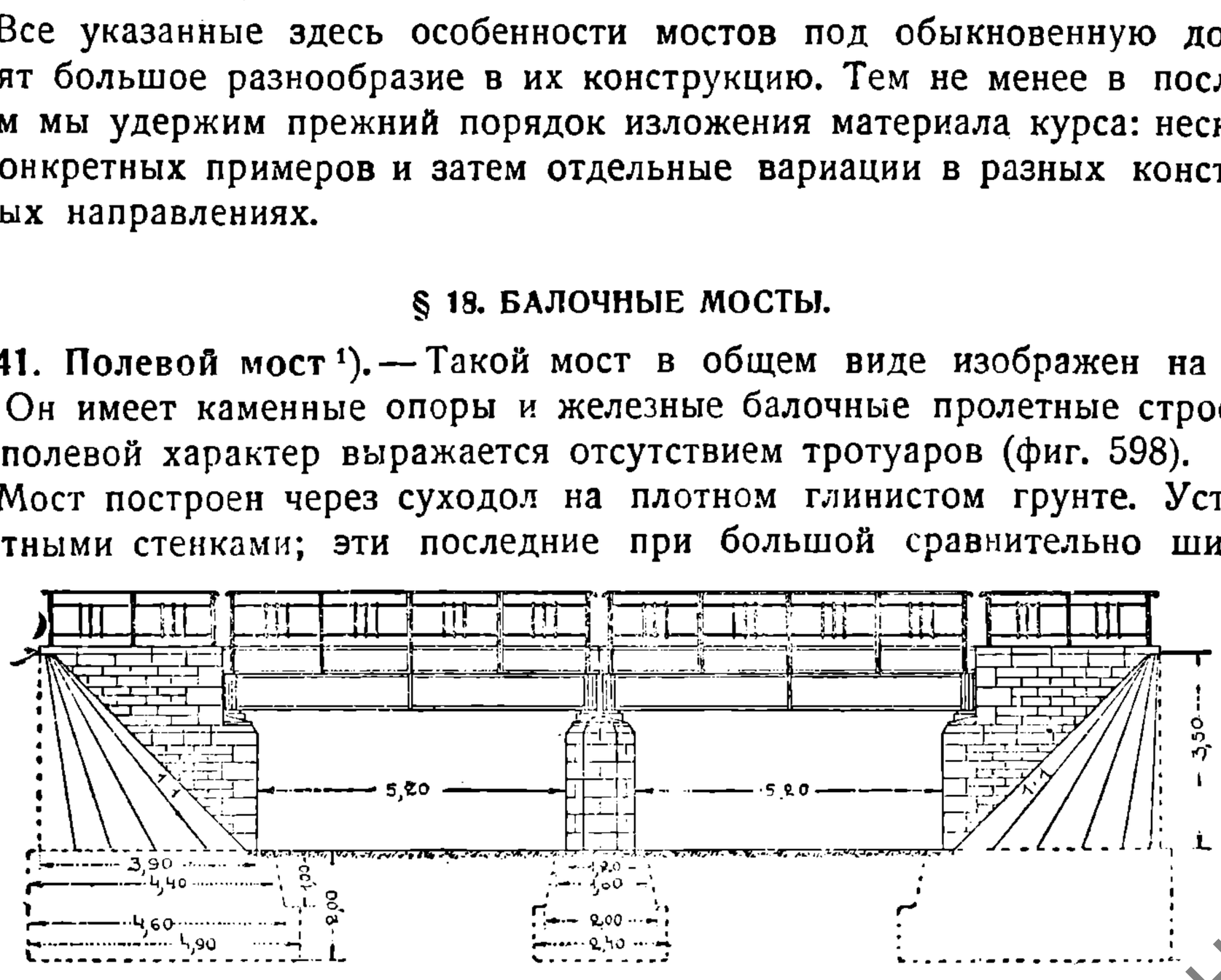
Дощатый настил горюч и в случае пожара угрожает обрушением главных ферм. Дощатый настил очень недолговечен, особенно при интенсивной езде; частая смена его обходится дорого, и в конечном результате мост с деревянным настилом в больших городах будет дороже моста с каменным полотном.

Все указанные здесь особенности мостов под обыкновенную дорогу вносят большое разнообразие в их конструкцию. Тем не менее в последующем мы удержим прежний порядок изложения материала курса: несколько конкретных примеров и затем отдельные вариации в разных конструктивных направлениях.

§ 18. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ.

41. Полевой мост [1]). — Такой мост в общем виде изображен на фиг. 596. Он имеет каменные опоры и железные балочные пролетные строения Его полевой характер выражается отсутствием тротуаров (фиг. 598).

Мост построен через суходол на плотном глинистом грунте. Устои с обратными стенками; эти последние при большой сравнительно ширине

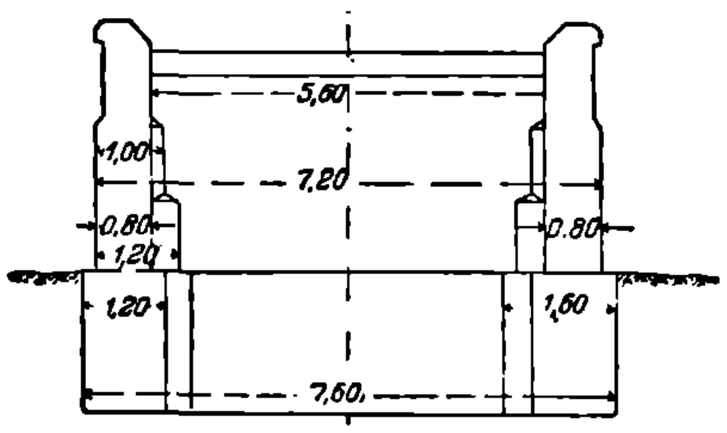


Фиг. 596. Полевой мост. Общий вид.

[1]) Мост спроектирован при содействии автора инженером А. И. Петровым.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

устоя (7,20 *м*) далеко отстоят друг от друга (фиг. 597) и ставят переднюю стенку устоя в положение изолированной подпорной стенки более, нежели в мостах под железную дорогу.



Фиг. 597. Полевой мост. Устой, вид сзади.

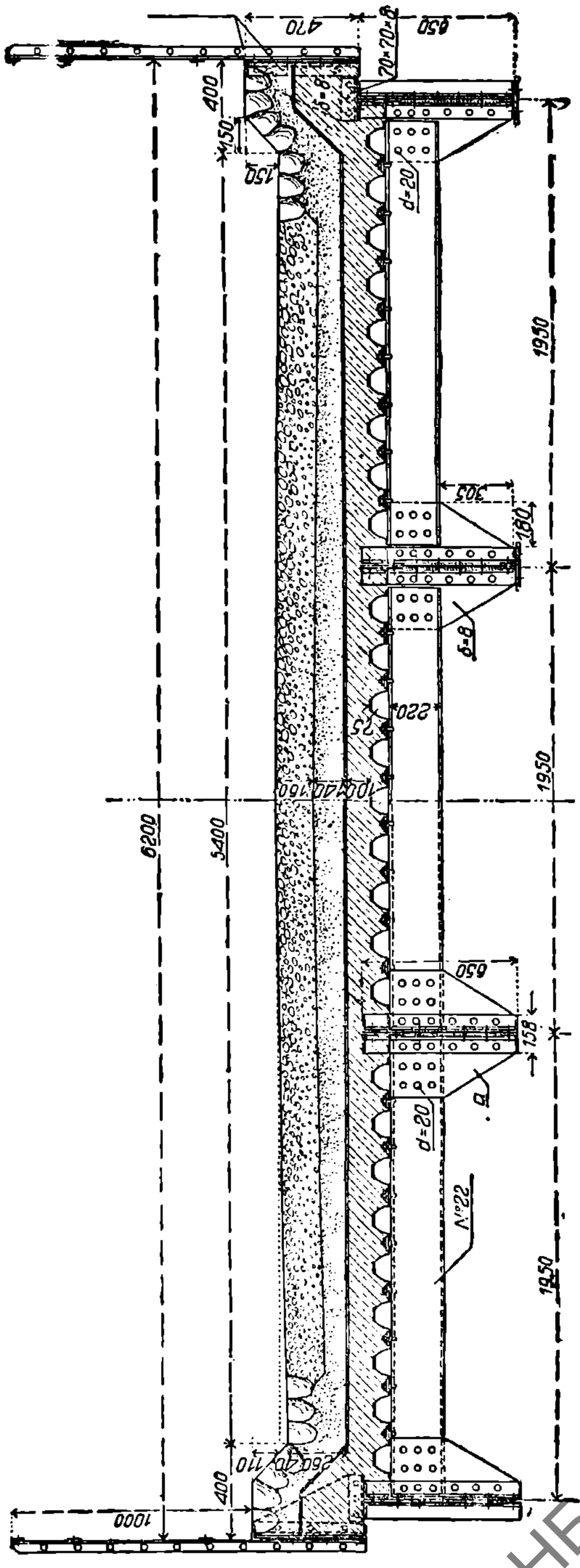
Ширина щебеночного полотна для проезда равна 5,4 *м* (фиг. 598) и допускает движение в обе стороны: от края ездового полотна до перил дано расстояние по 0,4 *м*, чтобы повозки не задевали их. Полная ширина моста, считая между перилами в свету, 6,20 *м*. Ограждение сделано откосом высотою 150 *мм*.

Главные балки расположены горизонтально.

Продольного уклона полотно не имеет в виду весьма незначительной длины моста. А чтобы вода собиралась к боковым бордюрам, полотну дан выпуклый поперечный профиль по параболе со стрелкой 40 *мм*, что дает наклон касательных у бордюров 3%.

Пролетное строение для каждого из двух пролетов, величина которых в свету равна 5,2 *м*, состоит из главных балок, связей между ними и проезжей части с полотном и перилами.

Главные балки поставлены в количестве 4-х на расстоянии 1,95 *м* друг от друга. Расчетный пролет балки 6,4 *м*, высота 0,65 *м*, т. е. около $^1/_{10}$ пролета. Нагрузка принята II разряда по нормам 1922 года, т. е. грузовик 7 *т* и каток 9 *т*. Балка состоит из листа 650 × 8 и уголков 75 × 75 × 10 *мм*.



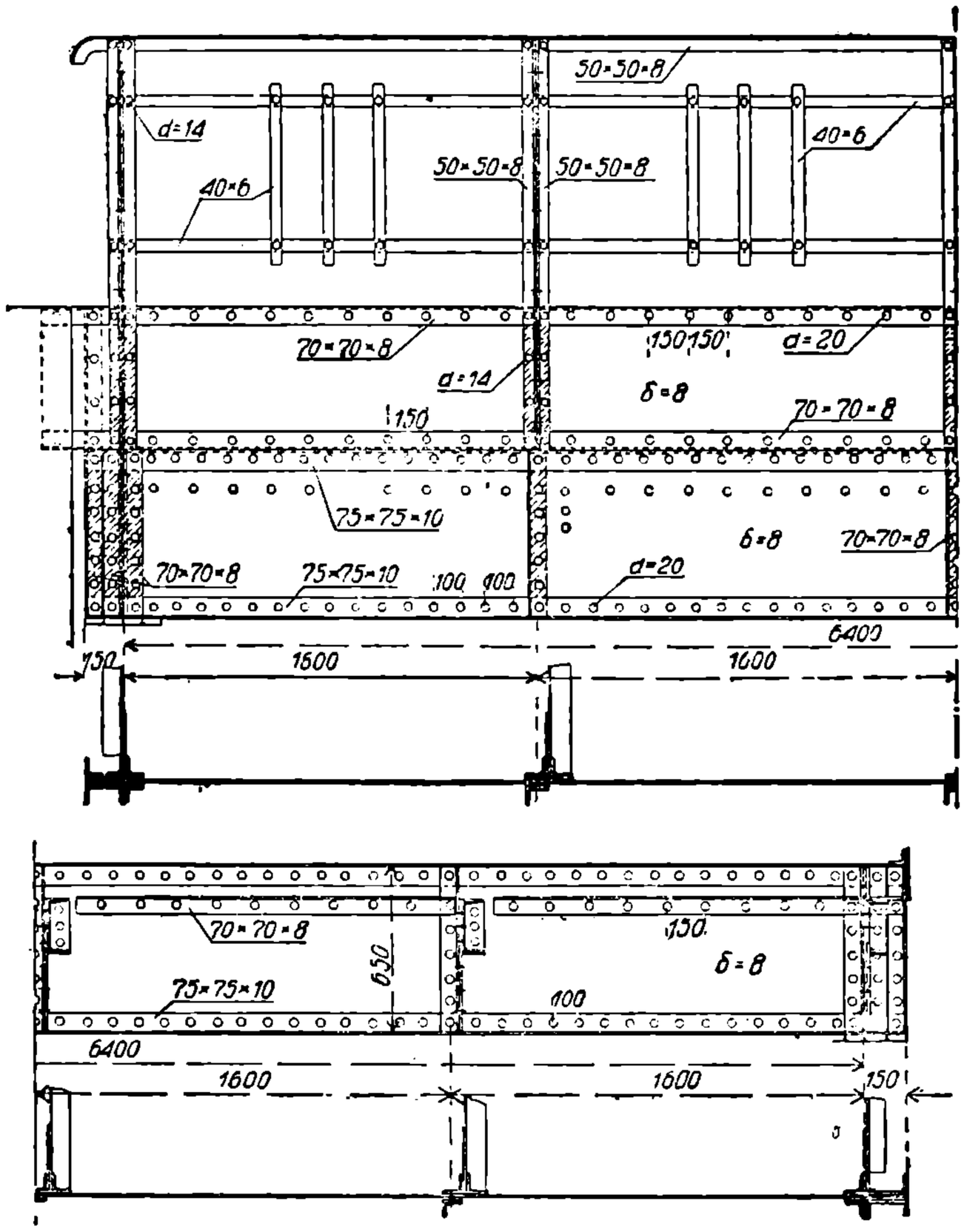
Фиг. 598. Полевой мост. Поперечный разрез пролетного строения.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Крайние балки менее нагружены, но в данном случае разница несущественная и все балки сделаны одинаковыми.

Достаточность избранной высоты балки доказывается величиной прогиба от временной нагрузки, который имеет наибольшее значение 4,7 *мм*, что составляет 1:1360 пролета; этого довольно.

Между главными балками вклепаны поперечные балки из прокатного корытного железа № 22, отстоящие друг от друга на расстоянии 1,6 *м* (фиг. 599). Эти балки прикреплены к главным при помощи пары уголков на каждый конец; один из них короткий, другой во всю высоту главной балки и служит ей уголком жесткости. Для передачи усилия от поперечной балки главной достаточно двух заклепок двойного перерезывания; их поставлено гораздо больше, и кроме уголков в прикреплении даны еще листы *а* (фиг. 598). Это сделано с той целью, чтобы создать между балками вертикальные связи в виде жестких полурамок на каждую пару смежных балок.



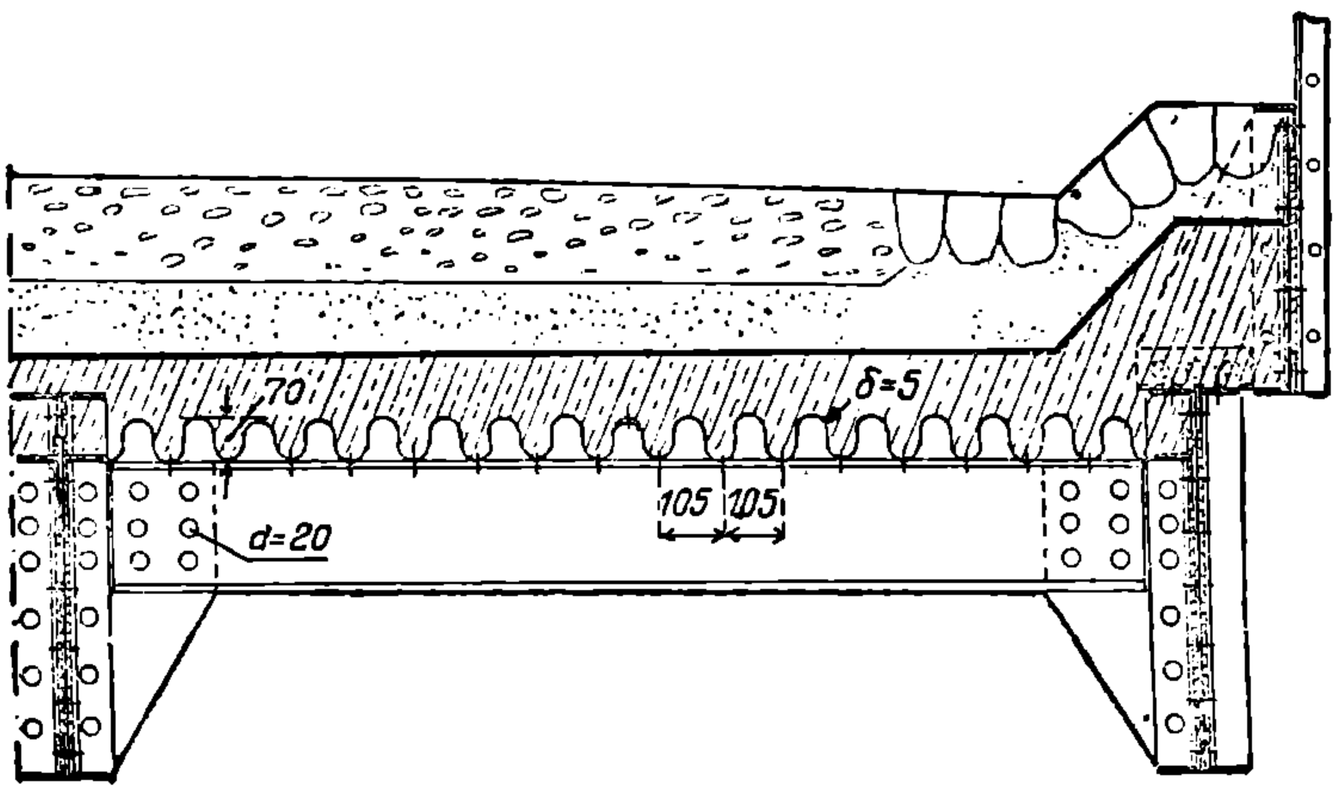
Фиг. 599. Полевой мост. Фасад крайней и средней главных балок.

Полурамки равносильны связям с диагоналями. Таким образом обеспечено противодействие стремлению нижнего пояса уклониться в сторону из плоскости балки соответственным использованием поперечных балок.

Для создания сплошного ездового полотна по поперечным балкам положен почти вплотную железный настил из прокатного железа Зоре (фиг. 598). По настилу дан слой бетона толщиною 100 *мм* над настилом и 60 *мм* над главными балками, на нем изоляция из просмоленого джутового полотна, слой песку и щебеночная кора. Бетонный слой, заполняющий впадины между Зоре и хорошо сцепляющийся с железом, образует прочную и весьма жесткую в горизонтальной плоскости плиту, способную принять и передать на опоры горизонтальные силы. При наличии такой конструкции

НВ УДУНТ (ДІІТ)

в верхних горизонтальных связях с диагоналями и распорками нет нужды. А при наличии вертикальных связей в виде упомянутых выше полурамок нет нужды и в нижних горизонтальных связях.

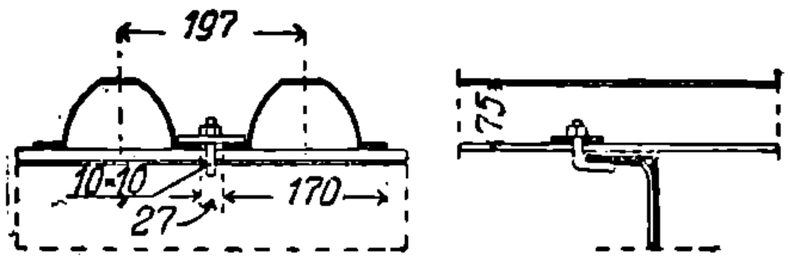


Фиг. 600. Полевой мост. Вариант поперечного разреза пролетного строения.

Для ограничения слоев ездового полотна с боков даны боковые вертикальные стенки из листа и пары уголков. Они прикреплены к главным балкам при помощи треугольных листов, сцепляющихся с бетоном.

На фиг. 600 приведен вариант, в котором железо Зоре заменено волнистым железом толщиною 5 *мм*. В виду незначительной толщины его следует брать оцинкованным.

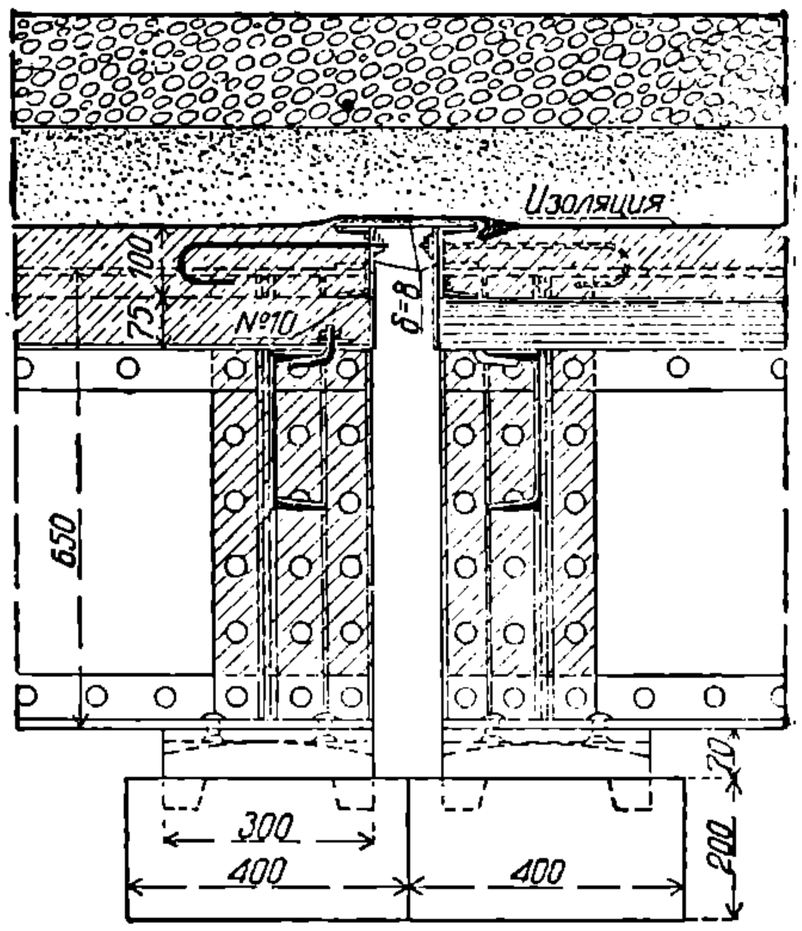
На фиг. 601 приведена деталь прикрепления Зоре без ослабления дырами поперечных балок и самих Зоре.



Фиг. 601. Полевой мост. Деталь прикрепления железа Зоре.

Это достигается применением прижимных планок и крючковатых болтов. Просвет между полками Зоре вполне допустим, он заполняется бетоном.

На фиг. 602 приведена конструкция сопряжения полотна двух пролетных строений над быком. Просвет между концами пролетных строений перекрыт листом железа толщиною 8 *мм*, который приклепан к концу левого пролетного строения и свободно лежит на конце правого пролетного строения. При изменениях ширины просвета лист скользит. Пролеты небольшие, перемещения очень малы, а потому полотно моста (слой песка и щебня) не имеет разрыва. Изоляция имеет складку.

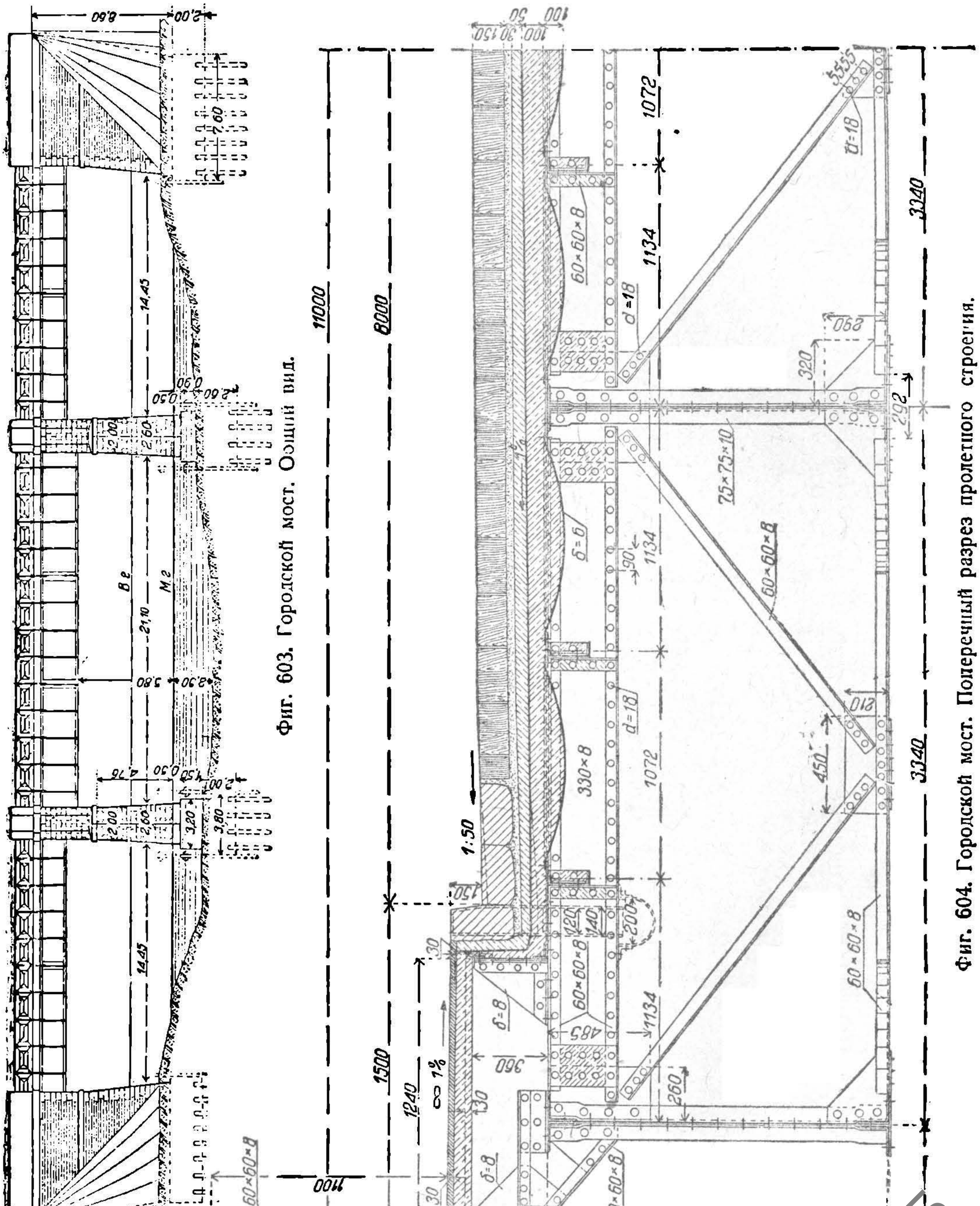


Фиг. 602. Полевой мост. Сопряжение полотна над быком.

На одно такое пролетное строение требуется 8000 *кг* железа и 300 *кг* стали на опорные части.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

42. Городской мост. [1])—Этот мост (фиг. 603) имеет три пролета, из которых средний 21,1 *м* и боковые по 14,45 *м* в свету, так что отверстие

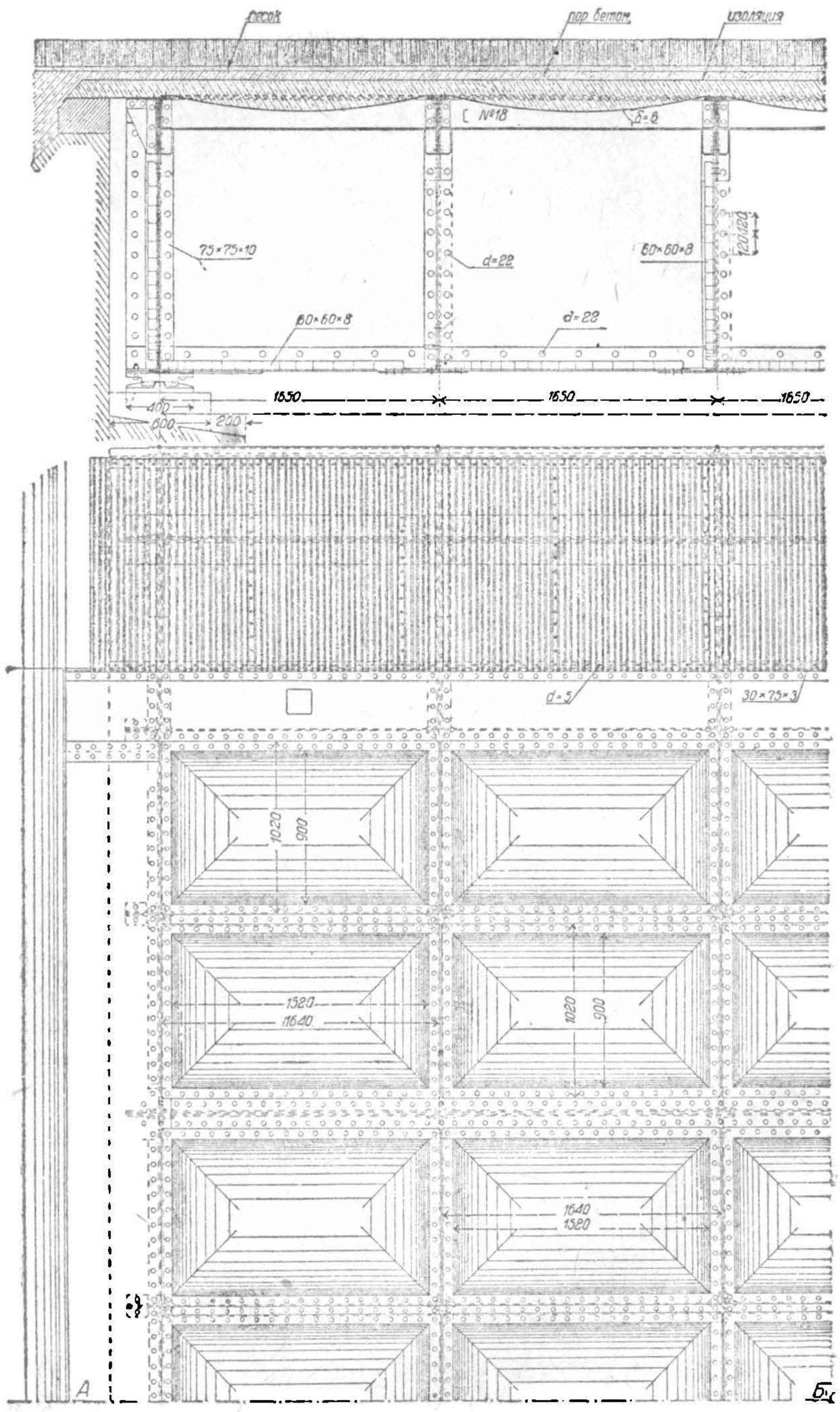


Фиг. 603. Городской мост. Общий вид.

Фиг. 604. Городской мост. Поперечный разрез пролетного строения.

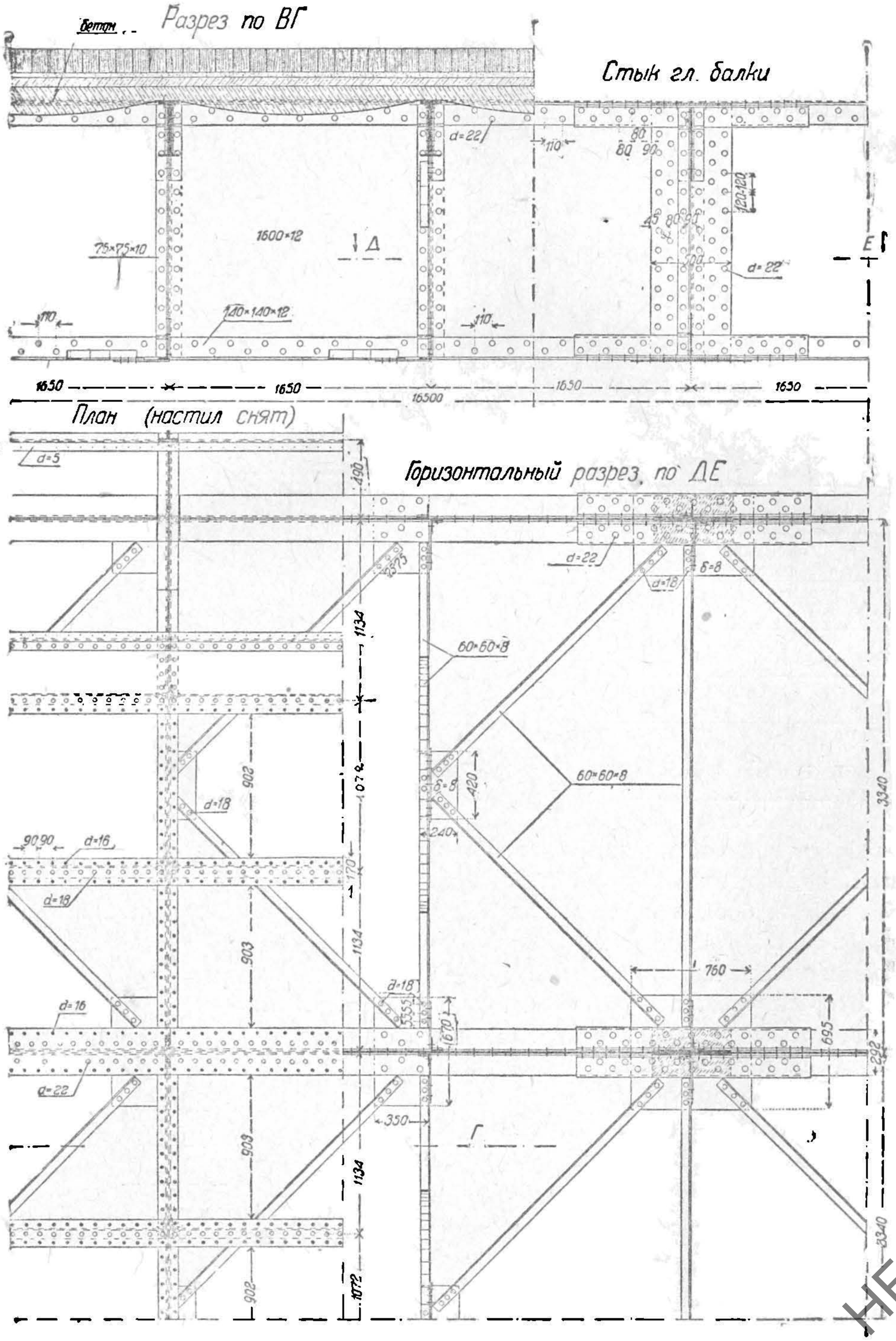
[1]) Проект составлен при содействии автора инженером А. И. Петровым.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 605. Городской мост. Фасад и план пролетного строения.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

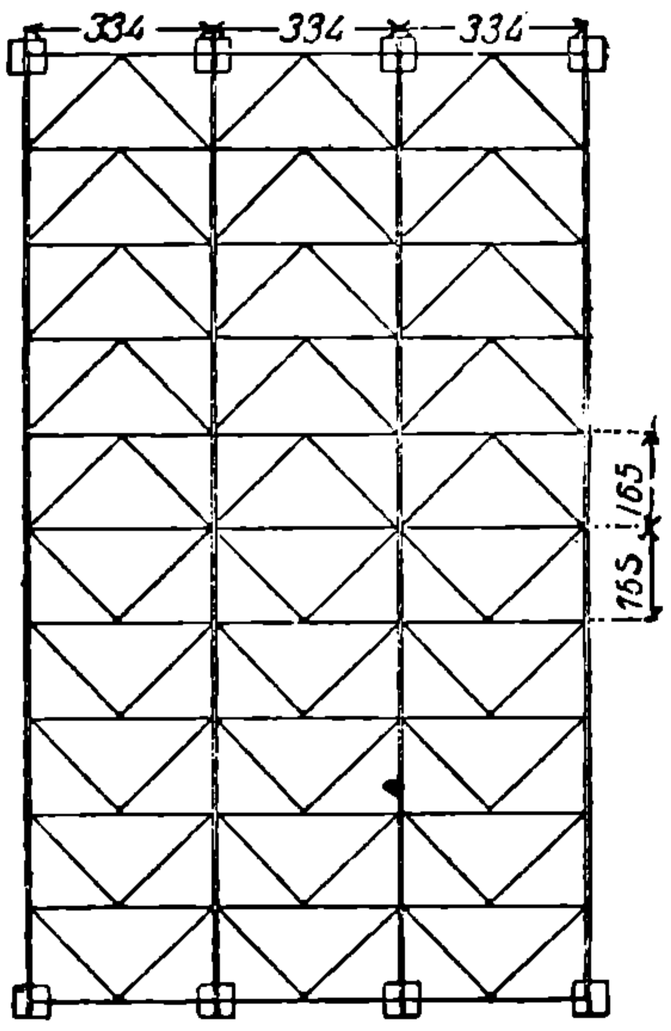


Фиг. 606. Городской мост. Фасад и план пролетного строения.

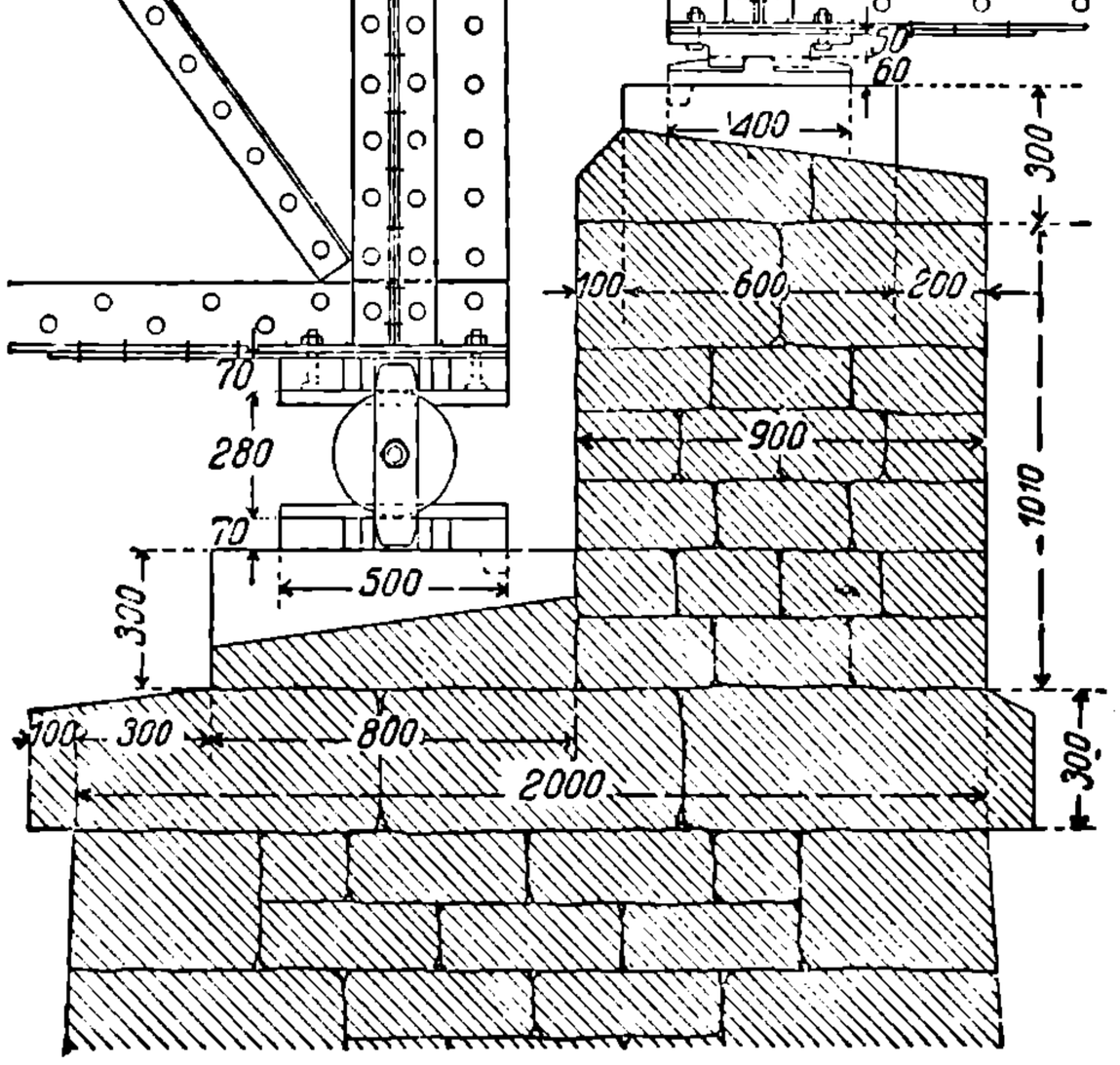
НБ УДУНТ (ДІІТ)

моста равно 500 *м*. Грунт глинистый, пластичный, а потому опоры имеют свайные основания.

Все три пролета перекрыты балками со сплошной стенкой, которые в количестве 4-х поддерживают ездовое полотно шириною 8,0 *м* и два тротуара по 1,5 *м* (фиг. 604).

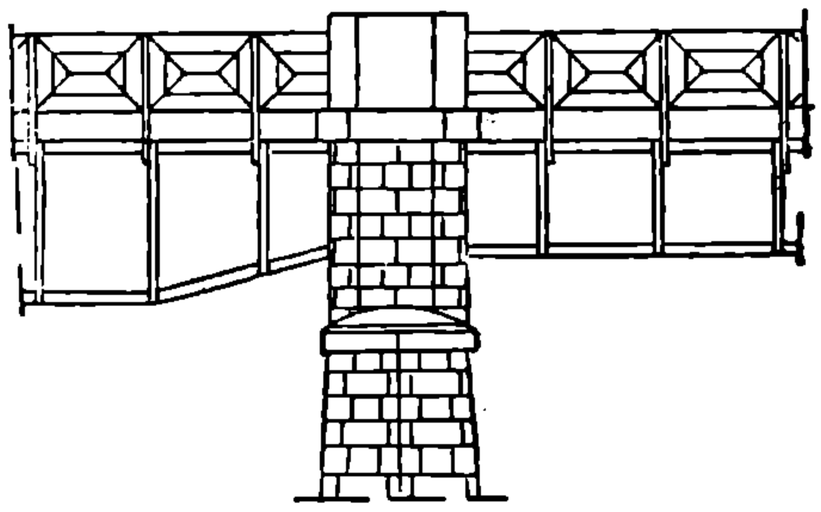


Фиг. 607. Городской мост. Схема горизонтальных связей.



Фиг. 608. Городской мост. Опоры смежных пролетов на быке.

Сплошной настил под полотном поддерживается системой поперечных балок, вклепаных между главными на расстоянии 1,65 *м* друг от друга (фиг. 605 и 606), и продольных балок, поставленных на расстоянии 1,134 и 1,072 *м*. Полученные клетки перекрыты лотками толщиною в 6 *мм* (фиг 604 — 606), по которым уложен слой бетона, слой изоляции, слой предохранительного пористого бетона, слой песку и наконец торцы. Эти последние у бордюров заменены камнями. Полотно тротуара (фиг. 604) опирается на две продольные балки, из которых одна поддерживается консолями, а другая поперечными балками. Эти балки поставлены на таком расстоянии друг от друга (1,24 *м*), чтобы принятая конструкция тротуара была увязана. Полотно тротуара, состоящее из слоя асфальта толщиною 30 *мм*, расположено на слое бетона, который уложен по настилу из волнистого железа (фиг. 605 и 606) 30×75 толщиною 3 *мм*.



Фиг. 609. Городской мост. Вариант расположения опор на быке.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Тротуар огражден перилами и свешивается на 49 *см* над крайней балкой. Величина свеса и определяет положение крайних балок пролетного строения, расстояние между ними, число промежуточных балок и расстояние между последними.

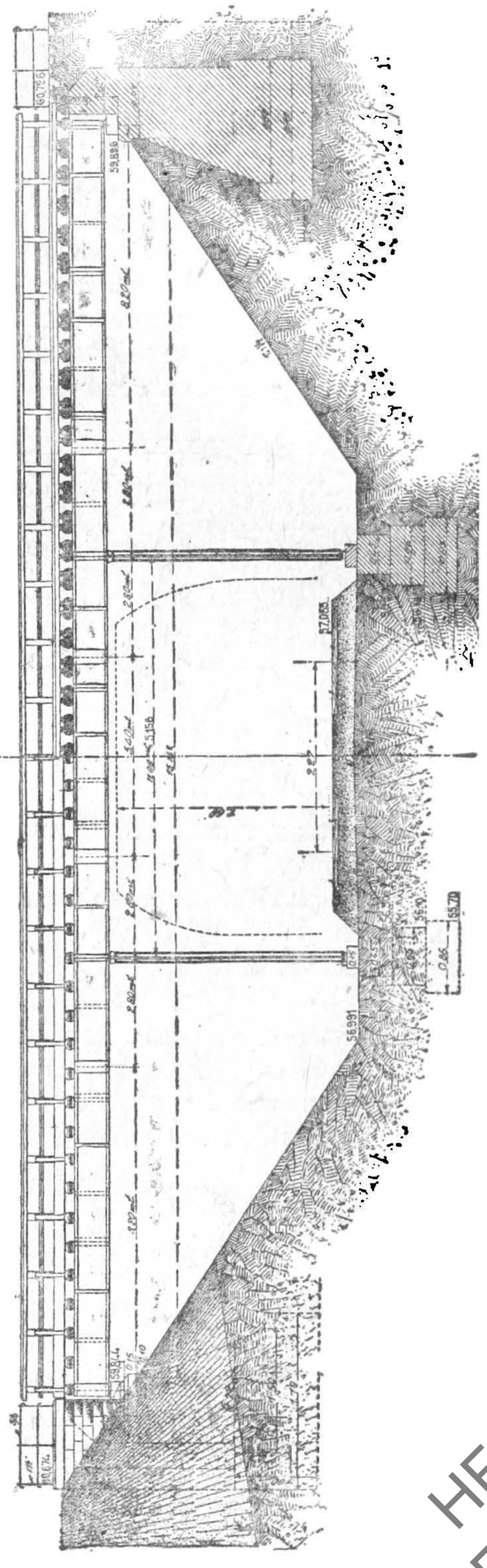
Каждое пролетное строение имеет нижние горизонтальные связи, схема которых дана на фиг. 607, а детали на фиг. 605 и 606, и вертикальные связи конструкции, показанной на фиг. 604, поставленные во всех вертикальных плоскостях, проходящих через поперечные балки.

На фиг. 608 приведено устройство верхней части быка, на который опираются пролетные строения разной высоты.

Расположения опорных приспособлений на разной высоте можно было бы избежать, сделав у балки среднего пролета соответственные срезы концов снизу (фиг. 609), но тогда вид моста несколько изменился бы и, может быть, в худшую сторону.

43. Путепроводы.—Фигуры 610—617 относятся к путепроводу, построенному на ст. Галич через два пути линии Вологда — Вятка. Общий вид (фиг. 610) показывает, что просвет выемки перекрыт трехпролетными неразрезными балками; устои каменные, промежуточные опоры — в виде качающихся колонн, опирающихся на каменные фундаменты, общие для всех колонн ряда (фиг. 611). Ширина ездового полотна 3,0 саж., тротуары по 0,5 саж. Продольного уклона полотно не имеет; для стока воды устроены поперечные скаты (фиг. 612). Полотно состоит из двойного дощатого настила, положенного вдоль моста на поперечных балках, отстоящих на 29 дюймов друг от друга, считая между осями.

Полотно поддерживается непо-



Фиг. 610. Путепровод на ст. Галич: общий вид.

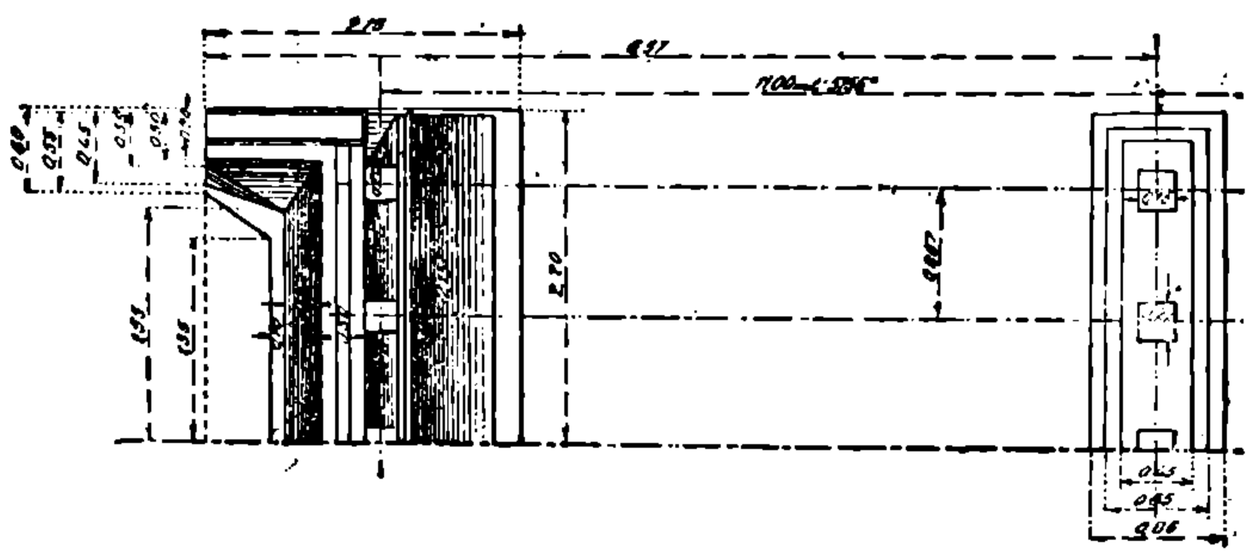
НБ УДУНТ (ДІІТ)

средственно пятью главными балками, связанными вертикальными и нижними горизонтальными связями (фиг. 613); на этой фигуре показано между прочим пунктиром расположение поперечных брусьев, разрезанных по середине моста с целью дать возможность производить смену брусьев без перерыва движения по мосту.

Расстояние между главными балками 1,83 *м*; при таком пролете для поперечных брусьев их можно сделать из 6-вершковых бревен.

Главная балка имеет пролеты по 11 *м*; высота ее вертикального листа 900 *мм*, т. е. около 1 : 12 пролета.

В промежуточной опоре под каждой балкой поставлена колонна из квадрантного железа; все пять колонн соединены в одно целое связями. Шарнирное приспособление нижнего конца колонны показано на фиг. 614,



Фиг. 611. Путепровод на ст. Галич: план опор.

615; для регулирования высоты имеются клинья. Верхний шаровой шарнир приведен на фиг. 616.

Наконец, фиг. 617 дает понятие об устройстве сопряжения полотна моста на устое.

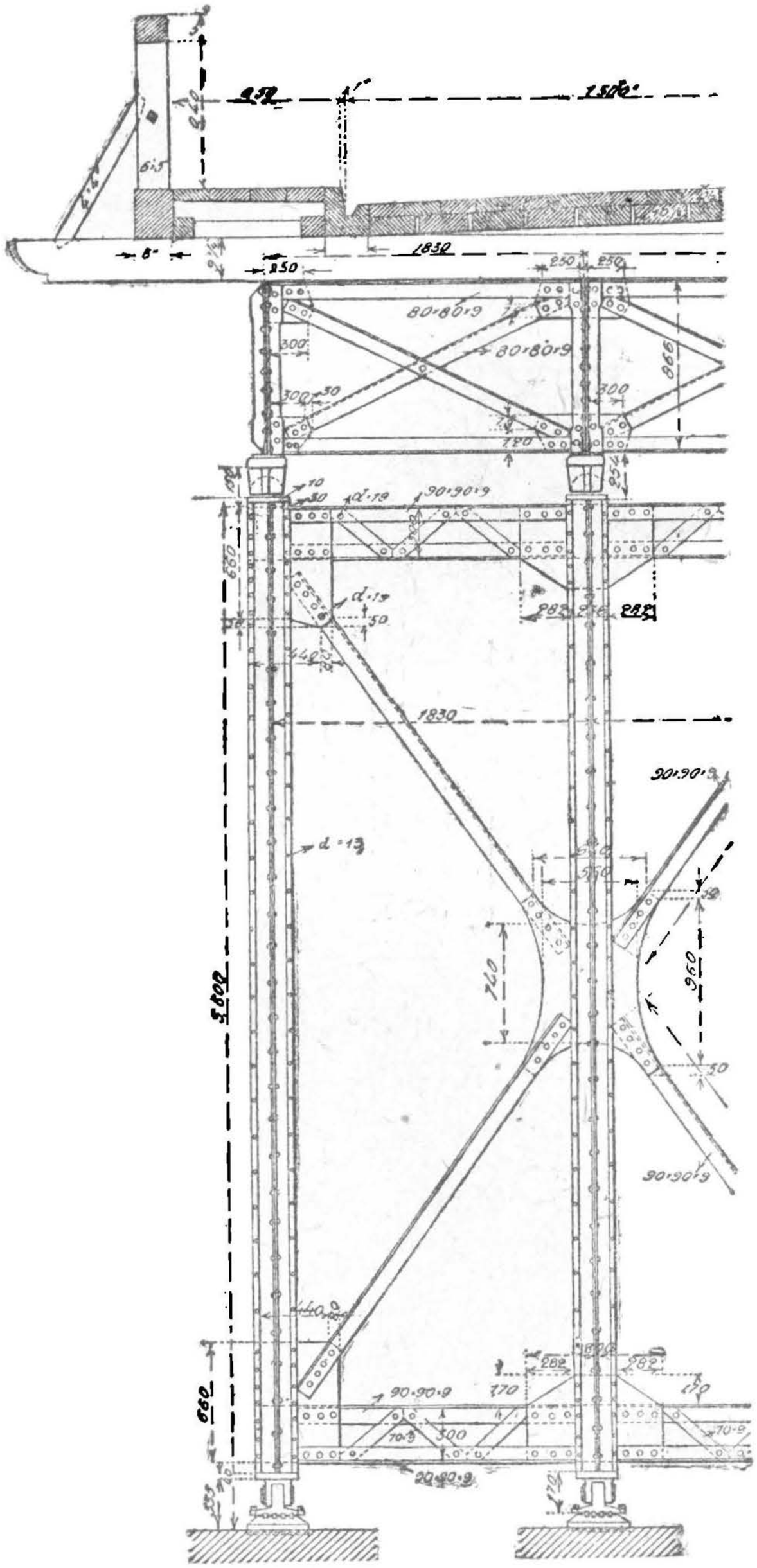
В отношении конструкции рассмотренного моста можно заметить следующее.

Применение деревянных поперечин не последовательно; их недолговечность и горючесть не оправдывают небольшой экономии, которая получается по сравнению с устройством поперечных балок из прокатного двутаврового железа. Применение дощатого настила оправдывается его легкостью и дешевизной; в случае пожара, он сгорит, пожалуй, без особого вреда для железной конструкции; увеличение же горючего материала поперечными балками может угрожать железной конструкции сильным нагреванием.

Число главных балок возможно уменьшить до трех; это сократило бы и число колонн и объем кладки в фундаментах для них, которые можно было бы выложить в виде отдельных столбов.

Оригинальной системы путепровод построен на Оренбург-Ташкентской жел. дор. и на некоторых других дорогах. Путепровод (фиг. 618) имеет три пролета, перекрытые консольными балками, в данном случае решетчатыми, что, конечно, не обязательно. В средний пролет выдвинуты консоли; не доходящие друг до друга настолько, что остается просвет,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

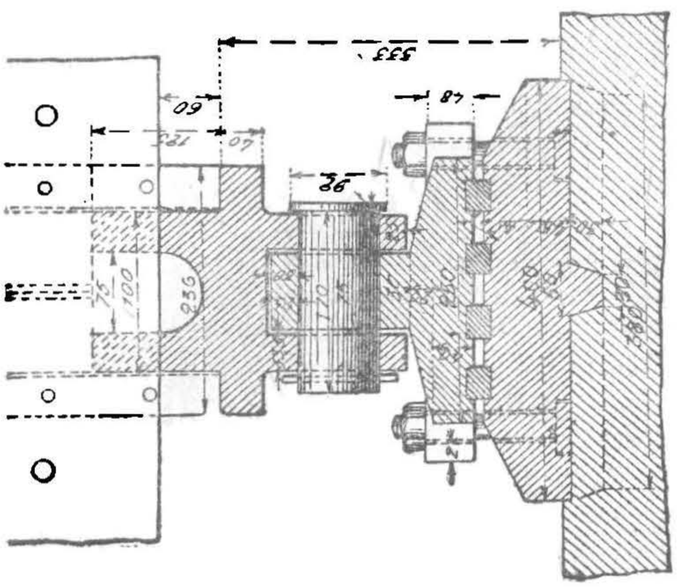


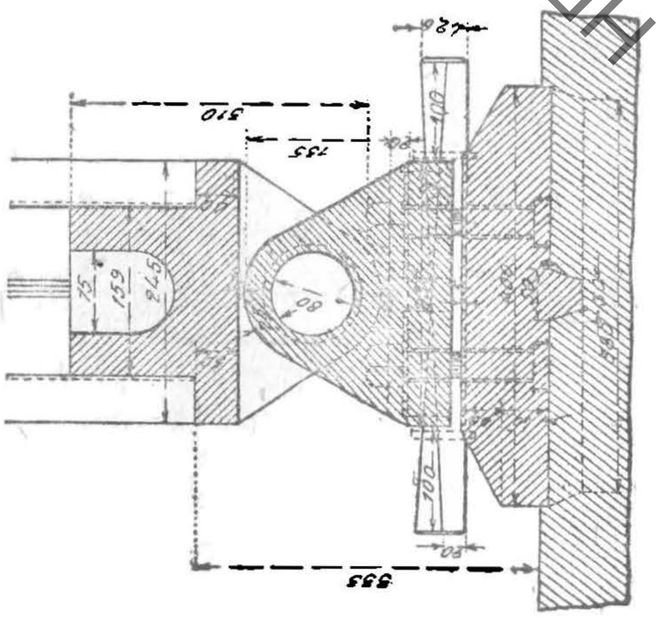
Фиг. 612. Путепровод на ст. Галич: поперечный разрез.

достаточный лишь для расширения балок от действия температуры. На обоих устоях опоры неподвижные; промежуточные опоры — качающиеся колонны на каменных фундаментах; к последним примыкает каменный лоток для пропуска воды, собирающейся в кюветах выемки.

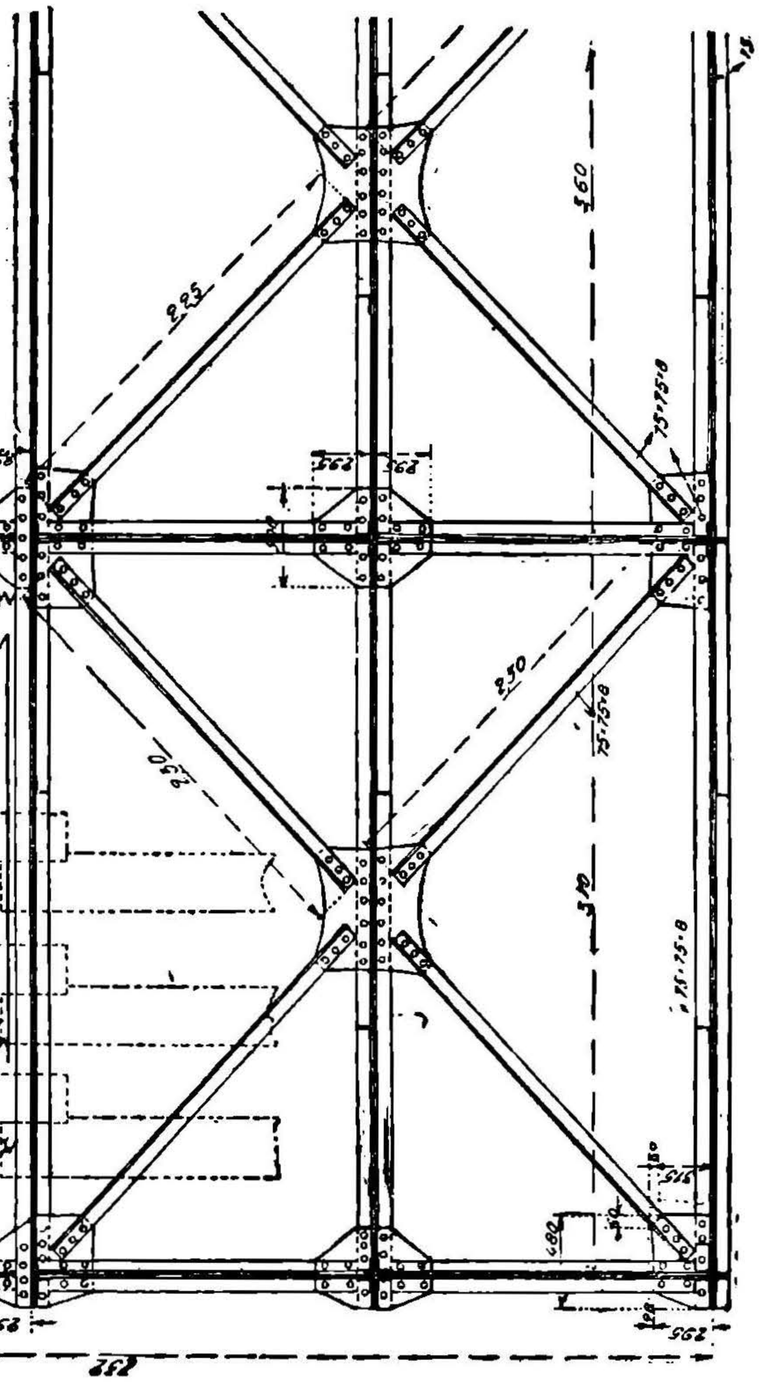
НВ УДУНТ (ДІІТ)

НЕ УДУНТ (ШИТ)

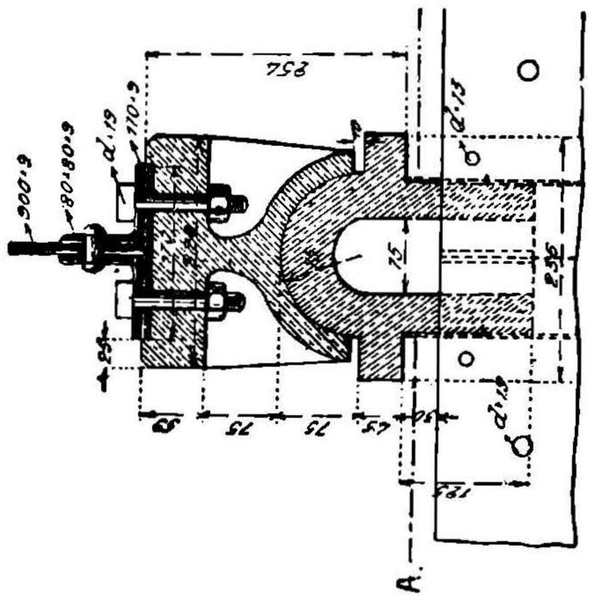




Нижний шарнир.

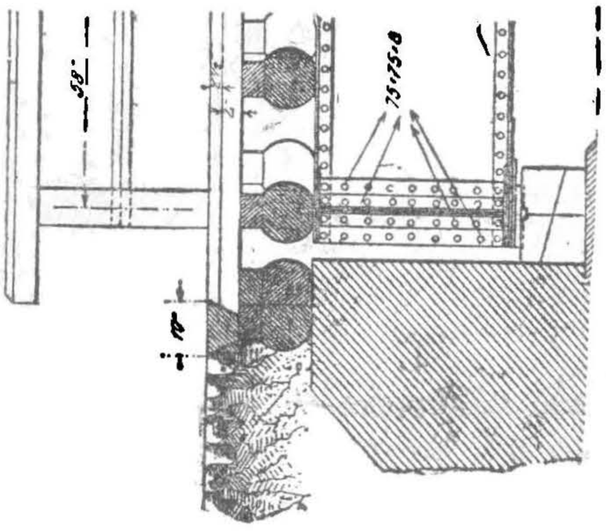


План балок.

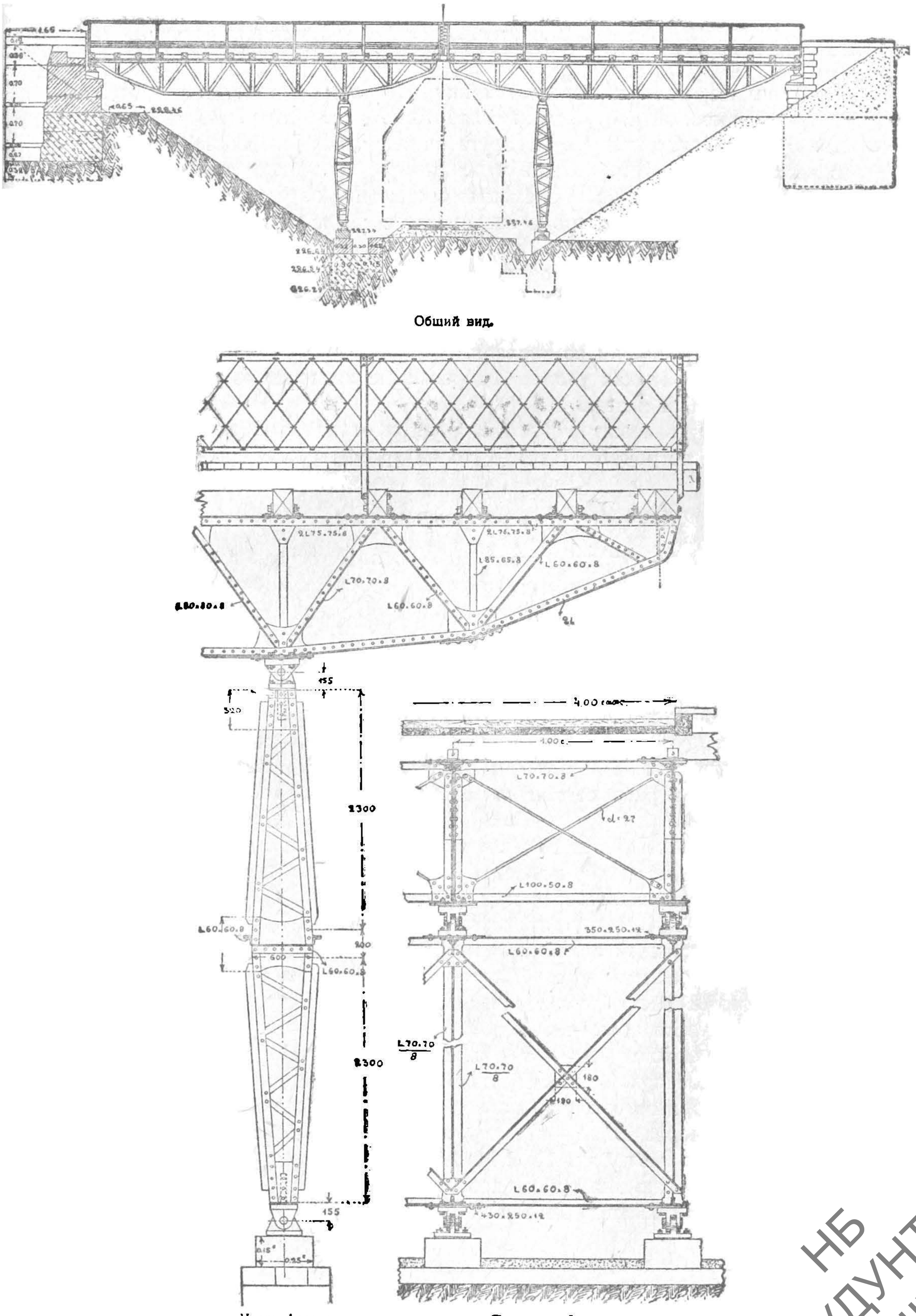


Верхний шарнир.

Фиг. 613—617. Путепровод на ст. Галич.



Сопряжение с устоем.



Общий вид.

Часть фасада.

Поперечный разрез.

Фиг. 618 — 620. Путепровод на Оренбург-Ташкентской ж. д.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Проезжее полотно имеет ширину 4,0 саж.; кроме того, устроены тротуары шириной по 0,35 саж. Главные балки, поставленные в количестве 5 штук, отстоят друг от друга на 1,0 саж. Они состоят (фиг. 619) из верхнего и нижнего поясов и решетки в виде треугольников с дополнительными стойками. Все элементы составлены из уголков с добавлением в некоторых местах листов и соединены в узлах при помощи фасонных листов.

Балки связаны между собою крестами из прутиков, диаметром 27 *мм* (фиг. 620), и распорками из уголков. Горизонтальные связи имеются в плоскости верхних поясов; в плоскости нижних поясов поставлены лишь во всех узлах распорки из уголков.

На главных балках уложены деревянные поперечные брусья и по ним двойной дощатый настил.

Так как путь лежит в выемке, а устои отодвинуты за бровку выемки и заложены в нетронутом грунте, то их размеры оказались сравнительно небольшими.

§ 19. АРОЧНЫЕ МОСТЫ.

44. Примеры — Арочный мост с ездою поверху для городского движения представлен в общем виде [1]) на фиг. 621. Отверстие его 87,4 *м* разделено на три пролета в 28,8 *м*, 29,8 *м* и 28,8 *м*. Пролеты сделаны не одинаковыми. Это обусловлено тем, что при положении пят на одном уровне и при наличии продольного уклона полотна стрелки арок в разных пролетах получаются разные: в среднем пролете 4,0 *м*, в крайнем 3,6 *м*. Чтобы при этом распоры от постоянной нагрузки на быке уравновешивались и бык имел наименьшую толщину, необходимо сделать разные пролеты.

Основания каменных опор свайные; фундаменты заложены при помощи перемычек, с расположением подошвы фундамента на глубине 4,0 *м* от межени.

Полотно моста (фиг. 622), шириною в свету между перилами 11,0 *м*, подразделяется на полосу для езды шириною 8,0 *м* и на два тротуара по 1,5 *м*. Оно поддерживается в каждом пролете 4-мя арками, поставленными на расстоянии 3,44 *м* друг от друга. Число арок выбрано так, чтобы свес тротуара над крайней аркой был небольшой, 34 *см*, и чтобы вес всех балок проезжей части и арок был наименьший. При большем числе арок балки проезжей части будут легче, но зато общий вес арок увеличится. При уменьшении числа арок — наоборот. Принятое число является наивыгоднейшим. В этом можно убедиться сравнением вариантов.

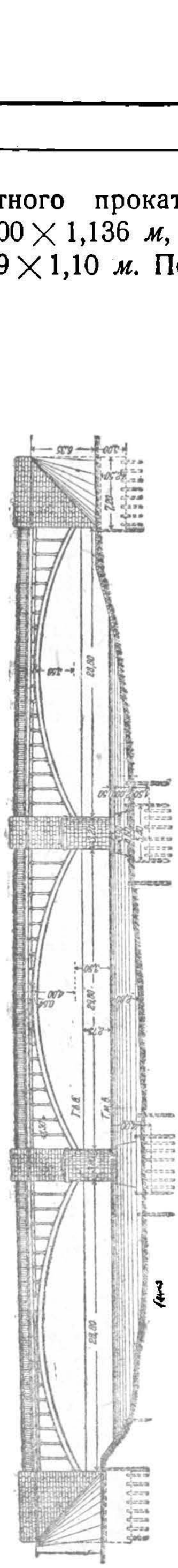
Над каждой аркой тянется вдоль моста прогон, опирающийся на арку при помощи ряда стоек, расположенных через каждые 3 *м* над внутренними арками и через 1,5 *м* — над наружными; здесь даны стойки чаще, чтобы получить более приятный внешний вид моста.

Между прогонами вклепаны поперечные балки через каждые 1,5 *м*; между поперечными балками даны вспомогательные продольные балки из ко-

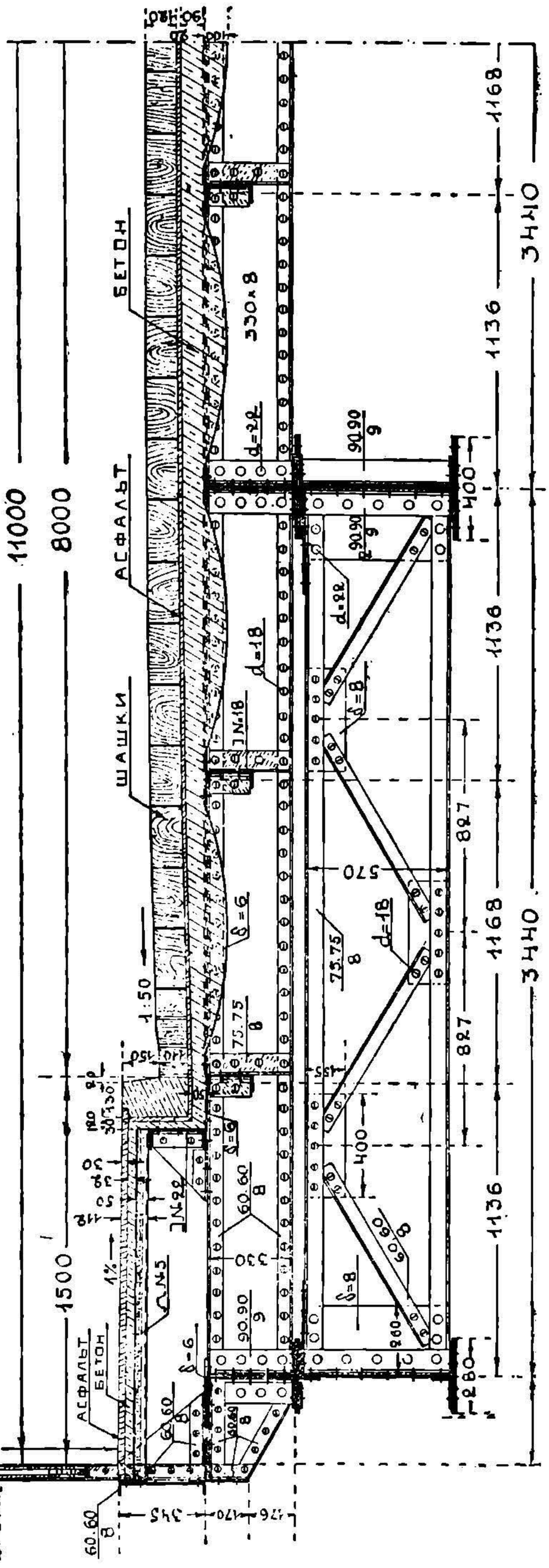
[1]) Проект составлен при содействии автора инж. А. И. Петровым.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

рытного прокатного железа. Таким путем получены клетки размером 1,500 × 1,136 *м*, которые перекрыты лотками толщиною 6 *мм* и размером 1,49 × 1,10 *м*. По лоткам положен бетон, верхняя поверхность которого



Фиг. 621. Арочный городской мост: общий вид.



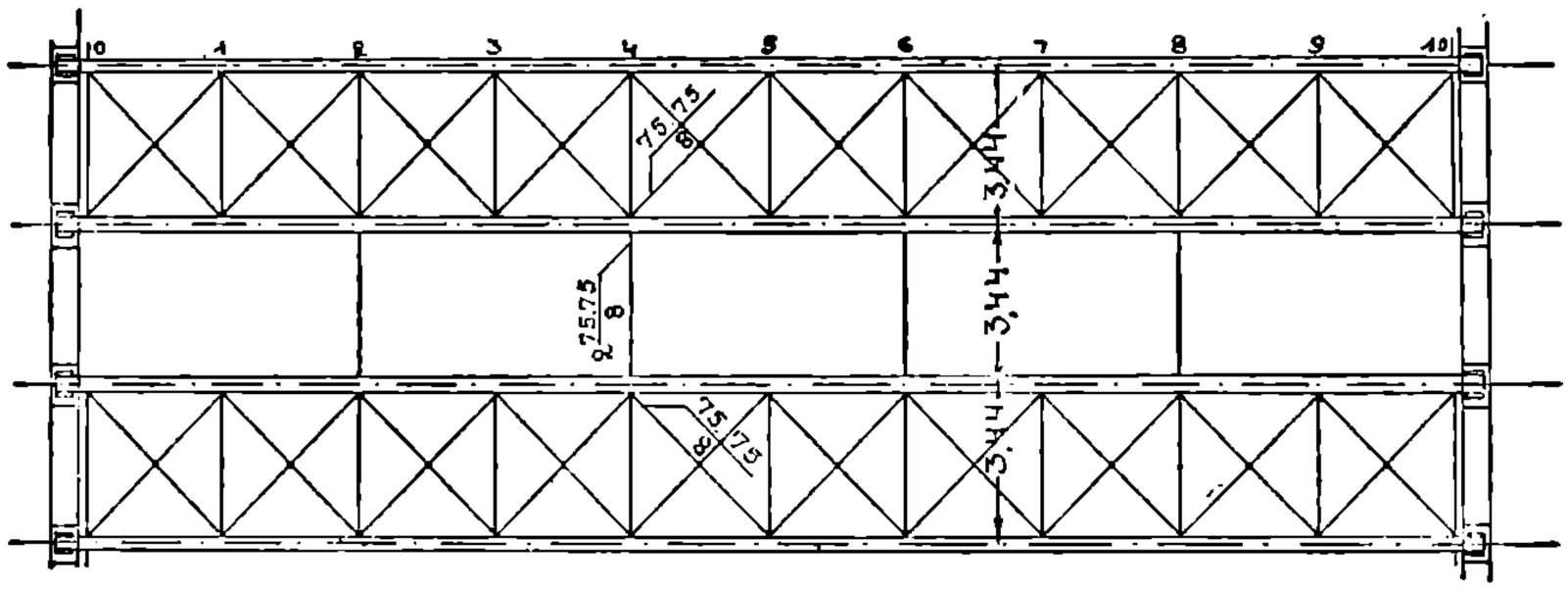
Фиг. 622. Городской мост: поперечный разрез пролетного строения у замка по *EFGH*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

возвышается в самом тонком месте на 50 *мм* над поверхностью балок. В качестве изоляции положен рубероид, который прикрыт слоем асфальта. Мостовая — торцовая.

Полотно тротуара поддерживается двумя продольными балками (фиг. 622): бордюрной и перильной. На них поперек моста уложены полосы железа Зоре, по которому положен бетон и рабочий слой асфальта.

Чтобы составить из пролетного строения пространственно неизменяемую систему, арки связаны друг с другом продольными связями, расположенными по цилиндрической поверхности верхнего пояса арок (фиг. 623); связаны только крайние арки по две, между средними протянуты лишь распорки. Кроме того, в каждой вертикальной плоскости стоек (через 3,0 *м*) даны вертикальные связи (фиг. 624) в виде прямоугольника с диагоналями или — там, где мало высоты, — в виде жесткой полурамы. Независимо от этих связей, сами арки связаны друг с другом распорными фермочками



Фиг. 623. Городской мост: план продольных связей.

(фиг. 624), предназначенными удерживать арки от уклонения из своих плоскостей в стороны под действием сжимающих усилий.

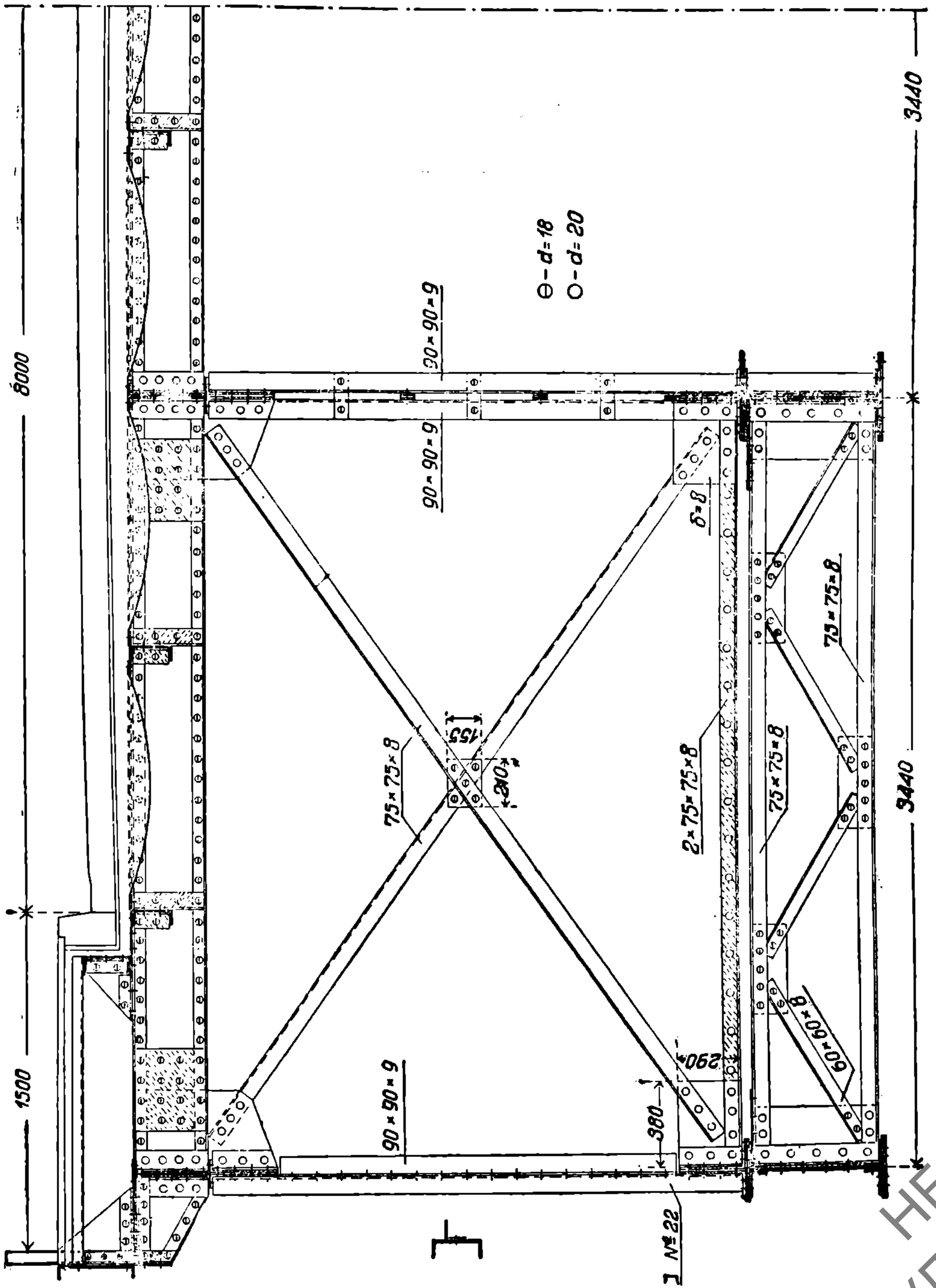
Конструкция арки видна из чертежей, данных на фиг. 625 и 626. Средняя арка состоит из вертикального листа 600×12 *мм*, четырех уголков $120 \times 80 \times 10$ и горизонтальных листов 400×10, по два вверху и внизу По длине арка разделена на 5 частей, склепываемых каждая в одно целое на заводе и соединяемых на месте службы при помощи универсальных монтажных стыков, один из которых показан на фиг. 626.

В конструктивном отношении интересное место представляет проводка прогона над замком. Здесь это сделано (фиг. 626) при помощи специального вертикального листа, расположенного над замком арки на 3,0 *м* в ту и в другую сторону от него. Этот лист очерчен сверху параллельно очертанию поверхности полотна, а снизу по кривой верхнего пояса арки. К арке лист прикреплен уголками, а к прогону при помощи двух накладок с прокладками. Эта конструкция не совсем безукоризненна, так так правильное призматическое сечение арки в замковом участке искажено наклепкой стенки, которая будет работать вместе с аркой, получая какие-то бесполезные напряжения.

Затем, конструктивную особенность арки составляет устройство пятовой шарнирной опоры. На фиг. 625 конец арки снабжен двумя стальными

НВ УДУНТ (ДІІТ)

щечками (фиг. 627), охватывающими стенку арки и стянутыми болтами друг с другом. Они образуют достаточно большую опорную цилиндрическую поверхность на конце арки, которой арка опирается на шарнир, вложенный в стальную опорную подушку с прокладкой клиньев снизу и с бо-

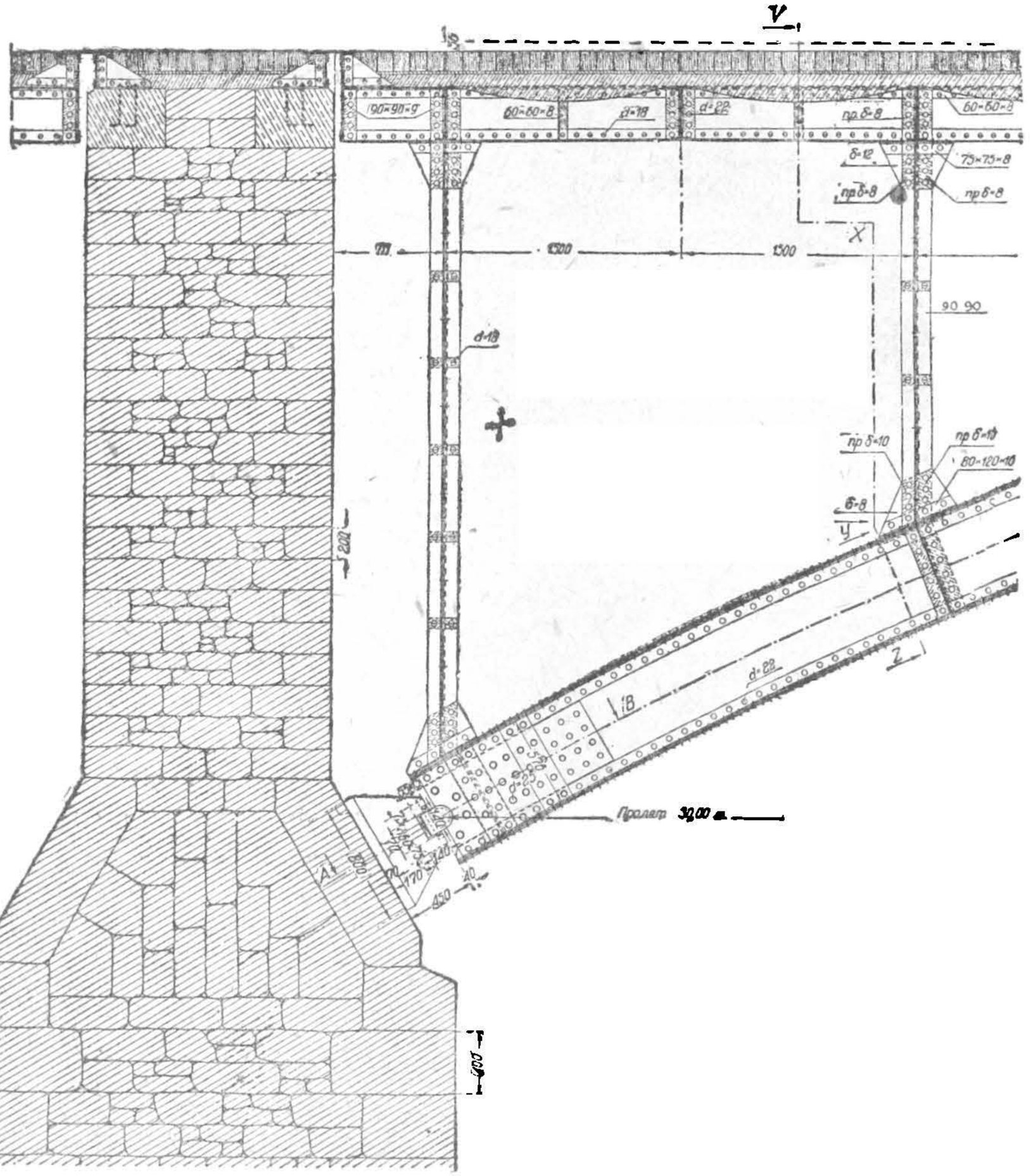


Фиг. 624. Городской мост: поперечный разрез пролетного строения у пяты по *VXYZ*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ков. Это сделано для регулирования положения опоры, когда арку будут по окончании сборки опускать на свои опоры. Опорная подушка имеет сверху прикрытие, чтобы во впадине не собиралась вода.

На фиг. 628 представлен вариант. Конец арки снабжен литым балансиром, посредством которого она опирается на шарнир.



Фиг. 625. Городской мост: продольный разрез у быка.

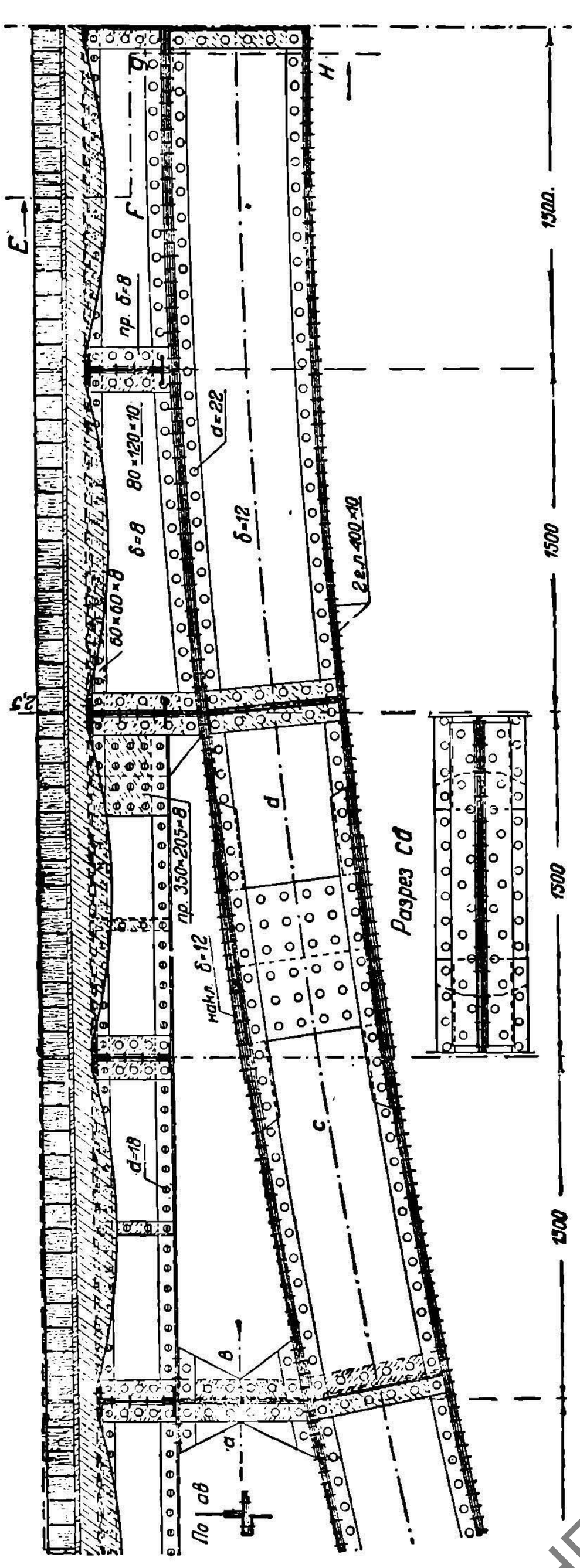
Для удержания подушки на наклонной плоскости подферменного камня в первом случае подушке дана *реборда* по верхнему ее краю, во втором случае подушка зацепляется с боков особыми гнездами за два штыря, вделанных в подферменный камень. В обоих случаях под подушку для равномерной передачи давления на камень подливается слой цементного раствора (после регулировки ее положения) или подкладывается свинцовый лист толщиною 8 — 10 *мм*; в данном проекте принят свинцовый слой, заливаемый в жидком виде. Для возможности регулирования положения подушки по

НВ УДУНТ (ДІІТ)

фиг. 628 даны три винта, как в штативе нивелира, действуя которыми можно менять положение подушки на опоре.

На фиг. 625 показана конструкция сопряжения полотна пролетного строения с полотном на быке. Торец проезжей части снабжен прикрывающим его вертикальным листом, подымающимся до уровня поверхности полотна. Здесь к нему приклепан горизонтальный лист, перекинутый через щель на железную стеночку, укрепленную на быке. При изменениях ширины щели от деформации пролетного строения лист будет скользить по стеночке быка.

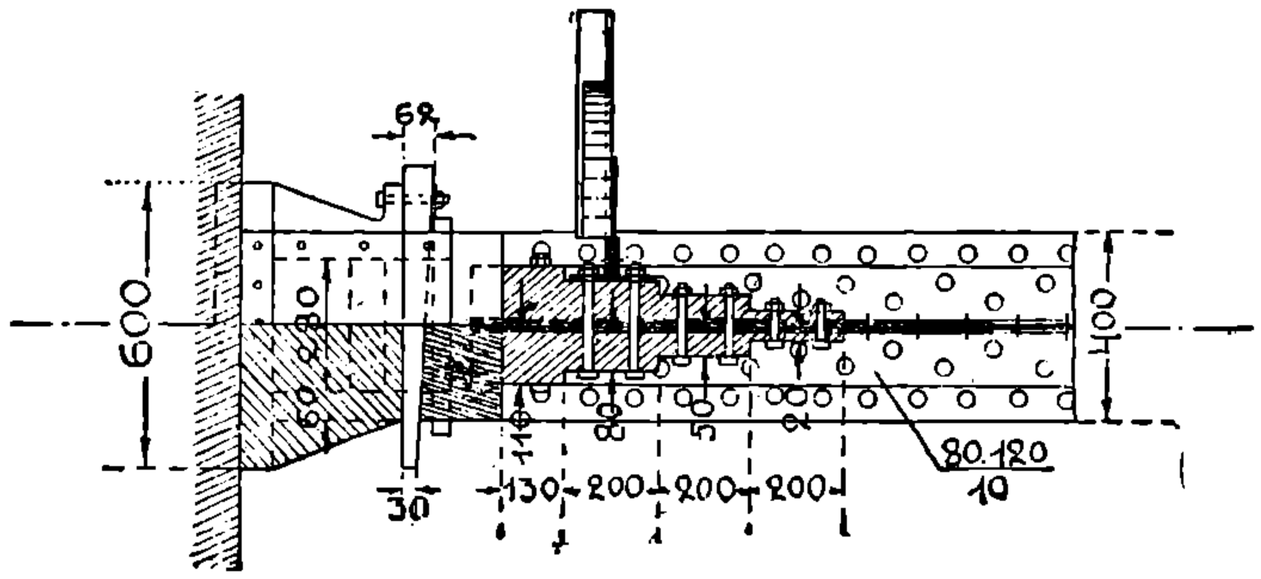
На этом же чертеже следует обратить внимание на характер кладки в уровне пят арок. Она здесь переходит на вертикально поставленные ряды. Это вполне уместно, так как ряды кладки должны располагаться перпендикулярно давлению на кладку. Кладка части быка в уровне пят подвергается большим давлениям от распора, который направлен горизонтально. Хотя здесь есть и вертикальная составляющая опорного давления пяты, но преобладает не она, а горизонтальная, которая имеет величину 105 *m*, тогда как вертикальная равна 60*m*. Соответственно горизонтальному направлению сжимающих сил ряды кладки поставлены вертикально.



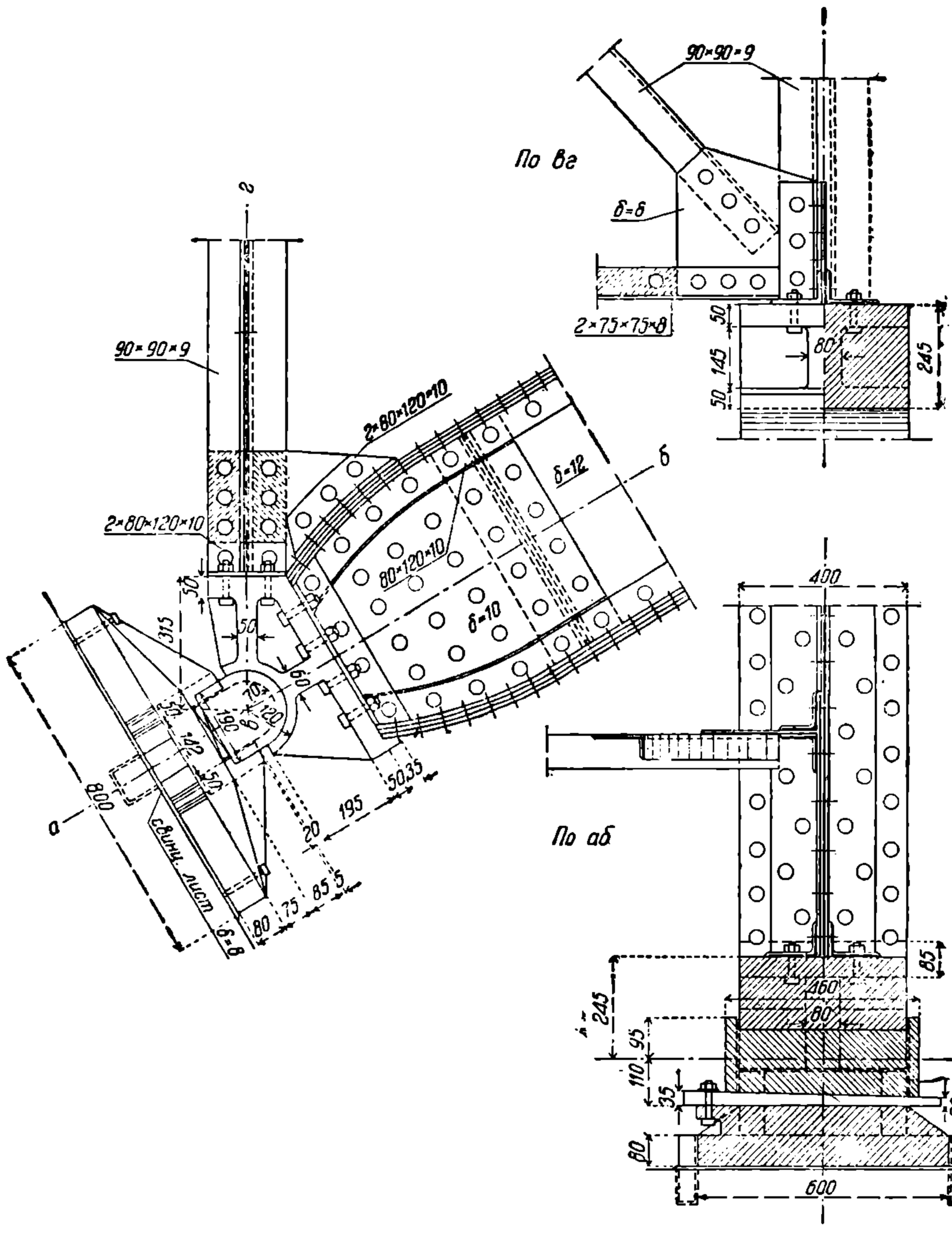
Фиг. 626. Городской мост: продольный разрез у замка.

В качестве второго примера приведем путепровод, построенный через две колеи железнодорожной линии Бологое—Полоцк. Общий вид путепровода (фиг. 629) показывает, что пролет ограничен большими устоями, длина которых соответствует полному заложению откосов насыпи. Для экономии в

НБ УДУНТ (ДІІТ)

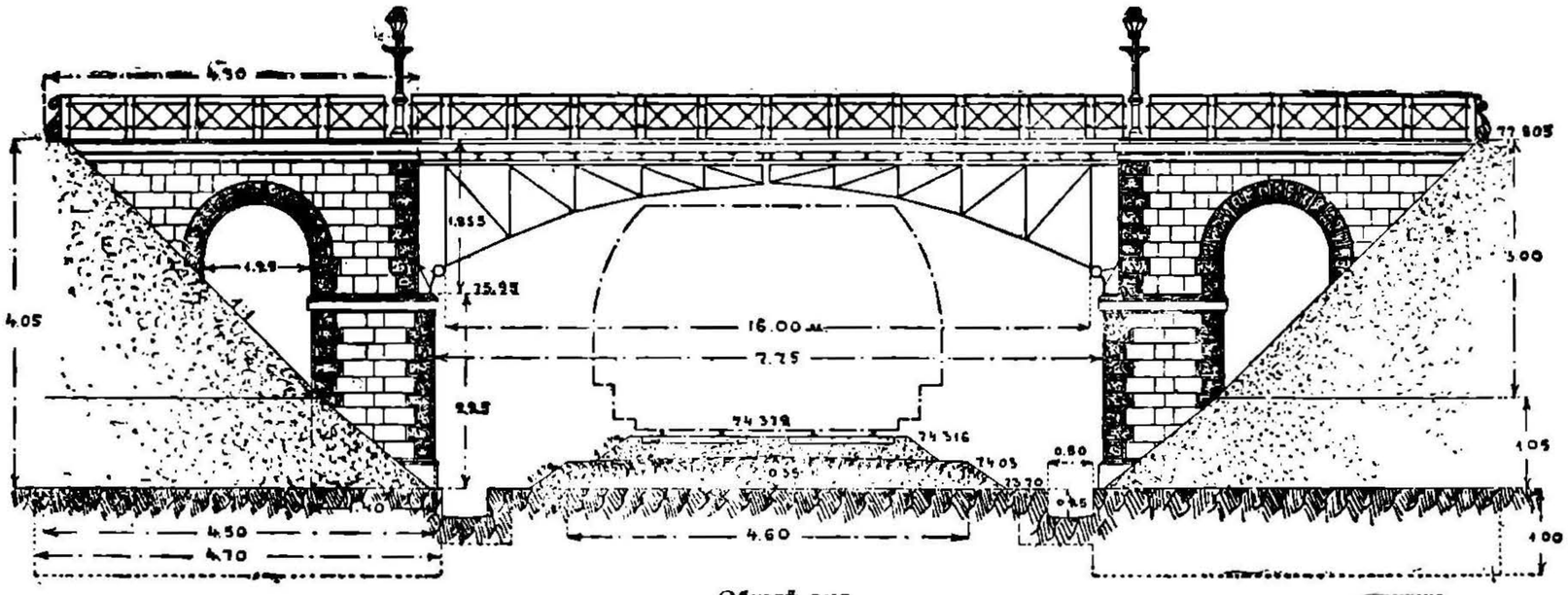


Фиг. 627. Городской мост: деталь пяты.

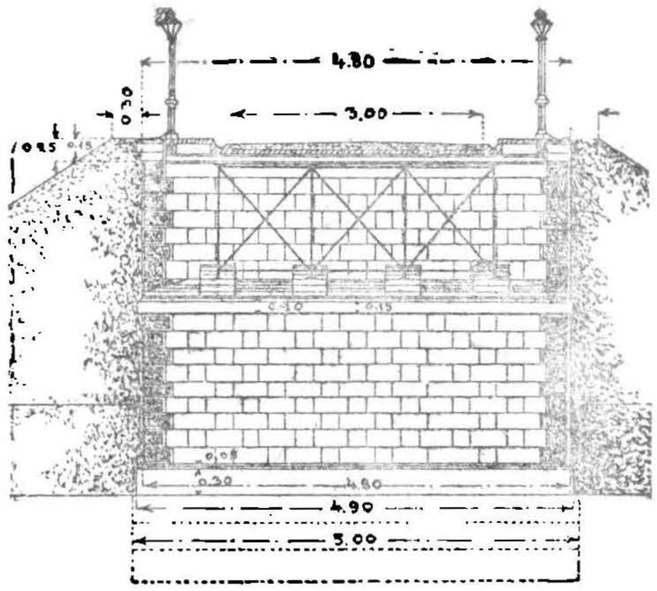


Фиг. 628. Городской мост: вариант опорных пятовых частей.

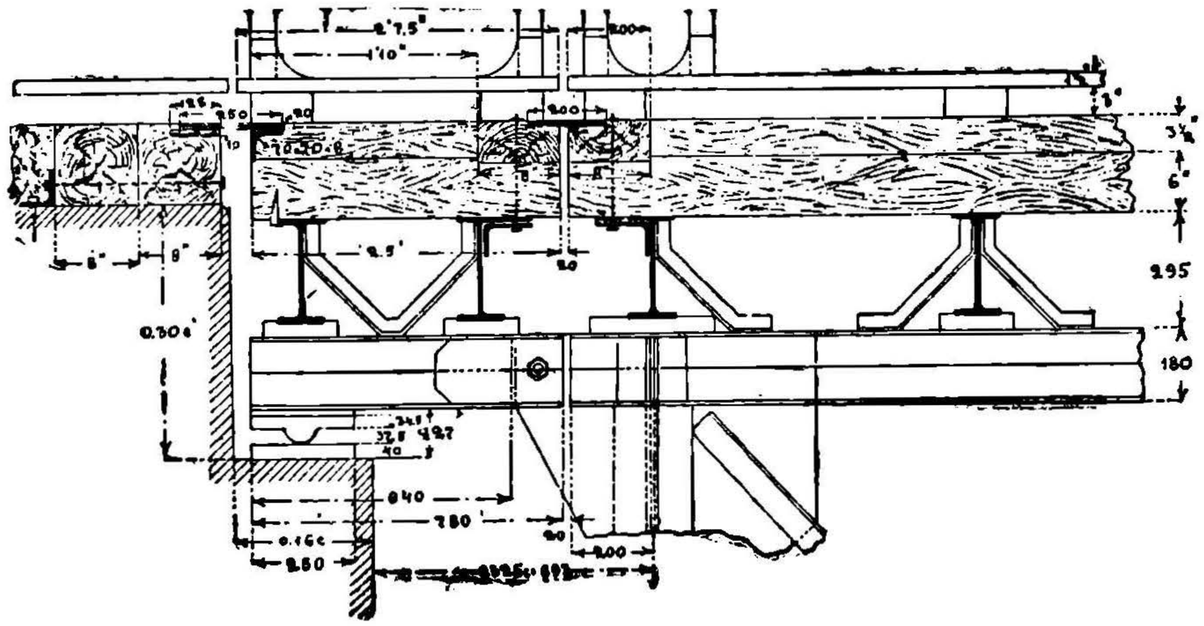
НБ УДУНТ (ДІІТ)



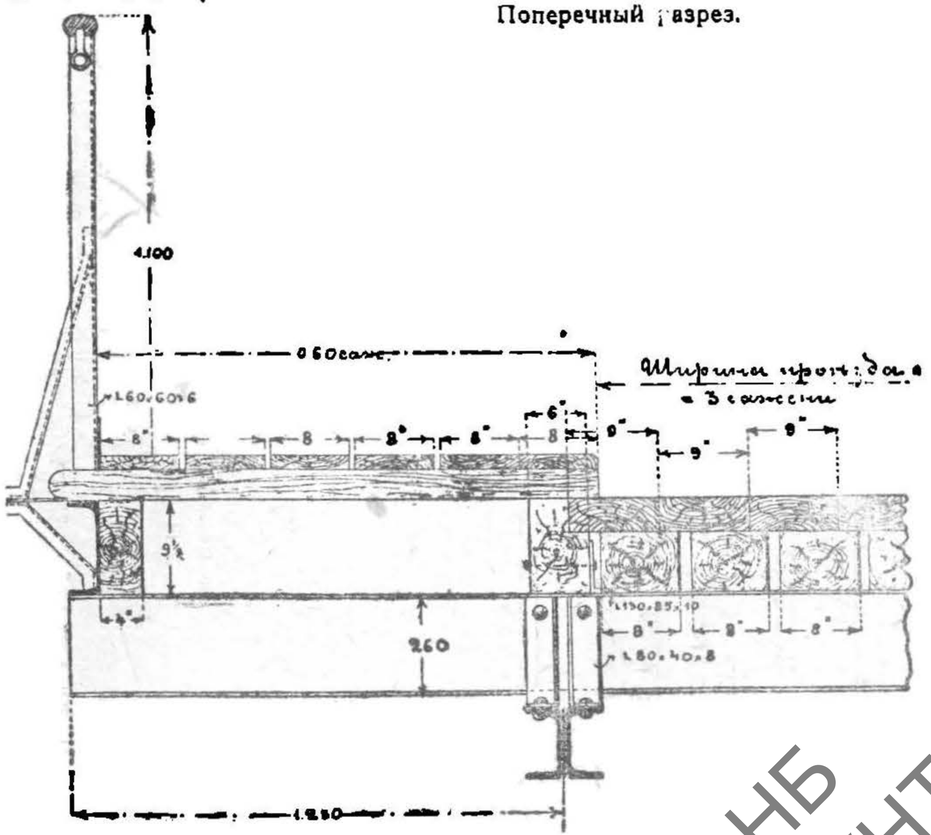
Общий вид.



Поперечный разрез.



Сопря ие с устоем.



Поперечный разрез полотна.

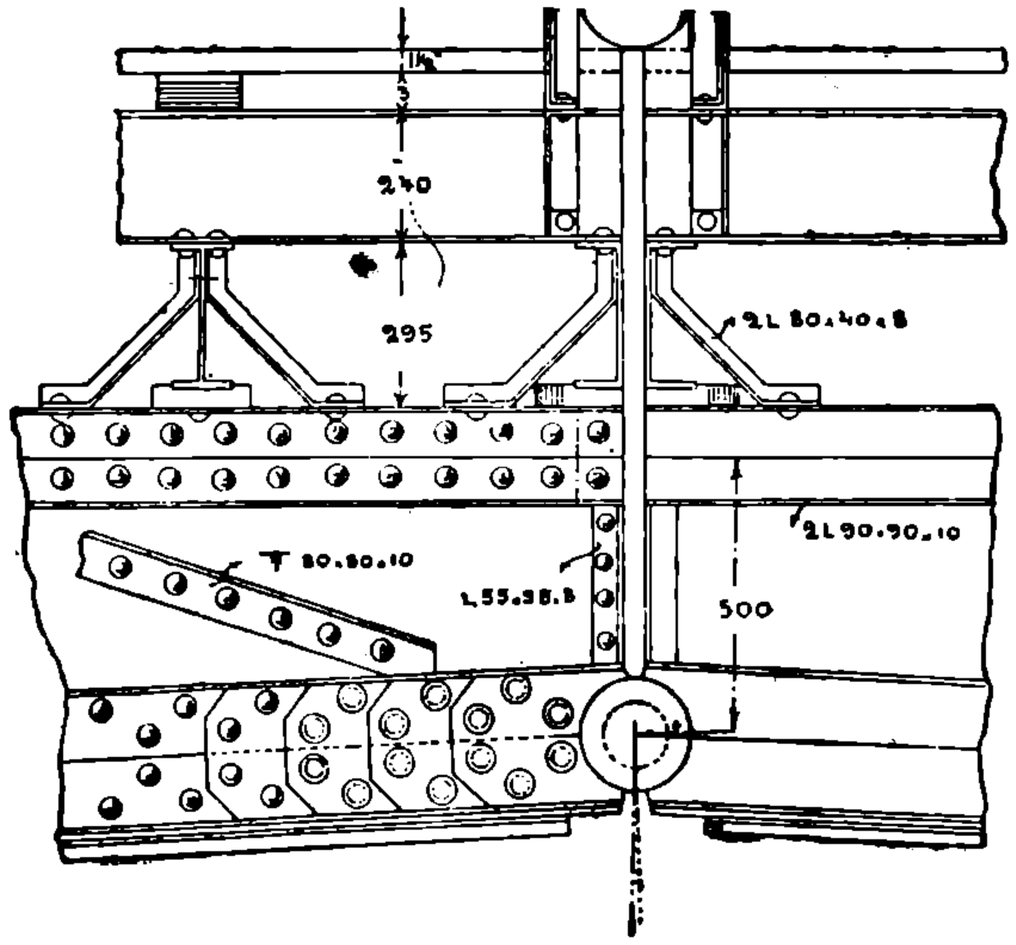
Фиг. 629 — 632. Путепровод над ж. д. Бологое — Полоцк.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

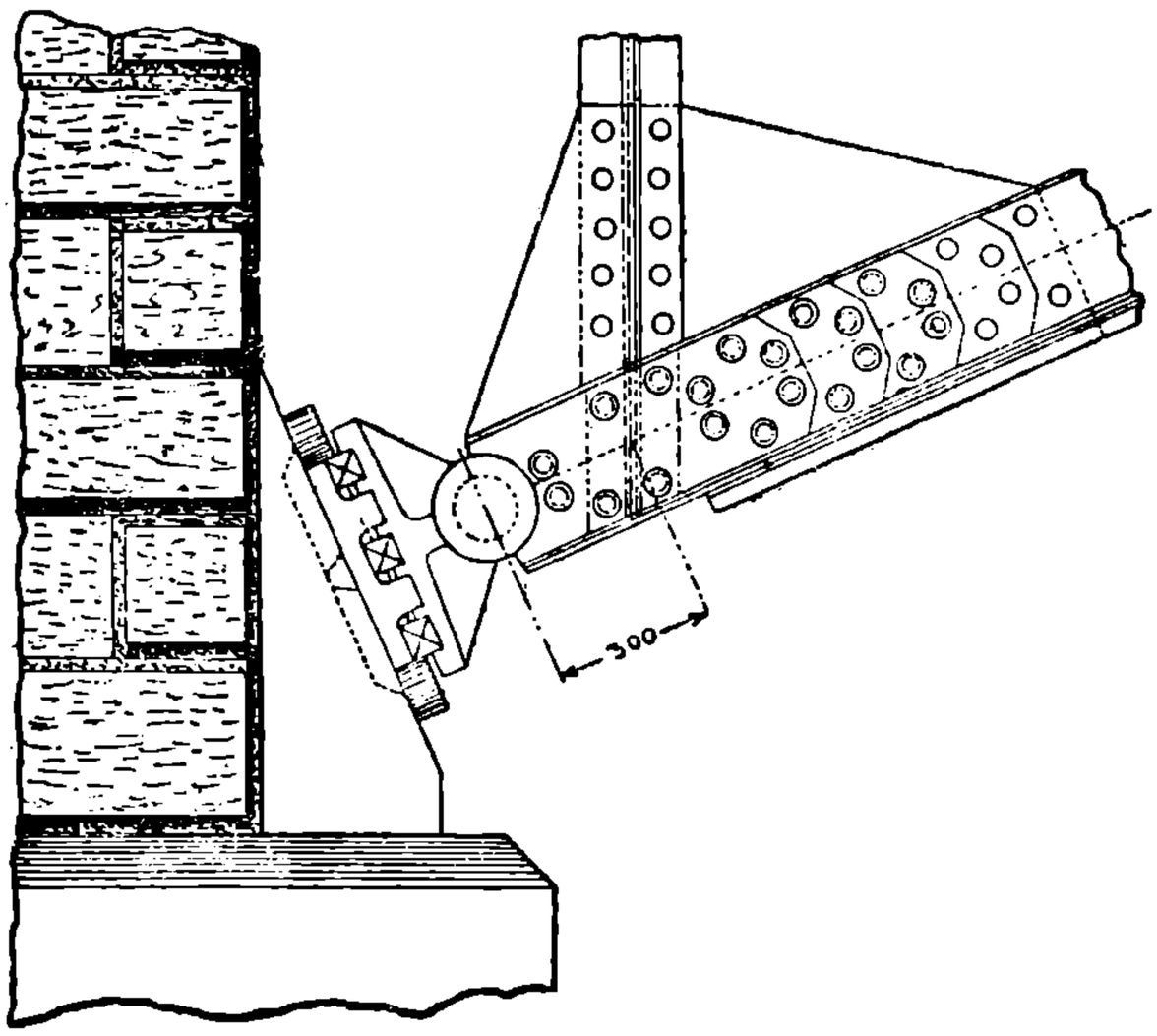
кладке частью устроены поперечные проемы, частью — выемка в заднем массиве.

Величина пролета в свету 16,5 *м*.

Пролет перекрыт четырьмя арочными фермами с ломаным нижним поясом и прямым верхним. Фермы трехшарнирные; расстояние между ними 2,15 *м*; фермы связаны горизонтальными связями в плоскостях поясов и вертикальными (фиг. 630) в плоскости стоек ферм.



Замок.



Пята.

Фиг. 633 — 634. Путепровод над ж. д. Бологое — Полоцк.

Ширина ездового полотна 3,0 саж., каждый из двух тротуаров имеет ширину 0,60 саж. Ездовое полотно состоит из верхнего дощатого настила толщиною $3^1/_2$ дм. (фиг. 631 — 632) и нижнего настила из брусьев, сечением 6 × 8 дм., уложенного с просветами в 1 дм. Нижний настил лежит на поперечных прокатных балках двутаврового сечения, высотою 26 *см*; расстояние между балками около 75 *см*, причем балки расположены на верхних поясах ферм не только в их узлах, но и посередине каждой панели. Концы поперечных балок выступают на 1,25 *м* за крайние фермы и поддерживают тротуары. Полотно тротуаров состоит из двойного дощатого настила толщиною $1^1/_2$ и 3 дм.

В виду того, что при опускании и поднятии ферм под действием нагрузки и колебаний температуры конец мостового полотна, вращаясь около пятового шарнира, может иметь перемещения как в горизонтальном направлении, так и в вертикальном, конструктор озаботился устранением неудобств, связанных с поднятием конца мостового полотна. Для предупреждения уступа в полотне, конец его отделен (фиг. 631) от моста поперечным разрезом и укреплен к фермам шарнирно; другой конец переходного уча-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

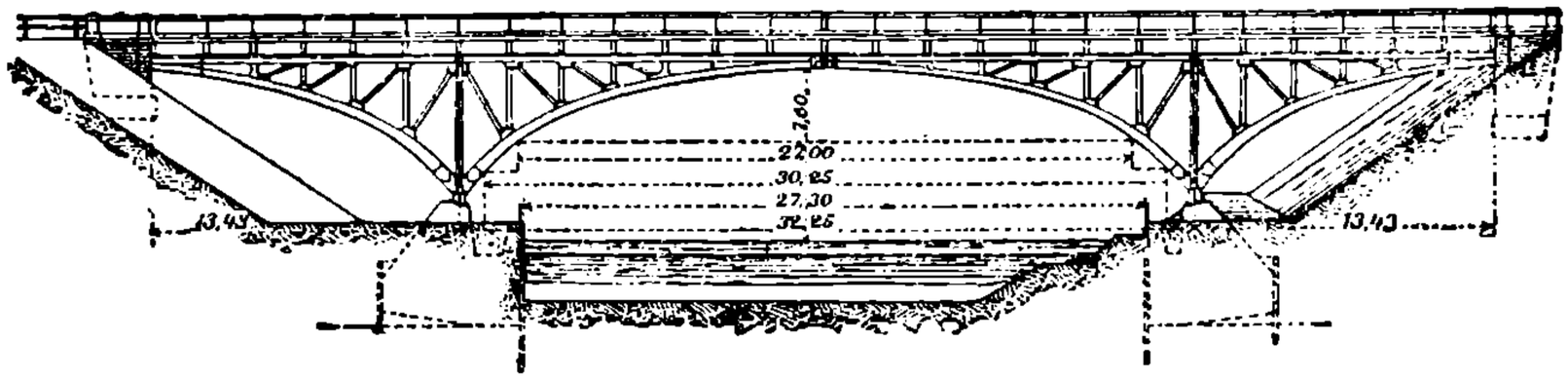
стка полотна опирается на устой подвижными скользящими опорами. Щели в полотне перекрыты железными листами.

Описанное приспособление полезно; но в виду того, что при столь незначительном пролете вертикальные перемещения конца полотна ничтожны, можно было бы совершенно спокойно его не устраивать и оставить конец полотна на весу на выступающих концах верхних поясов.

Над шарниром в замке полотно имеет также сквозной разрез. Поперечные балки у разреза состоят из швелеров (фиг. 633).

Что касается конструкции шарниров, то в пяте арка утолщена добавлением листов, частью приклепанных, частью стянутых коническими болтами (фиг. 634), так как удовлетворительная клепка получается до тех пор, пока толщина склепываемых частей не превосходит $4^1/_2$ диаметров заклепки. В гнездо утолщенного конца вставлен стальной вкладыш, охватывающий цилиндрический шарнир; с другой стороны, шарнир помещается в гнезде нижнего балансира, устанавливаемого на подушке посредством ряда клиньев; подушка укреплена на подферменном камне. В замке (фиг. 633) концы нижних поясов утолщены, как в пятах, снабжены вкладышами и охватывают цилиндрический шарнир.

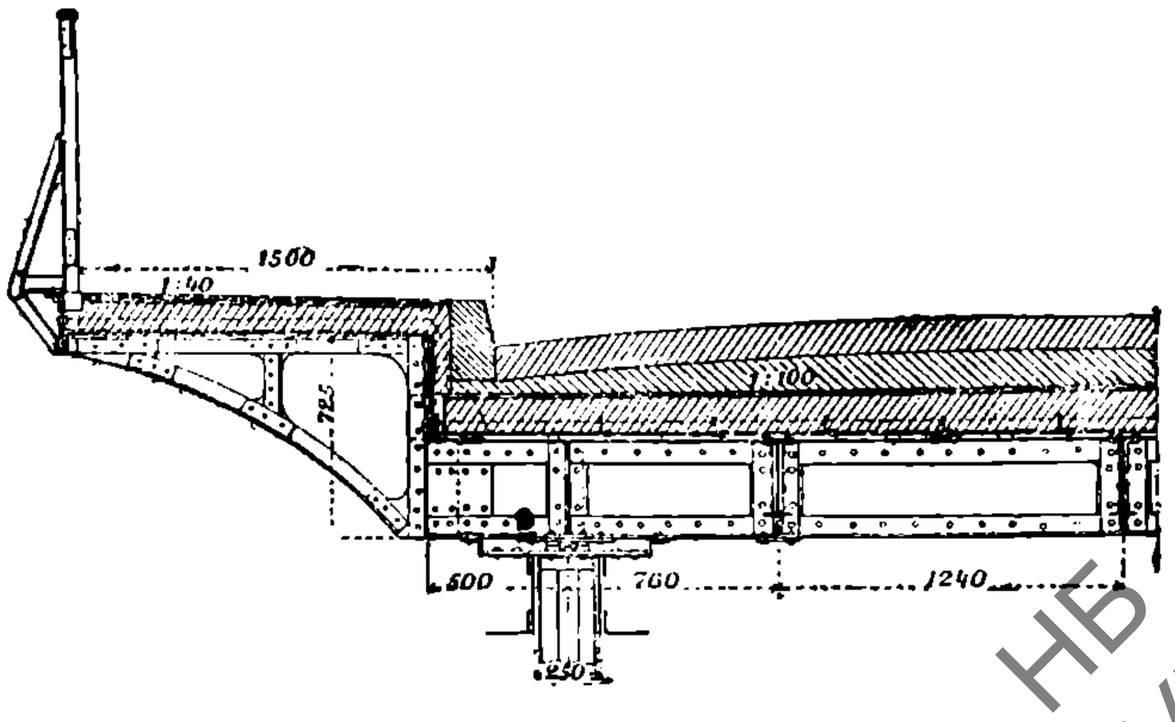
45. Консольный арочный мост. В качестве примера моста, в котором применены не арки, а арочные фермы и притом консольные (фиг. 635),



Фиг. 635. Мост через Эльба-Травский канал: общий вид.

опишем здесь мост под шоссейную дорогу через Эльба-Травский канал, построенный в Германии. Фермы имеют три реальных шарнира: в пятах и замке; средний пролет, считая между шарнирами, имеет величину 32,25 *м*. Вынос консоли 11,23 *м*, конец ее не доходит до устоя, устроенного на верху откоса, на величину 2,2 *м* и соединяется с устоем балками длиною 2,5 *м*, очерченными так, что они кажутся продолжением консоли, имеющей свес как бы длиною 13,70 *м*.

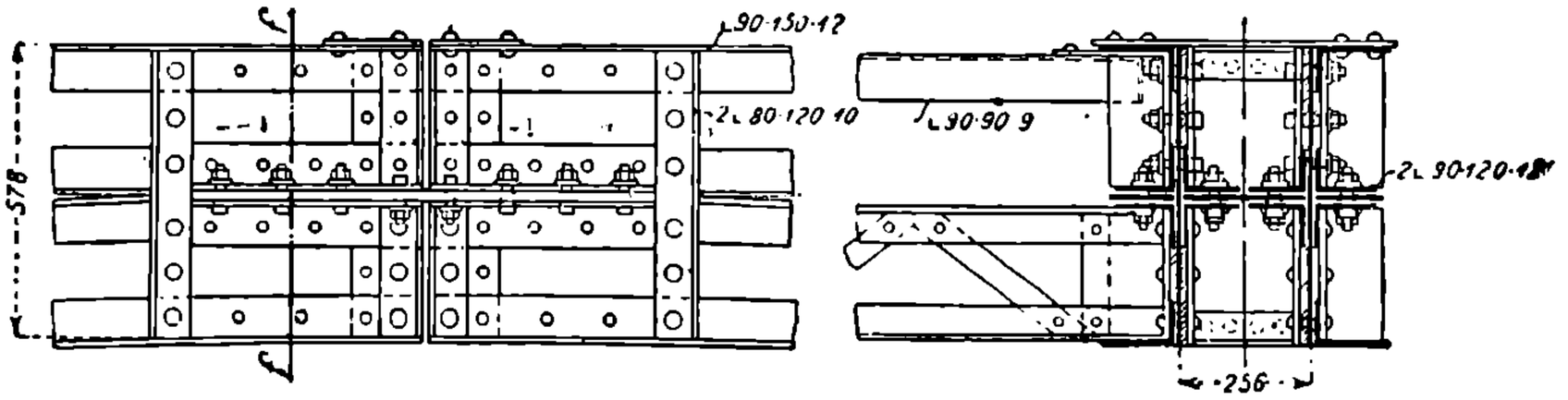
Ширина полотна на мосту 7,5 *м*, считая между перилами; из них 4,5 *м* занимает ездовая часть и остальное два тротуара по 1,5 *м* (фиг. 636).



Фиг. 636. Мост через Эльба-Травский канал: поперечный разрез проезжей части.

НБ УДУНТ (ДІТ)

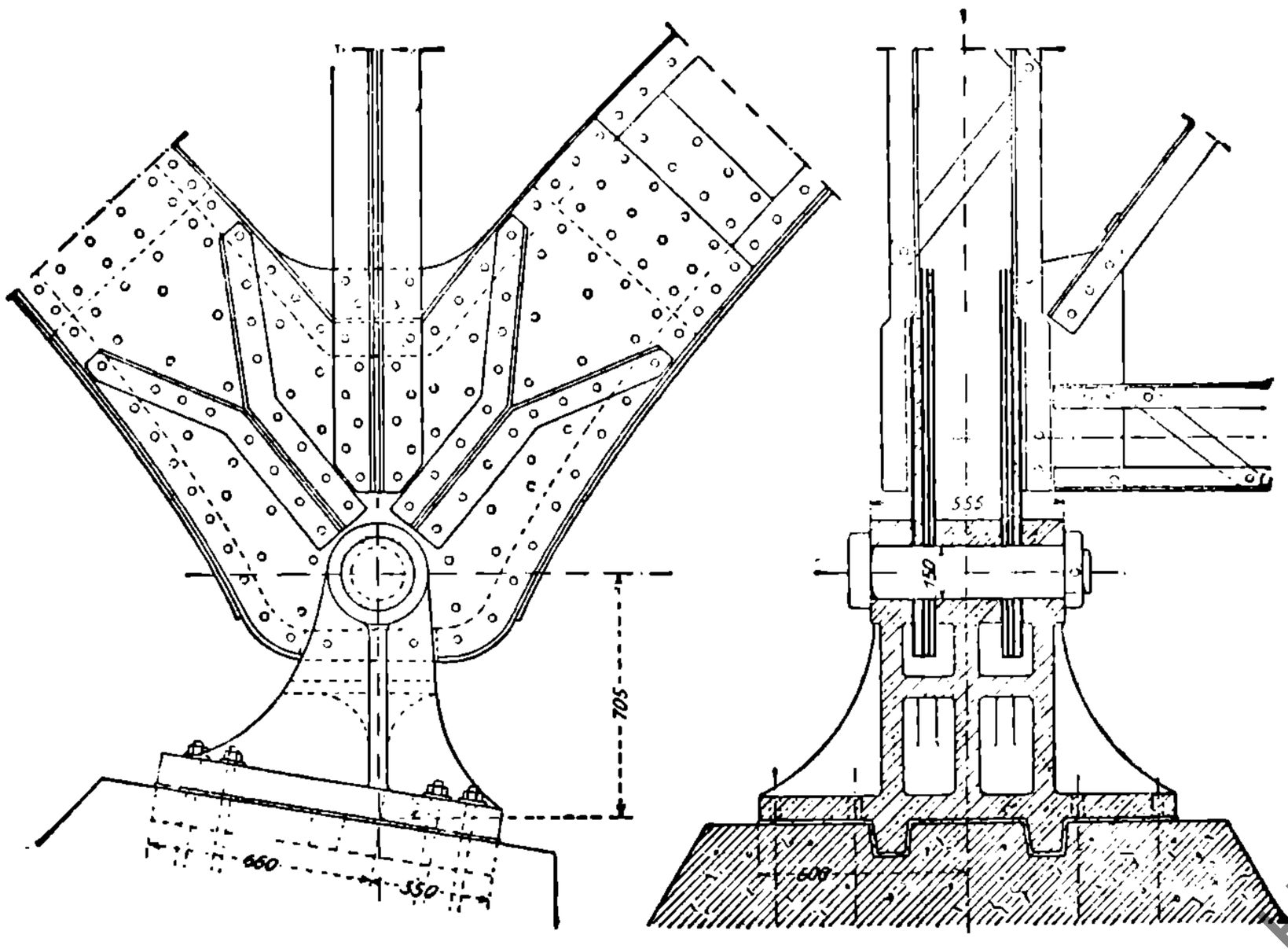
Полотно поддерживается двумя главными фермами, расположенными на расстоянии 4,0 *м* друг от друга. Верхние пояса ферм горизонтальны, и на них в узлах ферм расположены поперечные балки, снабженные консолями для поддержания тротуаров (фиг. 636). Между поперечными балками вклепаны 5 продольных балок, из которых крайние, бордюрные балки — над поперечными, а остальные — в уровне поперечных балок. Получившиеся клетки



Фиг. 637 — 638. Мост через Эльба-Травский канал: замковый шарнир — фасад и разрез по *ff*.

1,24 × 2 3 *м* перекрыты плоским листовым железом, усиленным для жесткости уголками, по которому настлан слой бетона толщиною в 150 *мм*. Затем положена изоляция, предохранительный слой бетона и наконец рабочий слой бетона, служащий для езды. Состав его 2 части цемента, 3 части песку и 4 части щебня.

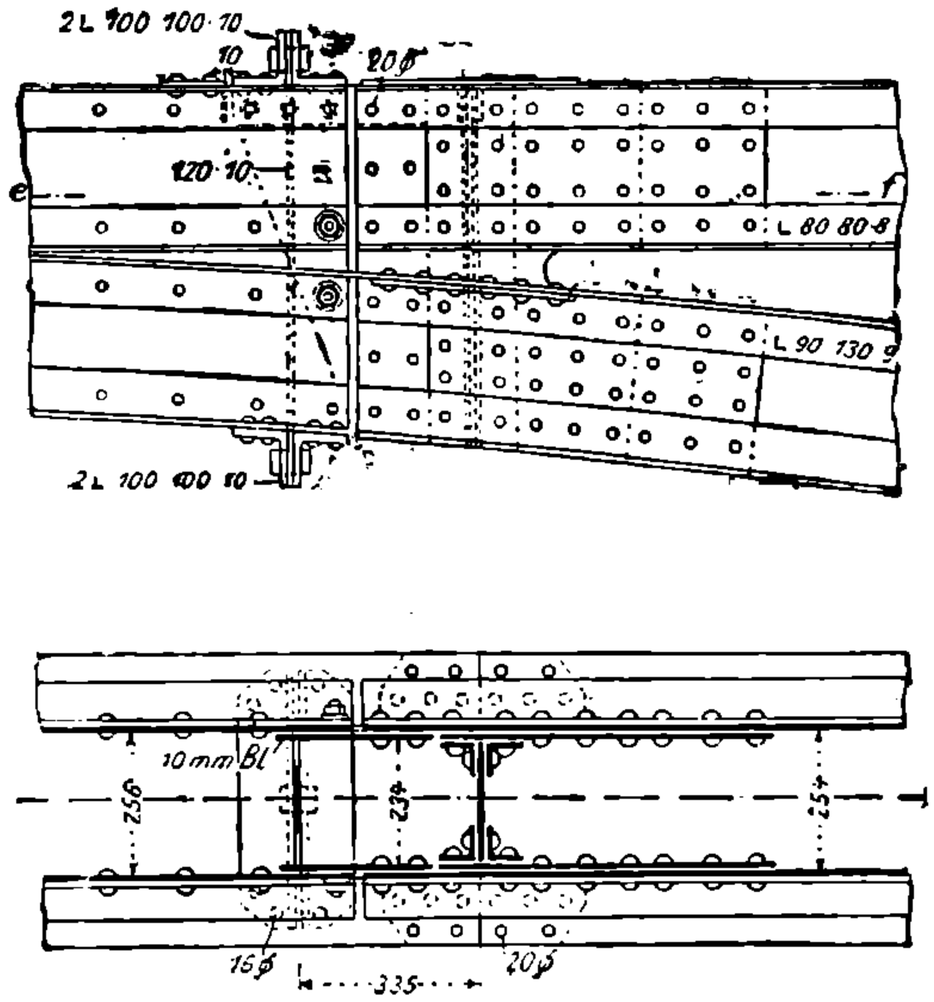
Арки имеют пояса коробчатого сечения с расстоянием между стенками в 250 *мм*; соответственно с этим сечения стоек и раскосов двутавровой формы из 4 уголков.



Фиг. 639 — 640. Мост через Эльба-Травский канал: пятовый шарнир — фасад и разрез.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Средний шарнир (фиг. 637 — 638) состоит из горизонтального листа, зажатого между уголками сходящихся в замке верхнего и нижнего поясов. Этот лист соединяет концы двух половин арки, между которыми оставлена вертикальная щель. Поперечная балка в этом месте состоит из двух стенок, поставленных по бокам щели, чтобы балочная клетка допускала повороты в шарнире. При этих поворотах лист, служащий шарниром, будет изгибаться, но так как повороты ничтожно малы по величине, то лист будет напрягаться на изгиб слабо. Лист был поставлен сперва на конических болтах, которые после раскружаливания ферм и устройства полотна заменены заклепками, и концы арок склепаны так, что шарнир был устранен. Он играл роль только при распределении усилий от постоянной нагрузки. Таким образом, при действии временной нагрузки система является лишь с двумя шарнирами в пятах. Устранение замкового шарнира сделано с целью уменьшить прогибы в замке от подвижной нагрузки.



Фиг. 641 — 642. Мост через Эльба-Травский канал: шарнир соединительной балочки — фасад и разрез по *ef*.

Шарнир в пяте состоит из цилиндра диаметром 150 *мм* (фиг. 639—640), вложенного в стальную литую подушку в виде болта. Болт проходит через пятовые части фермы, имеющие здесь вид двух стенок. Конструкция не совсем отвечает положению вещей; она была бы уместна при возможности появления отрицательной реакции, которая в данном случае возможна лишь при действии ветра на опрокидывание пролетного строения, но вряд ли имеет место.

Шарнир, при помощи которого соединительная балочка подвешена к консоли арки, приведен на фиг. 641—642. У консоли выдвинуты вертикальные листы в виде треугольников (по пунктирной линии), снабженные вверху изнутри уголками. Эти листы охватываются вертикальными листами балочки; эти последние опираются внизу на пару поперечных уголков $100 \times 100 \times 10$, подвешенных к железной вертикальной планке 120×10, верхним концом зажатой между верхней парой поперечных уголков, лежащих на выступах консоли. Таким образом передается вертикальное давление от балки на консоль. Чтобы сделать опору неподвижной (не качающейся) и чтобы придать ей боковую жесткость, горизонтальные полки третьего наружного уголка балки (считая сверху) продолжены через просвет соединения и приклепаны к полкам уголков консоли. Поворачивание сечения в этом шарнире происходит с изгибом вертикальной планки и горизонтальных полок, что, по малости поворотов, может происходить без чувствительных перенапряжений их.

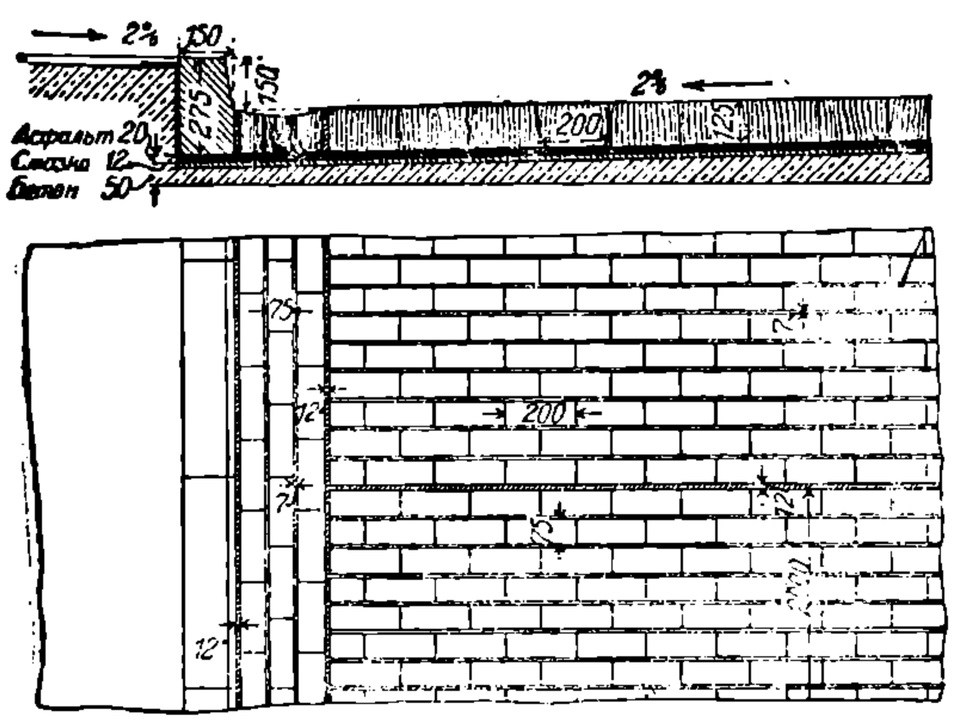
НБ УДУНТ (ДІІТ)

§ 20. КОНСТРУКТИВНЫЕ ВАРИАНТЫ И ДЕТАЛИ.

46. Проезжая часть. — Проезжая часть железных мостов под обыкновенную дорогу устраивается как с лёгким ездовым полотном — двойным дощатым настилом, так и с полотном тяжелого типа. К последнему относятся мостовые: торцовая, булыжная и каменная.

Торцовая мостовая (фиг. 643) относится к типу тяжелых тогда, когда для ее поддержания устраивается сплошное жесткое основание при помощи железного настила и бетонного слоя; встречаются случаи устройства торцовой мостовой на дощатом настиле.

Мостовая состоит из сосновых шашек, т. е. отрезков бруса прямоугольного или шестигранного сечения, укладываемых на торец друг возле друга по всей поверхности мощения. Высота шашек от 10 до 15 *см*; длина прямоугольных шашек 20 — 25 *см*; ширина около 10 *см*; диаметр шестигранных шашек около 25 *см*. Когда шашки по высоте даются неровными, для выравнивания поверхности под ними кладется слой песку, толщиною около 5 *см*, или асфальта, толщиною около 2 *см*.



Фиг. 643.

Прямоугольные шашки укладываются поперечными рядами; между шашками одного ряда швов не оставляют, между рядами же делают шов, заполняемый песком или лучше асфальтом. У бордюров, с целью дать мостовой возможность расширяться без выпучивания при набухании от влаги, устраивают 2 — 3 продольных ряда со швами около 1 *см*, заполненными асфальтом или глиной.

Пропитывание шашек хлористым цинком, креозотом и пр. уменьшает разбухание их и увеличивает стойкость на износ. По укладке мостовой поверхность смазывается варом и посыпается мелким гравием, частицы которого вдавливаются в торцы и увеличивают их прочность.

Бетонный слой, покрывающий железный настил под мостовой, прикрывается изоляцией из асфальта, рубероида или смоленого полотна, войлока и т. п.; чтобы предохранить изоляцию от повреждений при ремонте мостовой, поверх ее кладут еще слой бетона, толщиною около 5 *см*.

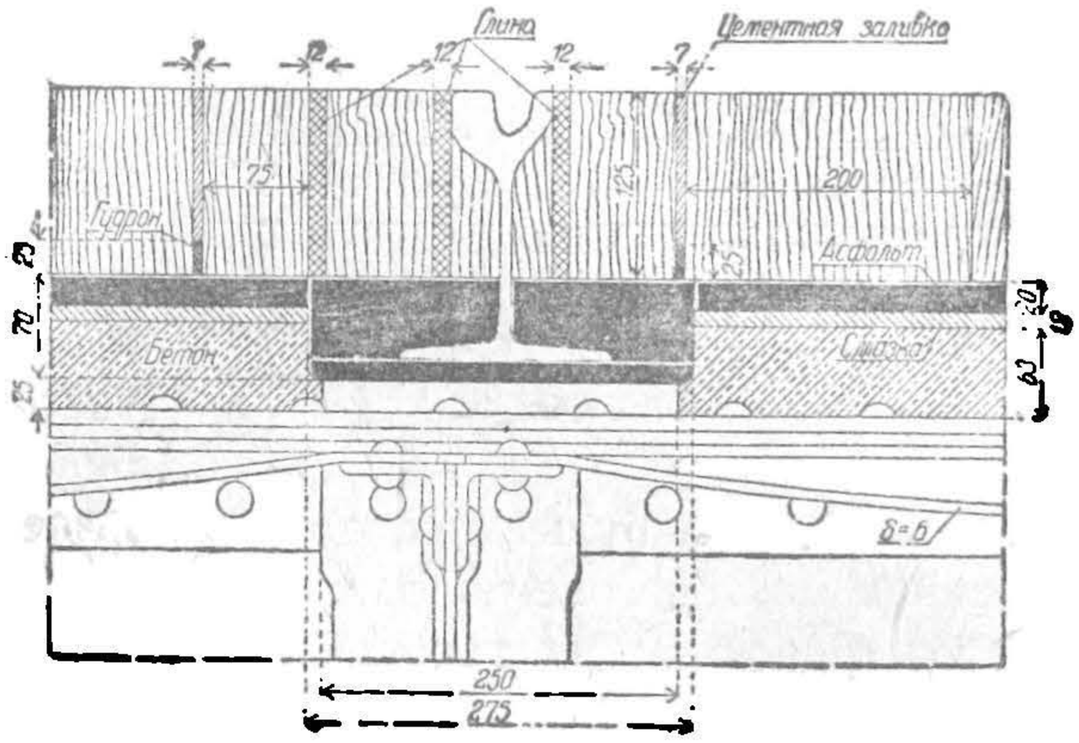
Торцовая мостовая из прямоугольных шашек дает приятную чистую поверхность, смягчает действие ударов, достаточно хороша для упора ног лошадей, вследствие чего допускает подъемы до 3% при употреблении прочного отборного дерева. Кроме того, и вес ее по сравнению с каменной мостовой, примерно, вдвое меньше.

Однако при одинаковой, примерно, стоимости с каменной мостовой из кубиков торцовая мостовая скорее изнашивается, и ее применение обходится в эксплоатации, приблизительно, в два раза дороже.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Торцовая мостовая стоила по довоенным ценам около 6 рублей за кв. метр.

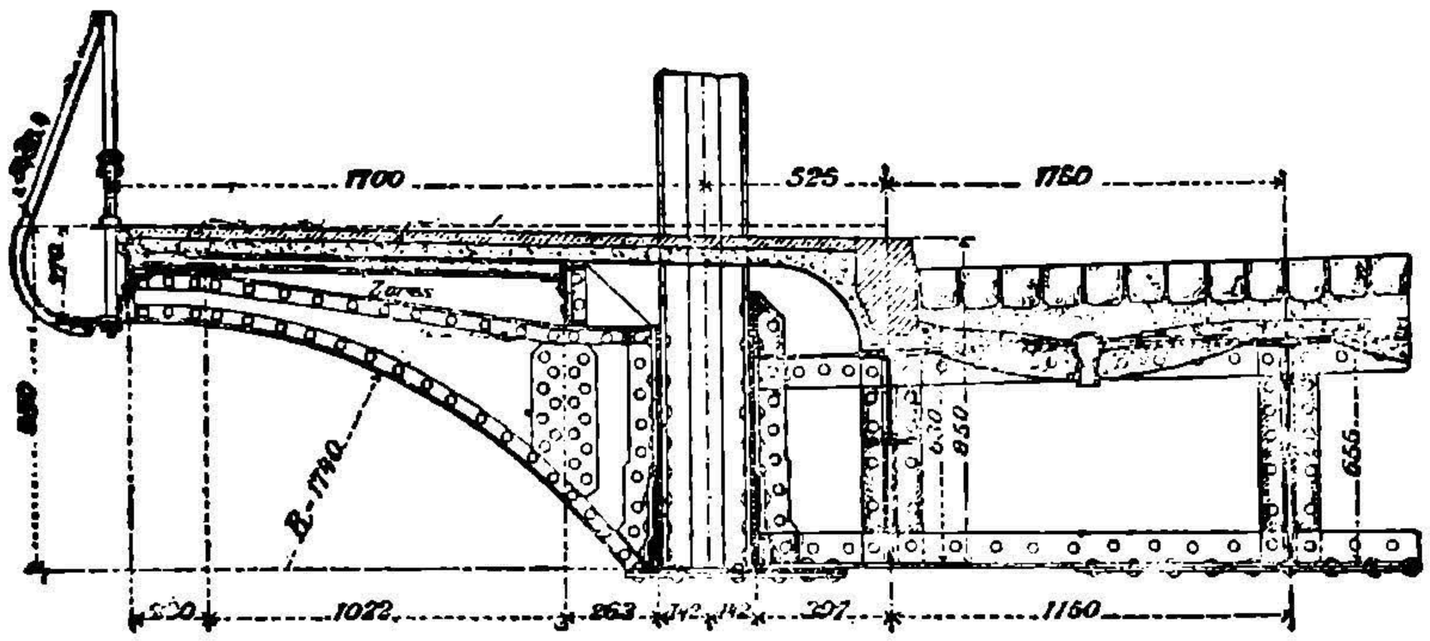
На фиг. 643 изображена часть торцовой мостовой одного из мостов. На лотковом настиле толщиною 6 *мм* расположен слой бетона, толщиною на середине ширины моста 125 *мм*, а у бордюрных камней — 50 *мм*, считая от верха балок. По бетону сделана цементная смазка 12 *мм* толщиною для точного выравнивания поверхности полотна. Затем положен слой асфальта, толщиною 20 *мм*, и на нем — шашки торцовой мостовой; размеры шашек 75 × 125 × × 200 *мм*. Перед употреблением шашки опускались в горячую древесную смолу. Между шашками оставлены просветы в 7 *мм*, заделанные внизу на высоту 25 *мм* горячим гудроном (асфальтовым варом); верхняя часть их заполнена жидким цементным раствором 1 : 1½. Для обеспечения безвредного расширения мостовой от разбухания шашек на каждые 2 *м* длины моста оставлен шов шириною 12 *мм*, заполненный глиной. Такие же два шва сделаны и у бордюрных камней параллельно тротуарам.



Фиг. 644.

Особенности устройства этой мостовой у трамвайных рельсов показаны на фиг. 644 и ясны из чертежа.

Каменная мостовая (фиг. 645) состоит из слоя каменных параллелепипедов, уложенных на слое песку. Толщина каменного слоя в 16 *см* доста-



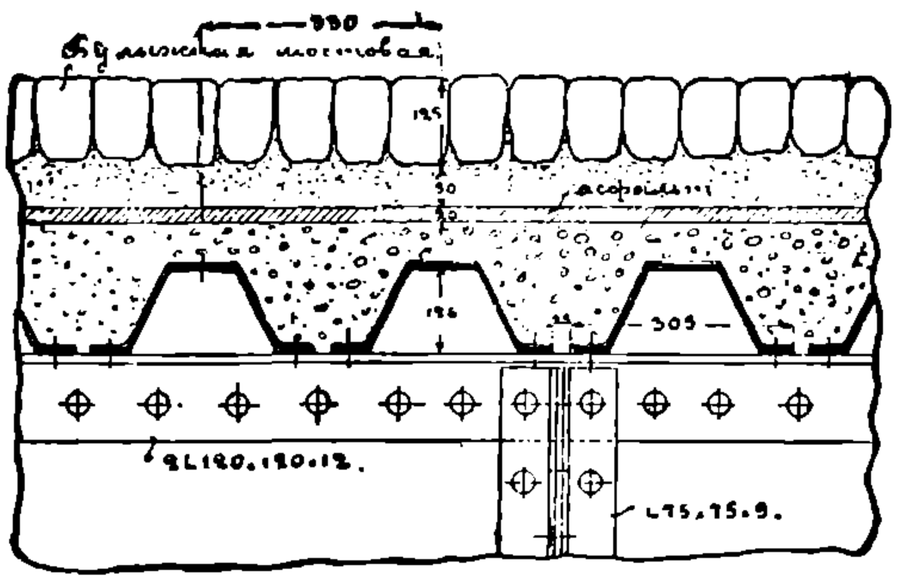
Фиг. 645.

точна для любого движения. Слой песку, если под ним устроен настил с бетонным слоем, достаточен в 2—3 *см*; если же песок должен покрывать настил без бетонного слоя, его толщина берется около 10 *см*.

Швы между камнями заполняют раствором; лучше, но дороже — асфальтом.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Каменная мостовая дешева в эксплоатации, но вследствие наступающей со временем округлости камней движение фур вызывает подчас весьма сильное дрожание пролетного строения, расстраивающее заклепочные соединения.



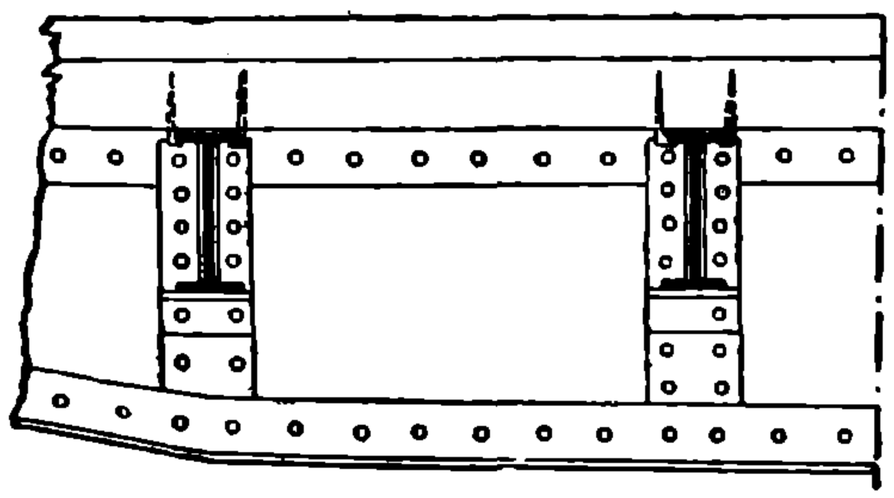
Фиг. 646.

Для стока воды каменной мостовой следует давать уклоны около 2%.

Для предупреждения просачивания воды в бетонный слой, прикрывающий настил, необходимо прокладывать изоляцию.

Булыжная мостовая (фиг. 646) отличается от предыдущей употреблением булыжника вместо правильно околотых камней. Мелкий булыжник, до 10 *см*, дает более спокойную езду по мосту, но такая мостовая легко расстраивается при движении тяжелых фур.

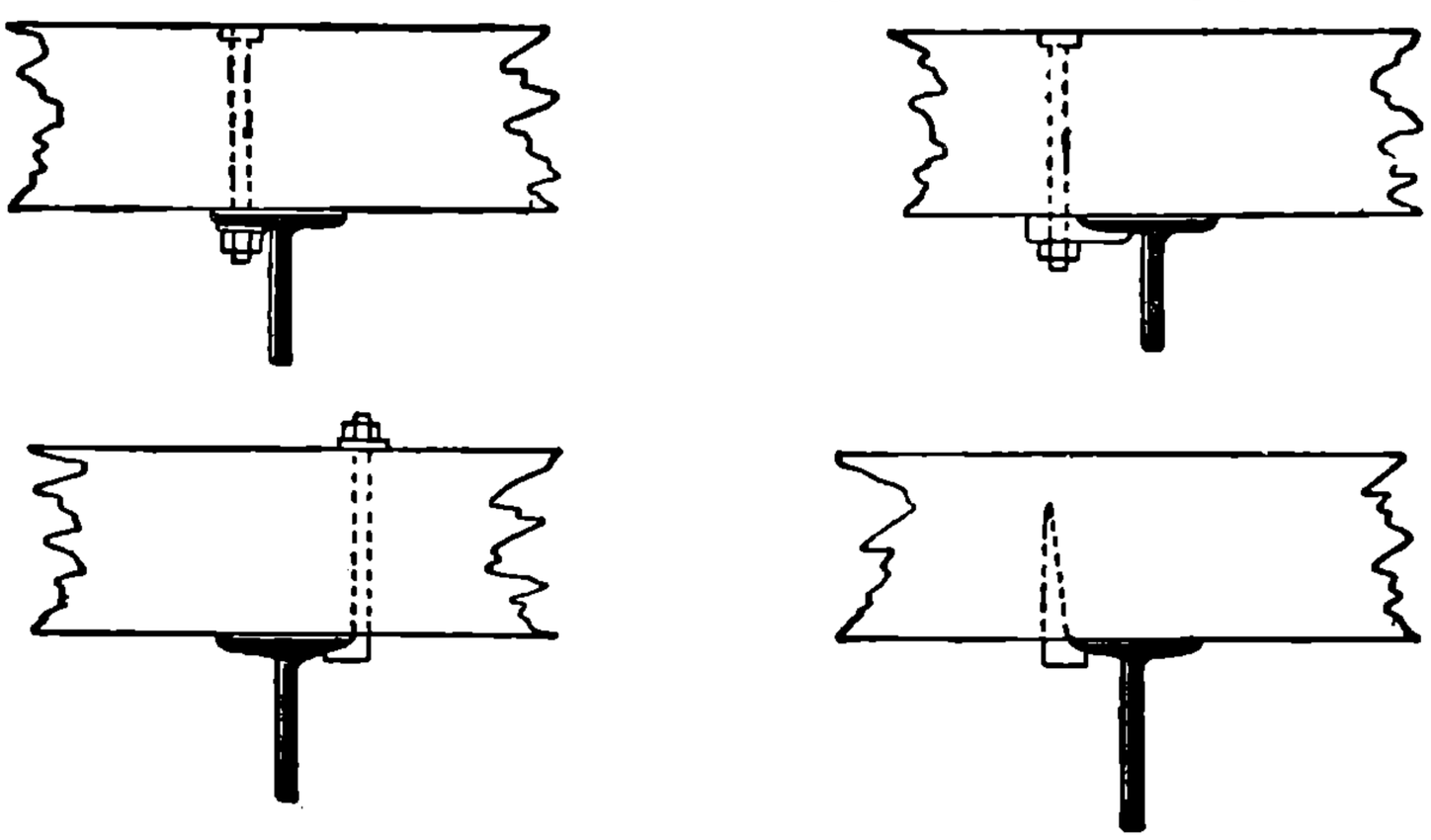
Сплошной настил, требующийся для устройства полотна на мосту, устраивается такими же приемами, как в железнодорожных мостах с баластным корытом, кроме дощатого настила, употребляемого лишь для мостов под обыкновенную дорогу.



Фиг. 647.

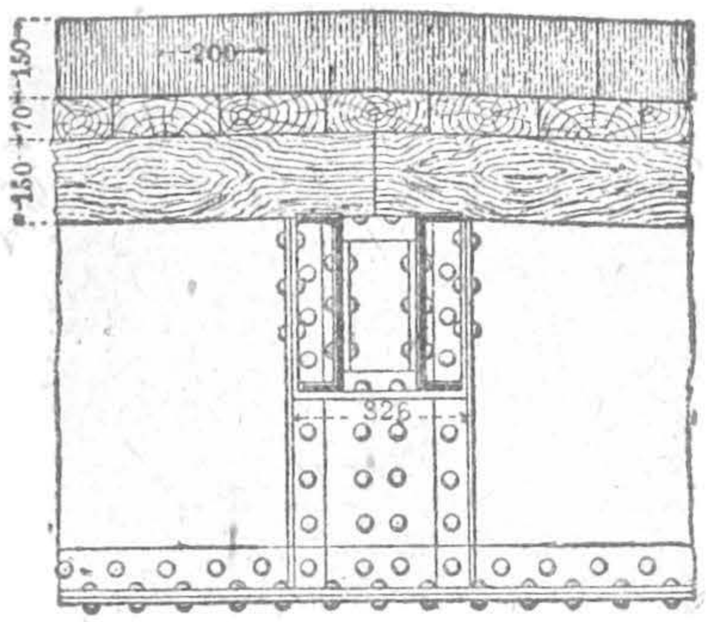
Дощатый настил укладывается либо непосредственно по железным балкам, либо по деревянным брусьям. В первом случае доски укрепляются проще всего по способу, указанному на фиг. 647. Во втором случае брусья укрепляются либо болтами, либо костылями, как указано на фиг. 648—651, а доски к брусьям — гвоздями.

При необходимости дать поперечные уклоны полотну располагают под-

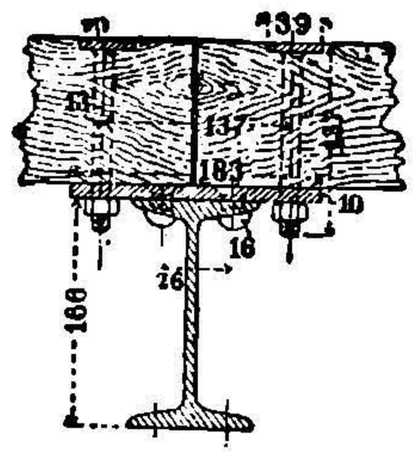


Фиг. 648 — 651.

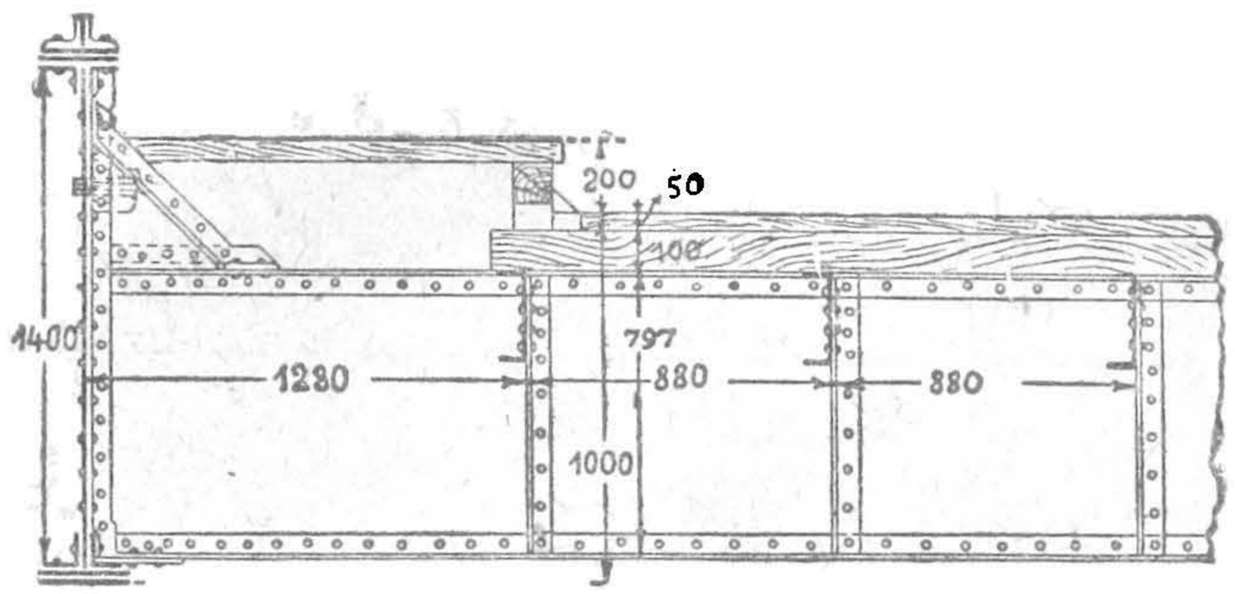
НБ УДУНТ (ДІІТ)



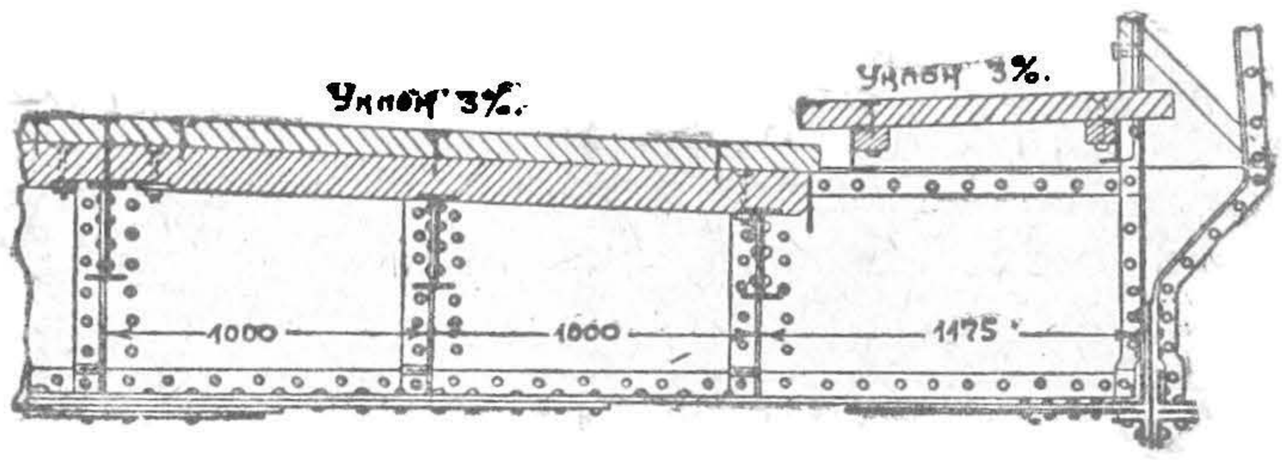
Фиг. 652.



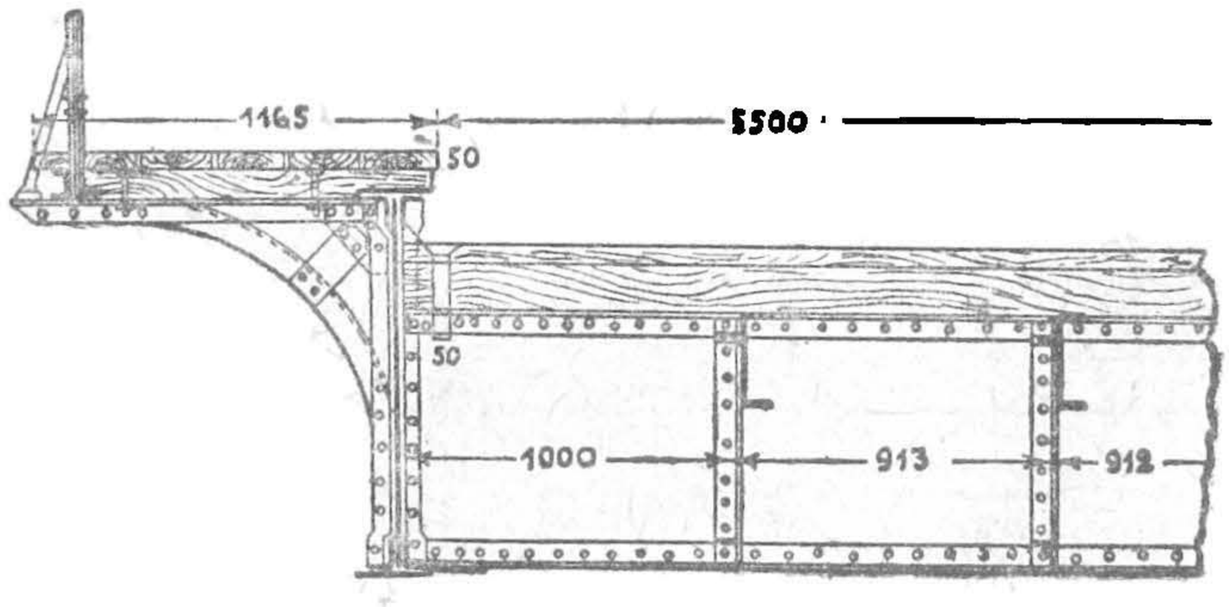
Фиг. 653.



Фиг. 654.



Фиг. 655.



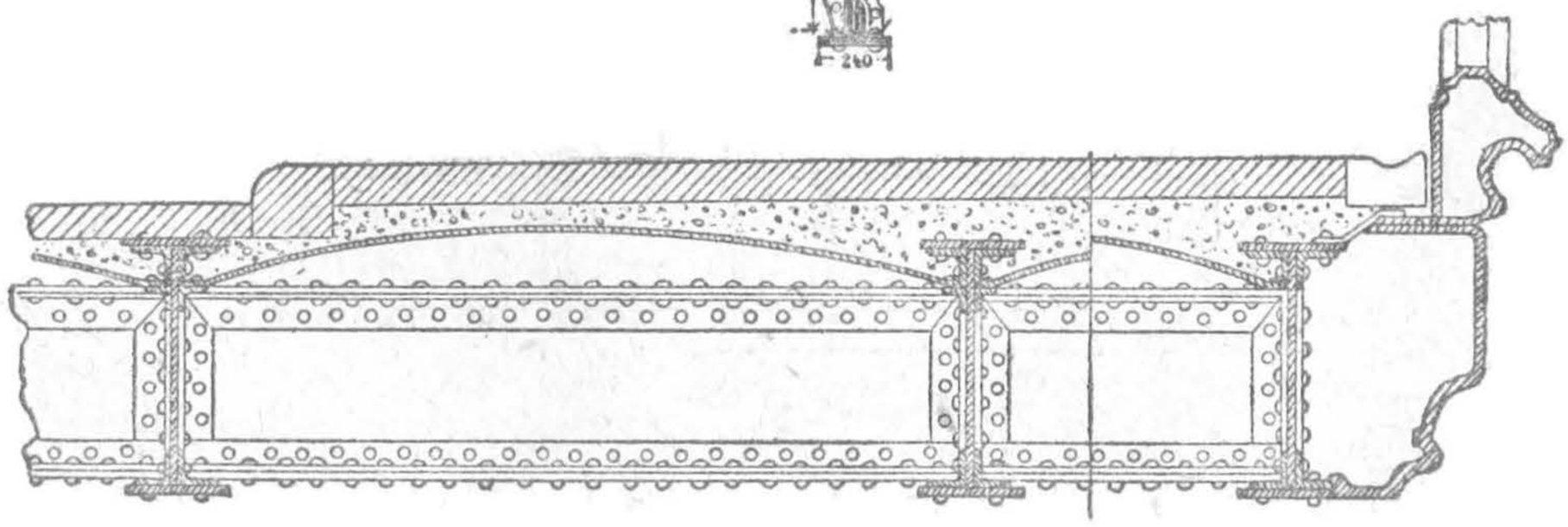
Фиг. 656

НБ УДУНТ (ДІІТ)

держивающие настил железные балки на разной высоте, по уклону. При этом брусья, поперечно расположенные, требуют устройства стыка в середине ширины моста. Приемы устройства стыка брусьев приведены на фиг. 652, 653, не требующих пояснений.

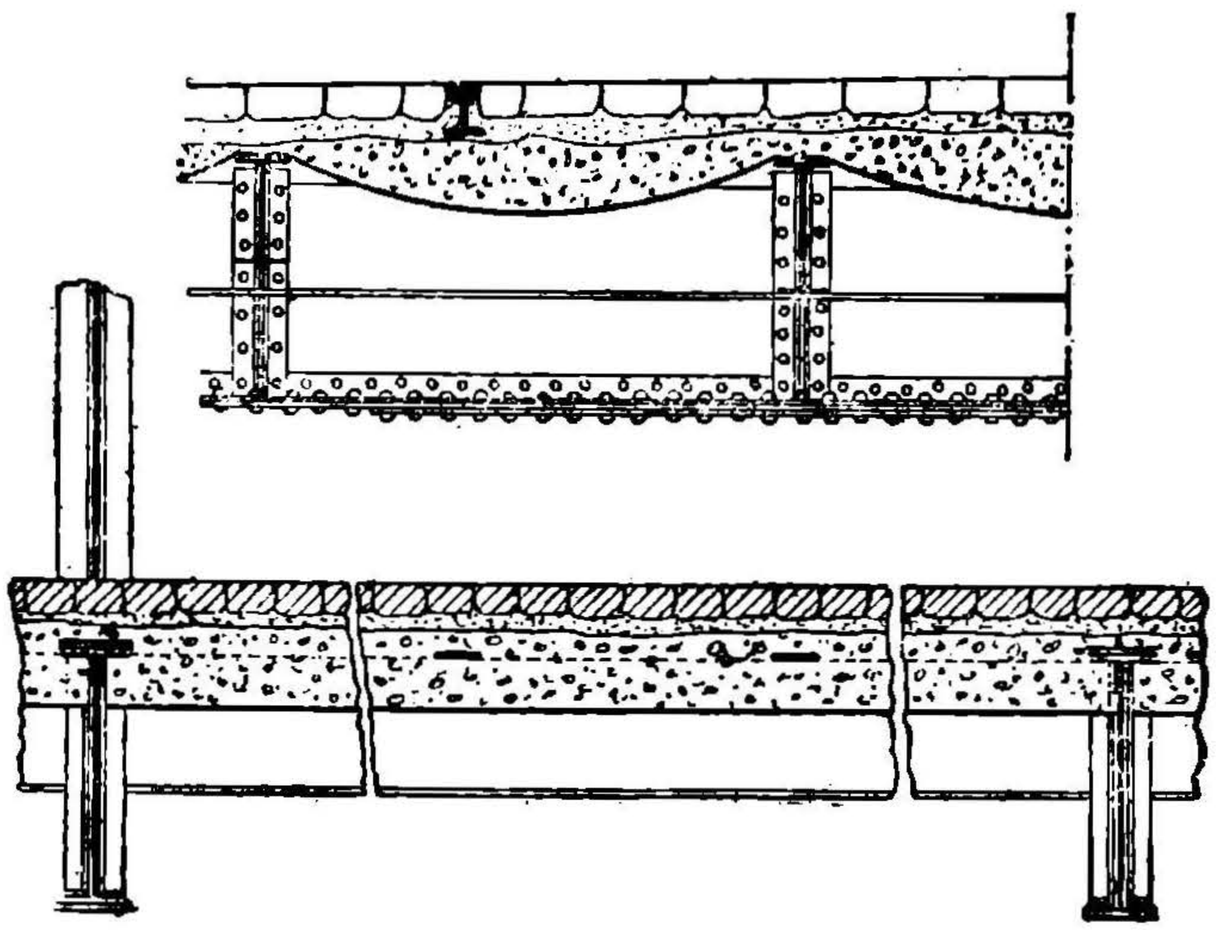
На фиг. 654 — 656 приведены примеры общего расположения частей проезжей части при деревянном настиле.

Фиг. 657.



Фиг. 658.

Устройство настила из железа в разных видах показано на фиг. 657 — 661. На фиг. 658 применены выпуклые лотки с бетонным заполнением впадин между ними; этого вида настил применен на мосту Равенства (б. Троицком) в Ленинграде.

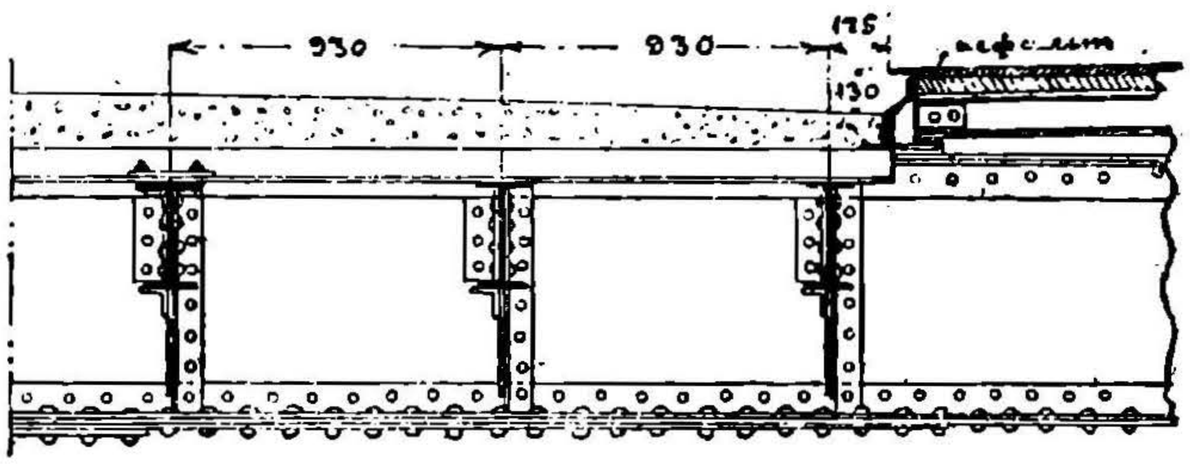


Фиг. 659 — 660.

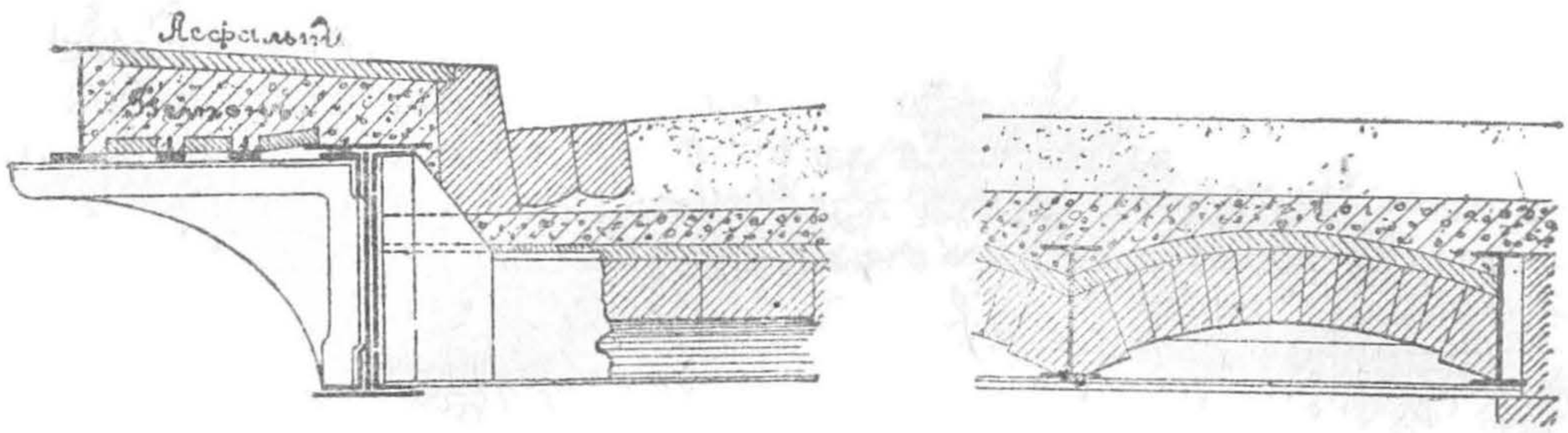
Фигуры 659—660 показывают применение цилиндрического железа.

На фиг. 661 полотно образовано на настиле из железа Зоре; железо Вотерена применено на фиг. 646; по этому способу устроено полотно на Охтенском мосту в Ленинграде.

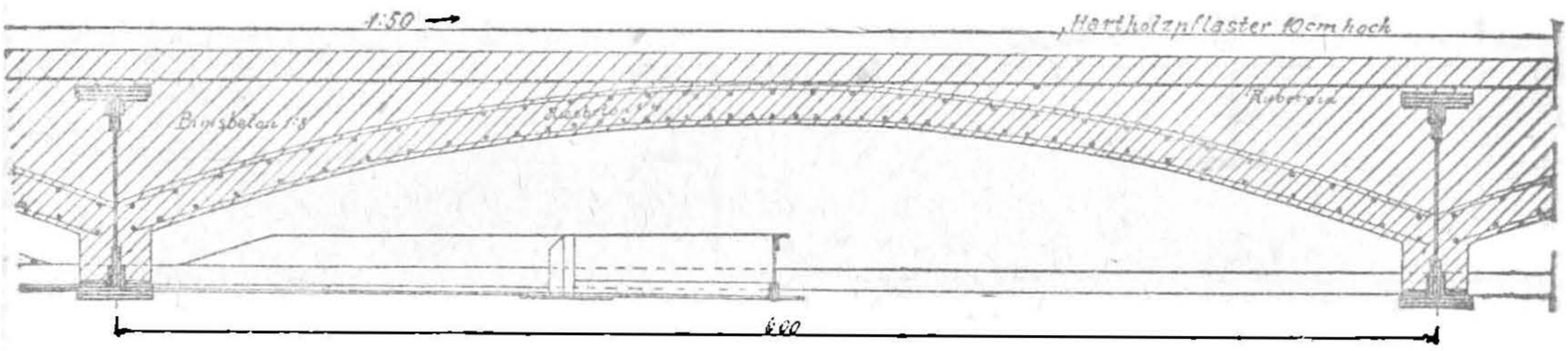
НТБ УДУНТ (ДІІТ)



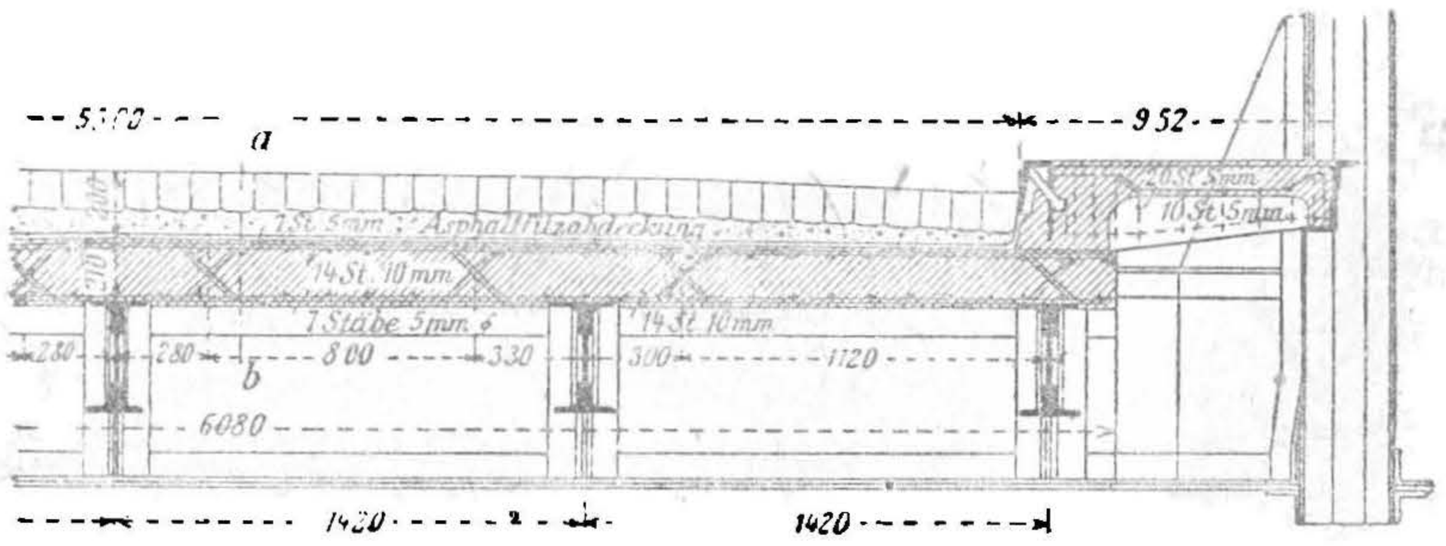
Фиг. 661.



Фиг. 662 — 663.



Фиг. 664.



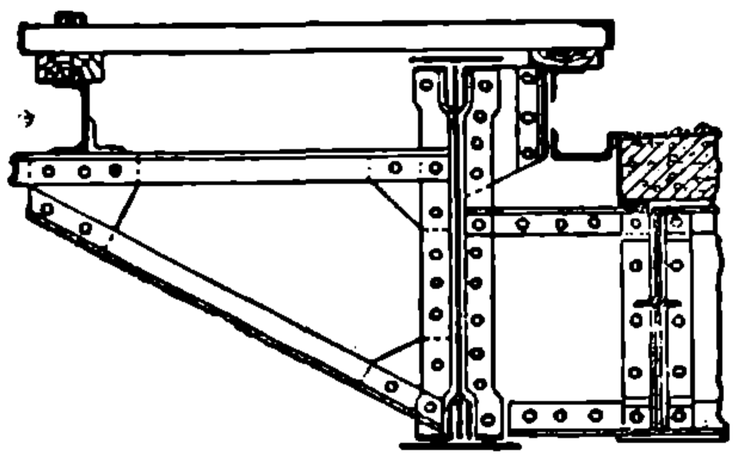
Фиг. 665.

На фиг. 662—663 для заполнения просветов балочной клетки устроены сводики, поверх которых дан слой бетона.

Применение для той же цели железобетона показано на фиг. 664, 665.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

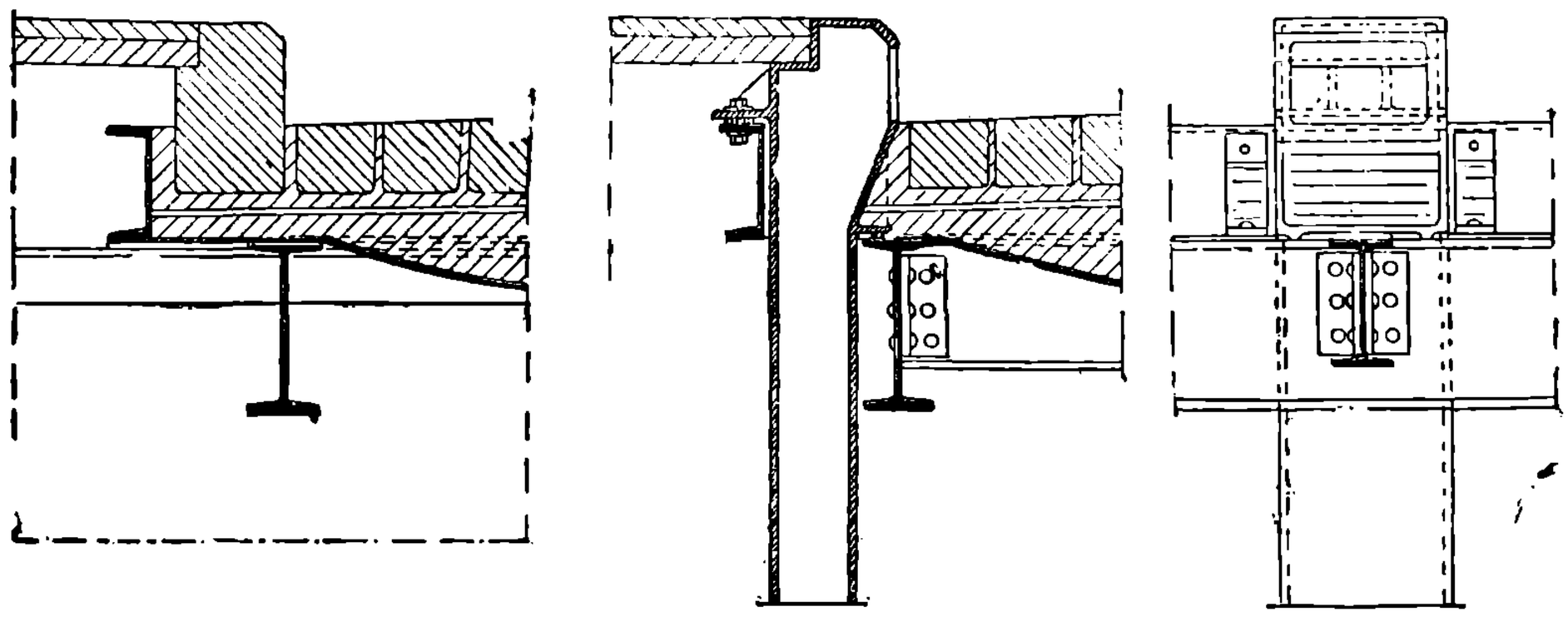
47. Отвод воды. — Для отвода воды поверхности моста придают поперечные и продольные скаты. Уклон в $1-2\%$ вполне достигает цели. Поперечные уклоны собирают воду у бордюра тротуаров; здесь она течет вдоль моста по углублению полотна (фиг. 662) или по специально проложенному жолобу (фиг. 666), или выпускается в щель под тротуаром (фиг. 654, 655).



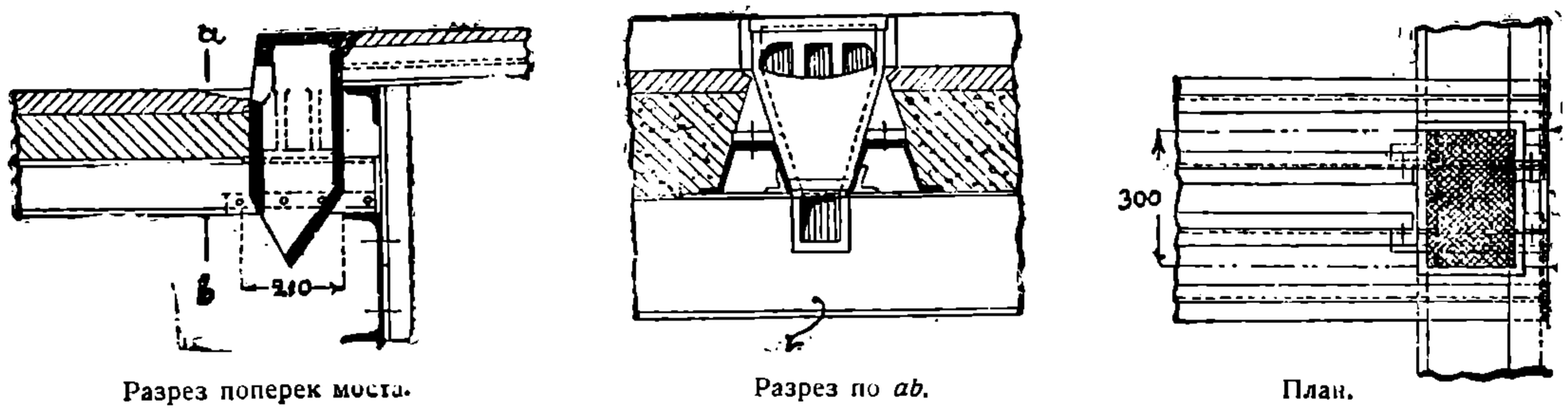
Фиг. 666.

Для выпуска воды, текущей вдоль моста, расставляются через известные промежутки, примерно около 10 *м*, выпускные трубки (фиг. 668).

На фиг. 667 — 672 приведены новейшие конструкции выпускных приспособлений; раньше по дну лотка вставляли вертикальные трубки с горизонтальными решетками для предохранения от засорения; решетки представляли углубления, обмерзали, заносились грязью, и трубки плохо исполняли свое на-



Фиг. 667 — 669.



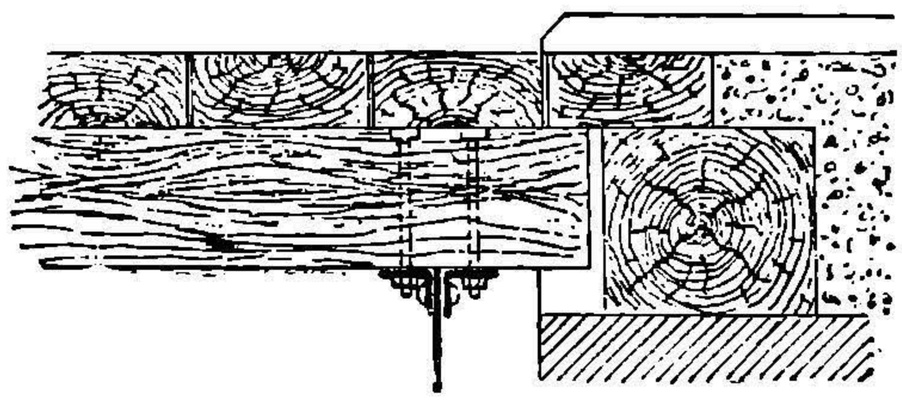
Разрез поперек моста. Разрез по *ab*. План.

Фиг 670 — 672.

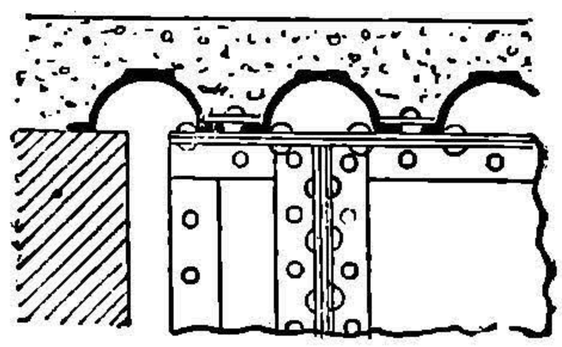
значение. В новых конструкциях выпускные дыры расположены в вертикальных гранях бордюров, т. е. вне действия колес фур; отложения грязи не могут закрывать отверстий.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

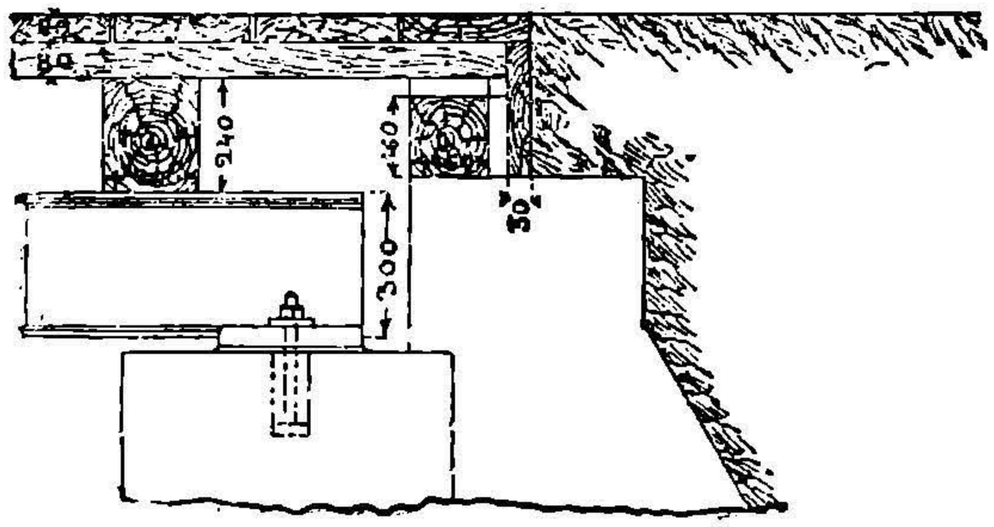
48. Сопряжение проезжей части на опорах и над шарнирами. — Конструкция сопряжения мостового полотна на устое или быке при *неподвижной* опоре для различных устройств проезжей части показана на фиг. 673—676



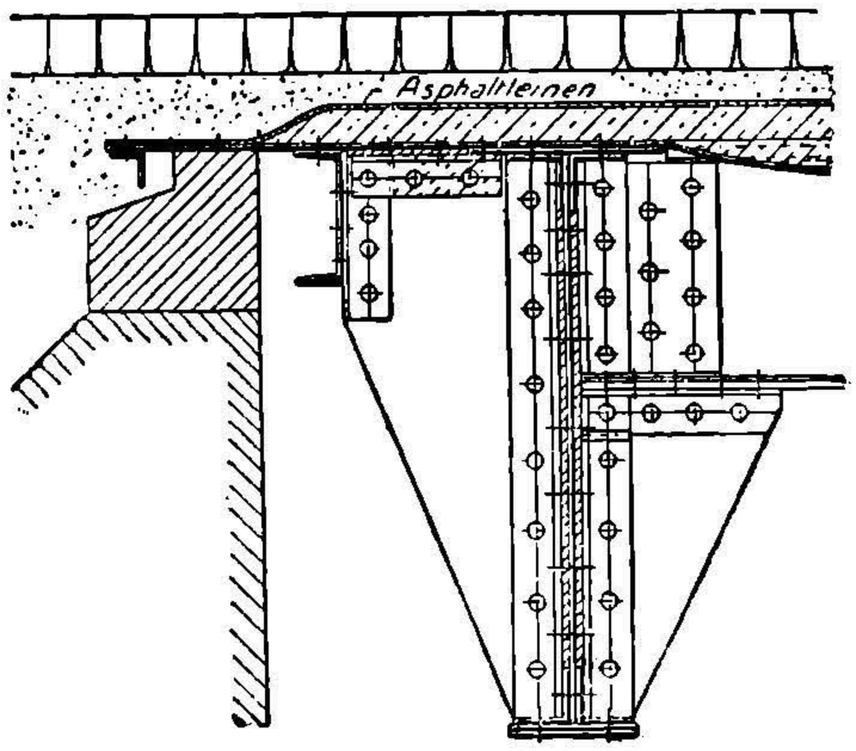
Фиг. 673.



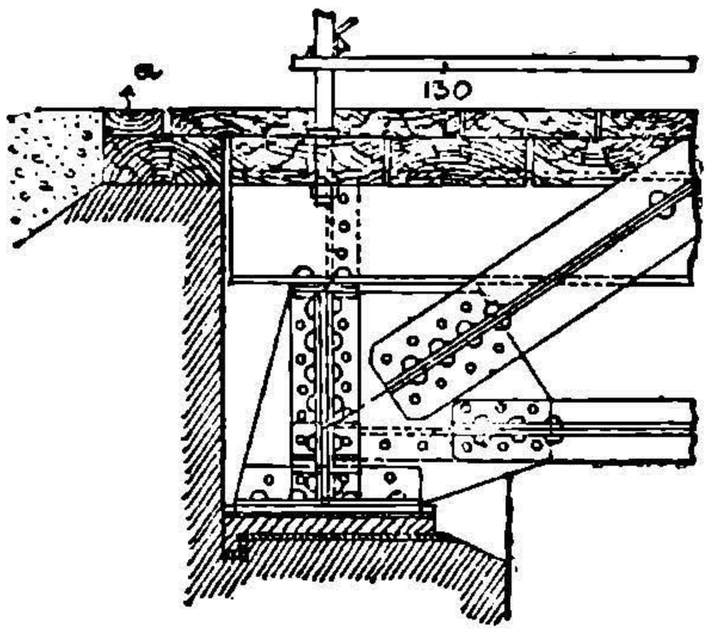
Фиг. 674



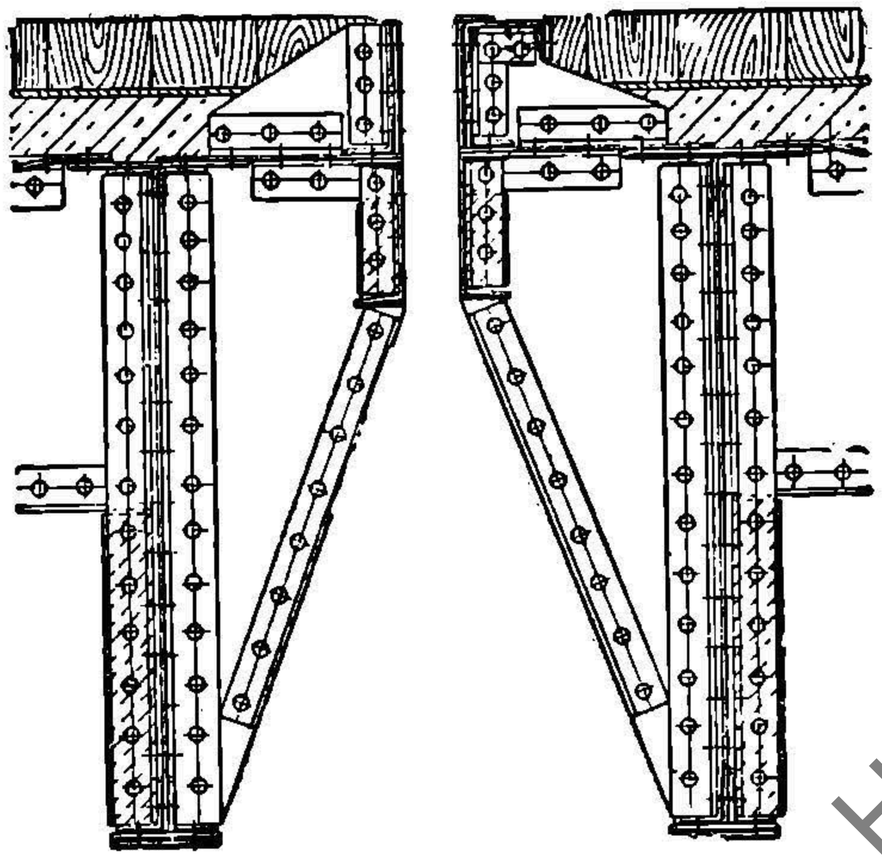
Фиг. 675.



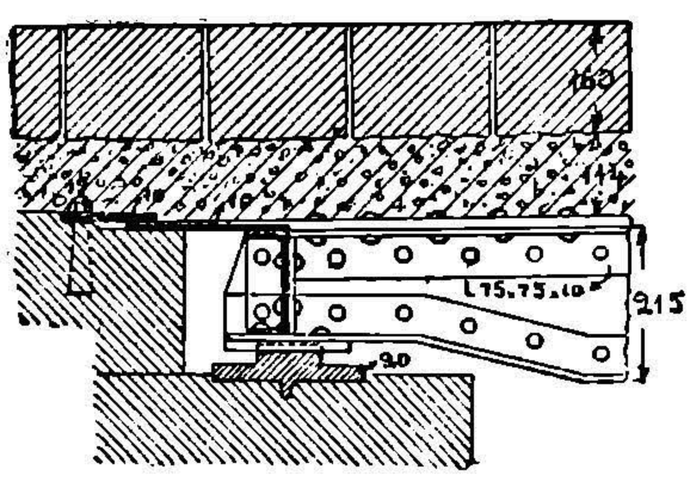
Фиг. 676.



Фиг. 677.



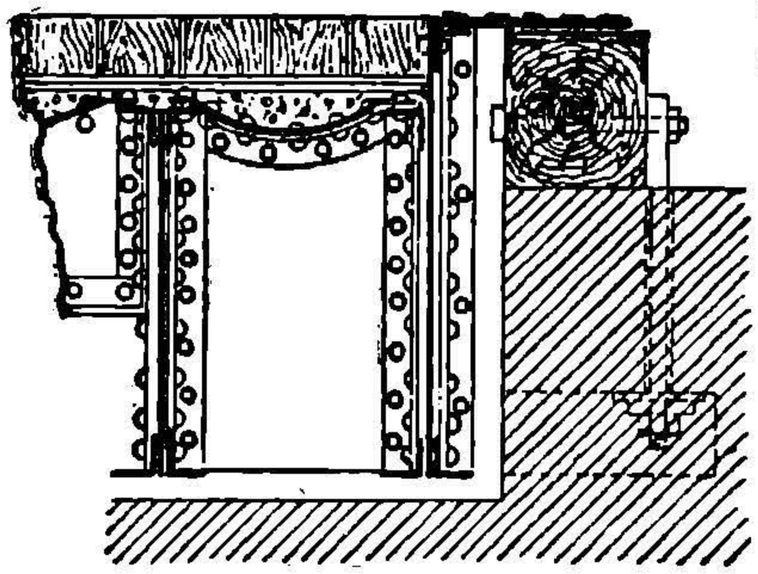
Фиг. 679.



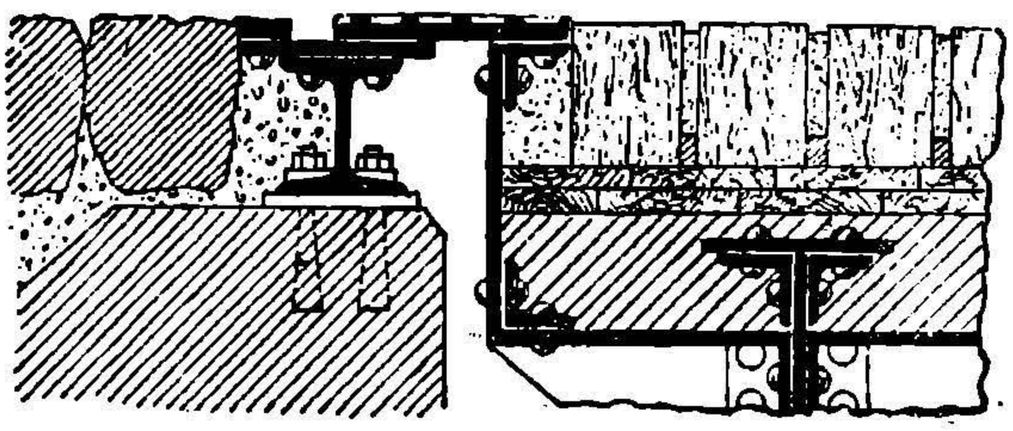
Фиг. 678.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Перекрытие щели у подвижных опор тем сложнее, чем больше пролет, или, вообще, перемещение конца ферм. Для мостов с дощатым настилом при небольших пролетах возможно применение конструкции по фиг. 675, так как булыжное и щебеночное полотно на устое способно уступать боковому давлению. Если это неудобно, или нижний настил тоже поперечный, можно устроиться по фиг. 677, где доска *a* на устое прикреплена к брусу, крайняя



Фиг 680.

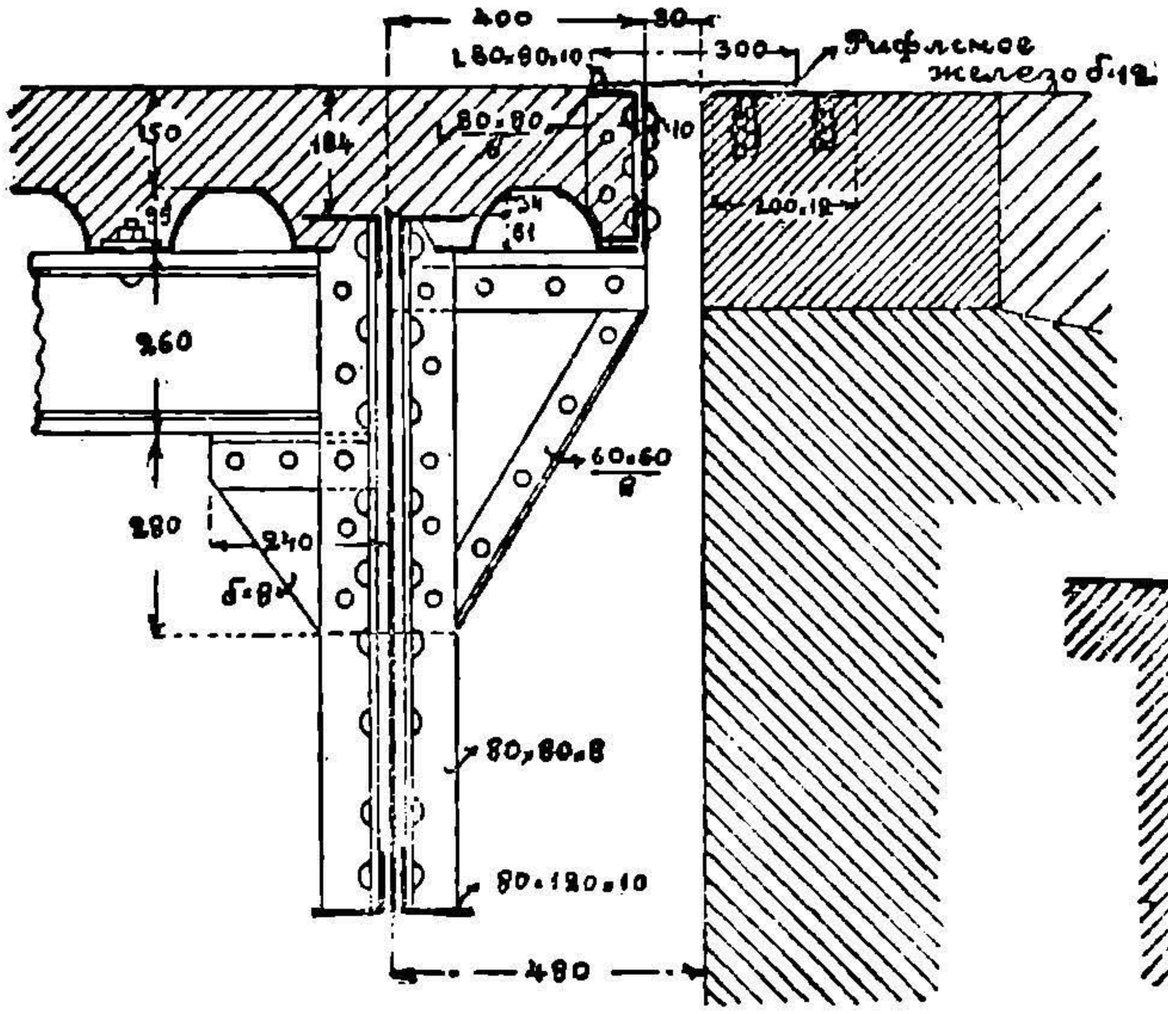


Фиг. 681.

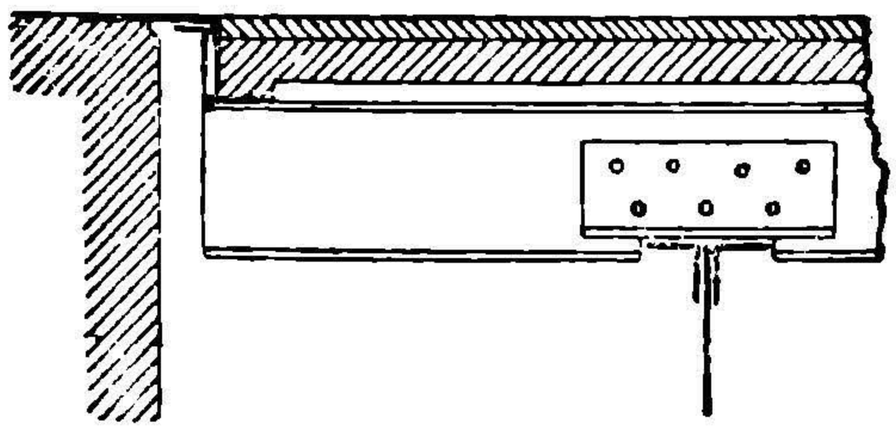
доска настила прикреплена на мосту и двигается по брусу в пределах оставленной щели. Если щель больше 10 *мм*, рекомендуется прикрывать ее листом железа.

Если на мосту полотно тяжелого типа, а у моста устраивается булыжная, торцовая или каменная мостовая на слое песку, то для малых мостов можно удовлетвориться расположением, показанным на фиг. 676 или 678.

При устройстве полотна на слое бетона ставятся у щели окаймляющие балки, между которыми щель перекрывается листом рифленого железа, если дело идет о



Фиг. 682.



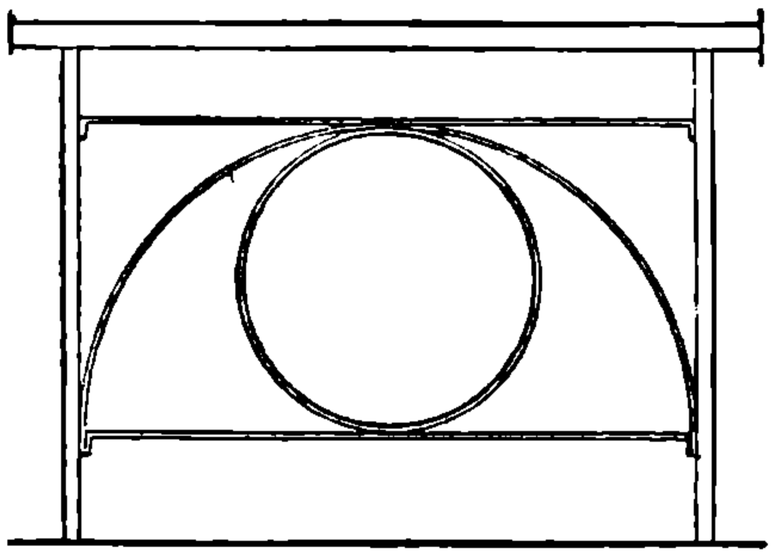
Фиг. 683.

щели, напр., над шарниром в замке арки (фиг. 679). При переходе на устой возможно применение одной из конструкций, показанных на фиг. 680 — 682.

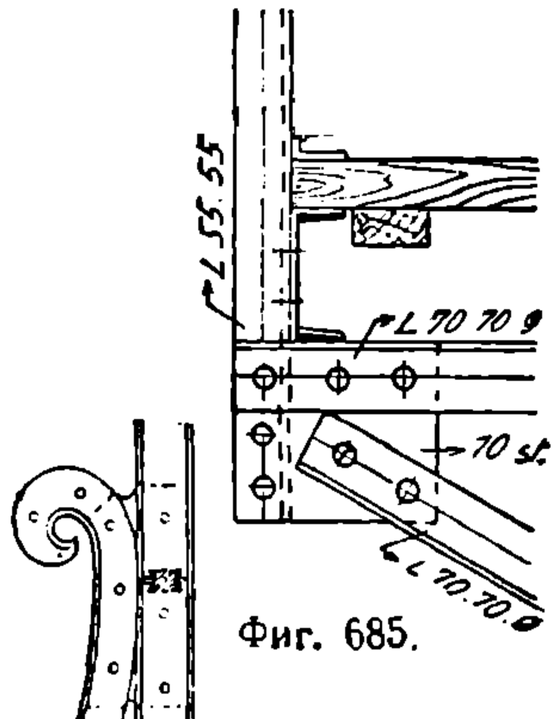
Сопряжение в тротуарах достигается применением сравнительно легкого листа (фиг. 683).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

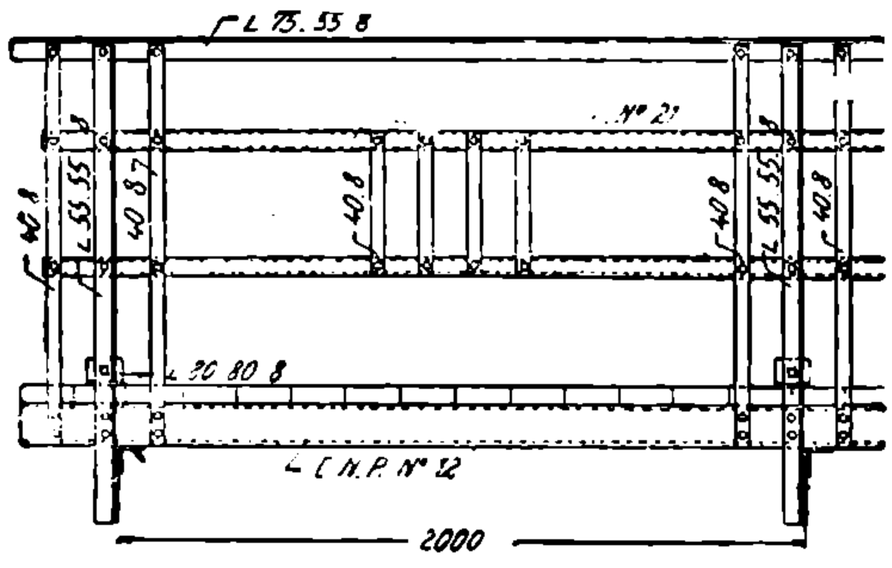
49. Перила. — Перила мостов под обыкновенную дорогу, на которых может находиться толпа, прижатая к перилам, должны обладать достаточной прочностью. Расстояние между стойками перил выбирается от 2 до 3 *м*, примерно; бывает и больше и меньше. Высота перил колеблется от 1,0 до 1,20 *м*. Поручень под давлением толпы находится в условиях балки, подверженной изгибу; считается достаточным рассчитать его на горизонтальную нагрузку 80 *кг* на погонный метр. Стойки рассчитываются на ту же нагрузку, передающуюся от поручней. Их делают из железных трубок диаметра около 7 — 8 *см*, из уголков и из корыт, высотою сечения около 8 *см*. Для поручней изготовляется особое железо, или применяются те же сорта железа, что и для стоек.



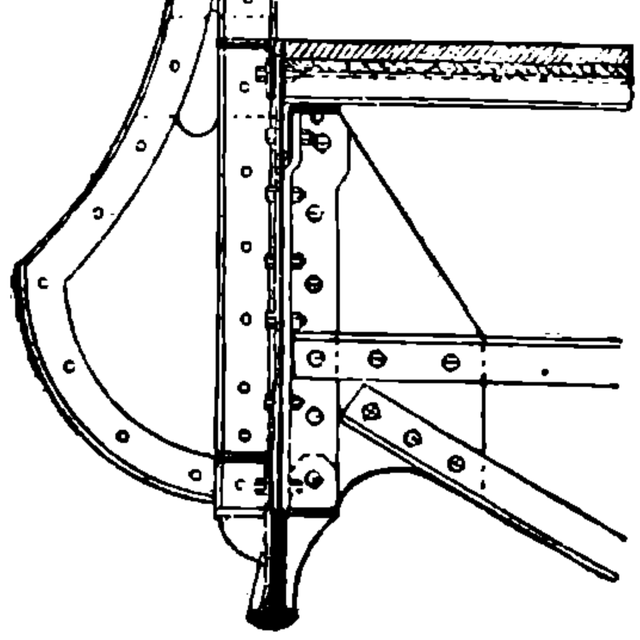
Фиг. 684.



Фиг. 685.



Фиг. 686.



Фиг. 687.

На фиг. 684 — 687 приведены образцы железных перил на железных мостах и способов прикрепления стоек.

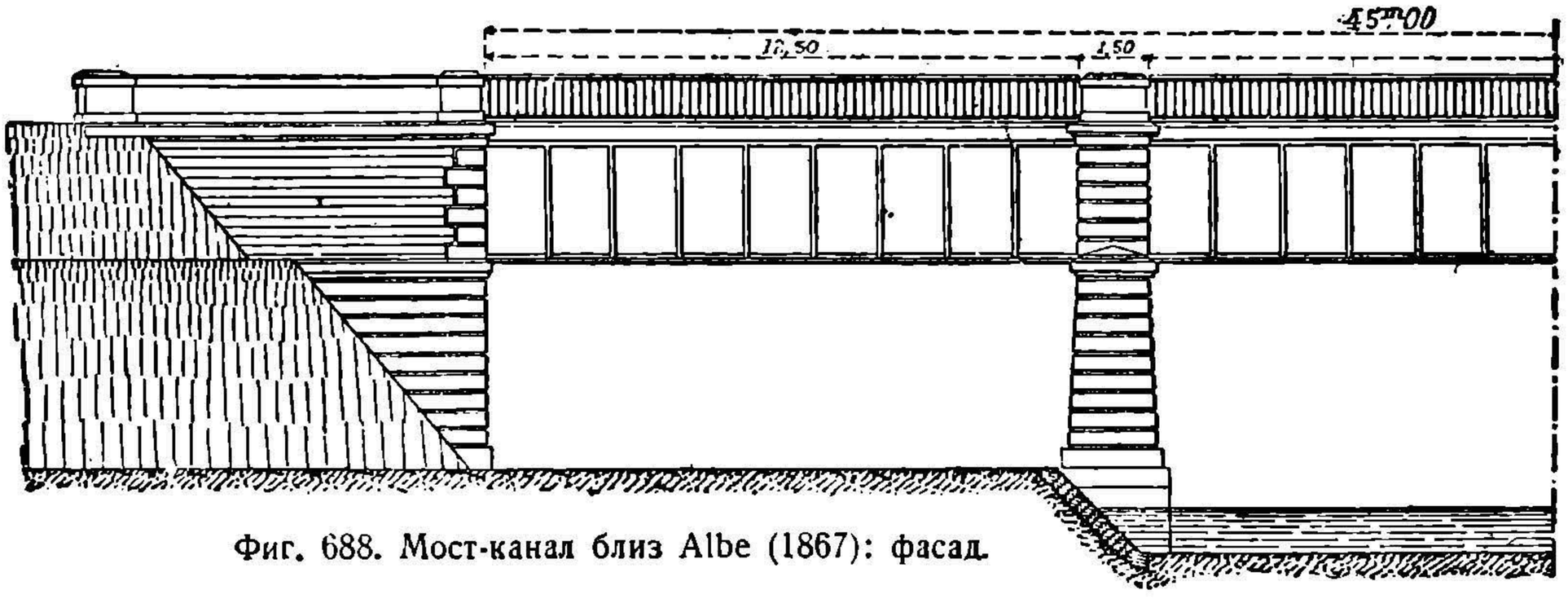
С. — МОСТЫ-КАНАЛЫ.

50. Примеры. — Железные мосты-каналы в техническом отношении ниже каменных: менее долговечны, требуют внимательного надзора и ухода по окраске и сохранению водонепроницаемости в местах сопряжения пролетного строения с устоями. По первоначальным затратам они несколько дешевле каменных, имеют меньшую конструктивную высоту и допускают

НВ УДУНТ (ДІІТ)

применение больших пролетов в таких случаях, когда для каменных таковые не могут быть применены.

Большинство железных мостов-каналов при балочном пролетном строении имеет главные фермы в качестве боковых стенок самих каналов. Су-



Фиг. 688. Мост-канал близ Albe (1867): фасад.

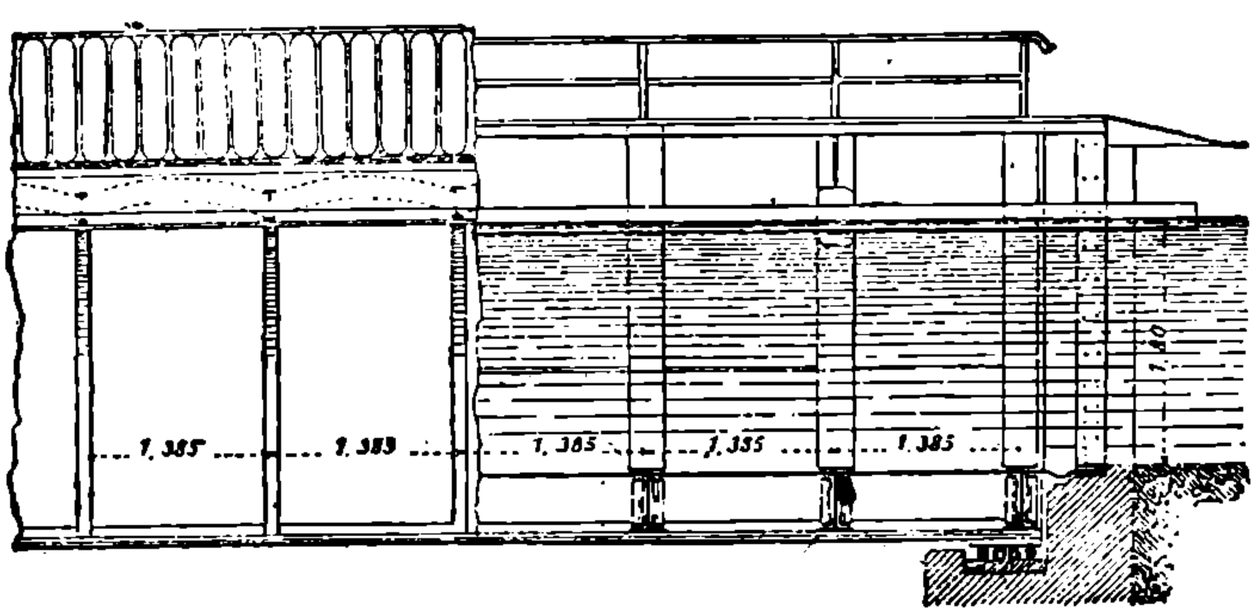
ществуют, однако, мосты, в которых корыто канала независимо от пролетного строения. Этот прием лучше первого. Стенки канала подвергаются действию воды, удару судов и царапанию шестами и баграми. Возможность сменить или ремонтировать корыто, не трогая пролетного строения, представляет значительное преимущество. Но, конечно, это решение стоит дороже.

Фиг. 689. Мост-канал близ Albe (1867): поперечный разрез.

Одним из первых мостов-каналов с железным пролетным строением является мост близ Albe во Франции, построенный около 1867 г. для судов, шириною до 5 *м* (фиг. 688). Он имеет длину от устоя до устоя 45,0 *м*, при трех пролетах: 12,5 — 17 — 12,5 *м* и при толщине каждого из быков 1,5 *м*.

НБ УДУНТ (ДІТ)

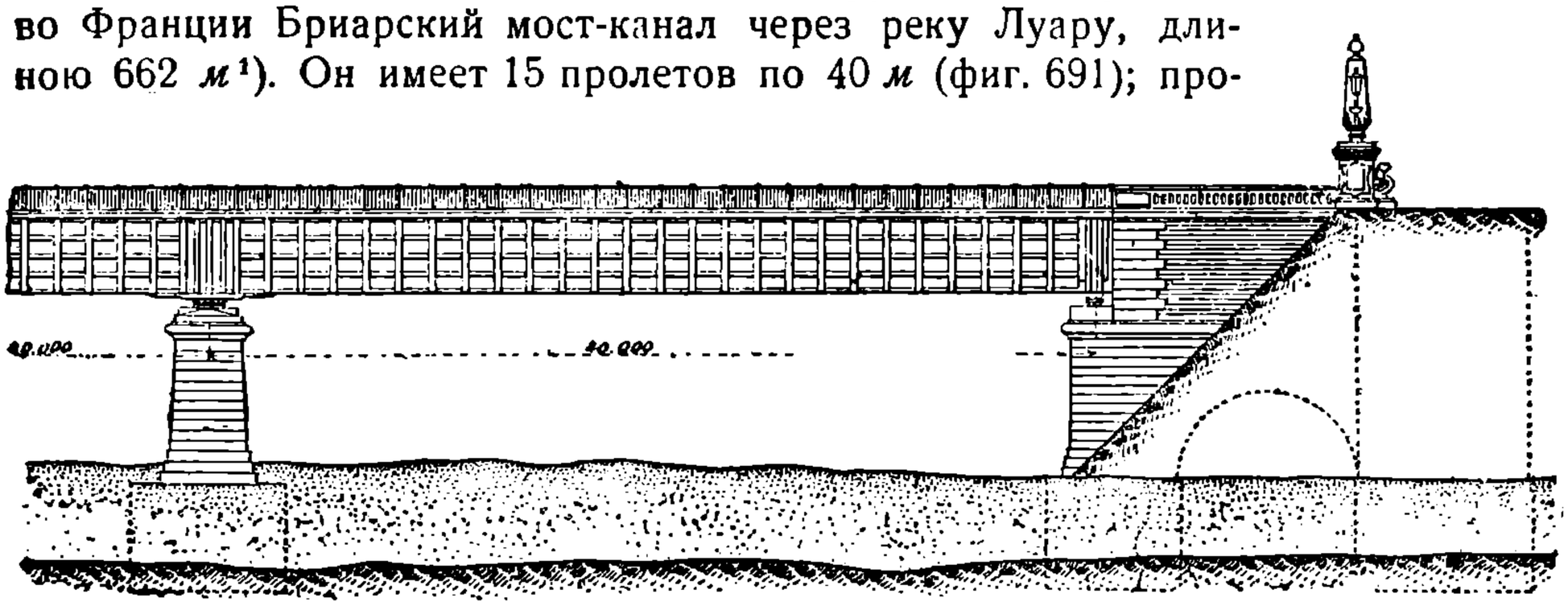
Главные балки (фиг. 689) имеют высоту 3,05 *м* и отставлены друг от друга на 6,80 *м*; они служат боками корыта. Дно, составленное из листов железа, поддерживается балочной клеткой, состоящей из поперечных балок высотою 0,50 *м*, расположенных через 1,385 *м*, и трех линий продольных балок, расположенных на расстоянии 1,70 *м* друг от друга. Снаружи ферм, против поперечных балок, имеются для жесткости стенок вертикальные ребра и консоли, поддерживающие бечевники, шириною 1,80 *м*. Полотно бечевника устроено (фиг. 690) на пологих каменных сводиках, поддерживаемых поперечными балками, входящими в состав консолей; снаружи полотно бечевника ограничено продольной железной балкой, на которой укреплены перила. Для предохранения боков от удара судов имеются продольные отбойные брусья.



Фиг. 690. Мост-канал близ Albe (1867): продольный разрез.

Перекрытие подвижных стыков на концах пролетного строения было сделано сперва при помощи льняного матрасика (фиг. 690), а затем — просмоленой пеньковой набивки; но результат оказался неудовлетворительным: появилась сильная фильтрация, размывшая кладку устоев. Железное корыто оказалось вполне непроницаемым для воды.

Подобной же в общих чертах конструкции построен в 1890 — 1894 гг. во Франции Бриарский мост-канал через реку Луару, длиною 662 *м*[1]). Он имеет 15 пролетов по 40 *м* (фиг. 691); пролетное строение состоит из двух неразрезных балок со сплошными стенками, опирающихся на каменные опоры и служащих вместе с тем боками железного корыта.



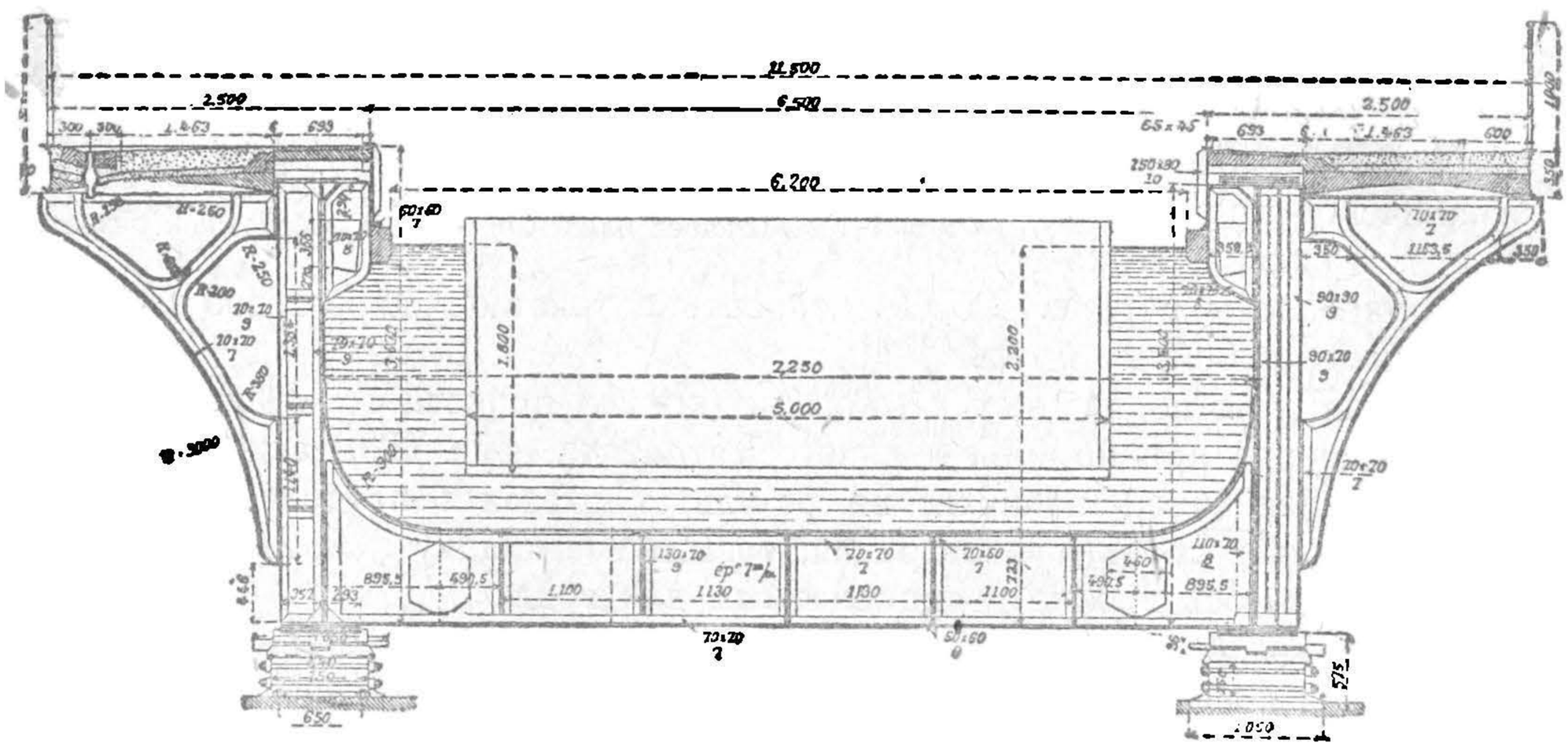
Фиг. 691. Мост-канал de Briare (1890 — 94): фасад.

Преимущество металлическому пролетному строению было отдано в дан-

[1]) *Mazoyer*, Mémoire sur le pont-canal de Briare, „Annales des p. et ch." 1898, 2-me trimestre.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ном случае потому, что при допустимом стеснении живого сечения р. Луары необходимо было дать пролеты не меньше 40 *м* при толщине быков не более 4 *м*. При этом для каменного моста необходимо было при пологости сводов даже в 1:3 или 1:4 дать большую конструктивную высоту, что сопряжено было при определенной глубине канала с повышением уровня воды в канале, а это по местным условиям вызывало значительные затруднения. Кроме того, пологие своды, пролетом 40 *м*, при тяжелой нагрузке моста-канала должны были вызывать значительные давления на опоры, особенно неблагоприятные для устоев; это также вызывало некоторые опасения строителей. Интересно отметить, что при составлении проекта пролетного строения из сварочного железа, при допускаемом напряжении 600 *кг* на *кв. см*, встретилось затруднение в значительной толщине склепываемых



Фиг. 692. Мост-канал de Briare (1890 — 94): поперечный разрез.

частей: до 140 *мм*; при такой толщине даже при заклепках 25 *мм* нельзя рассчитывать на прочность соединения. В виду этого канал построен из мягкой стали (литого железа) при допускаемом напряжении 1000 *кг* на *кв. см*. В это время литое железо только-что начинало находить себе применение в мостовом деле; в настоящее же время исключительно применяется это железо, и входит в употребление сталь.

Канал спроектирован на глубину воды 2,20 *м* и на ширину судов 5,0 *м* (фиг. 692).

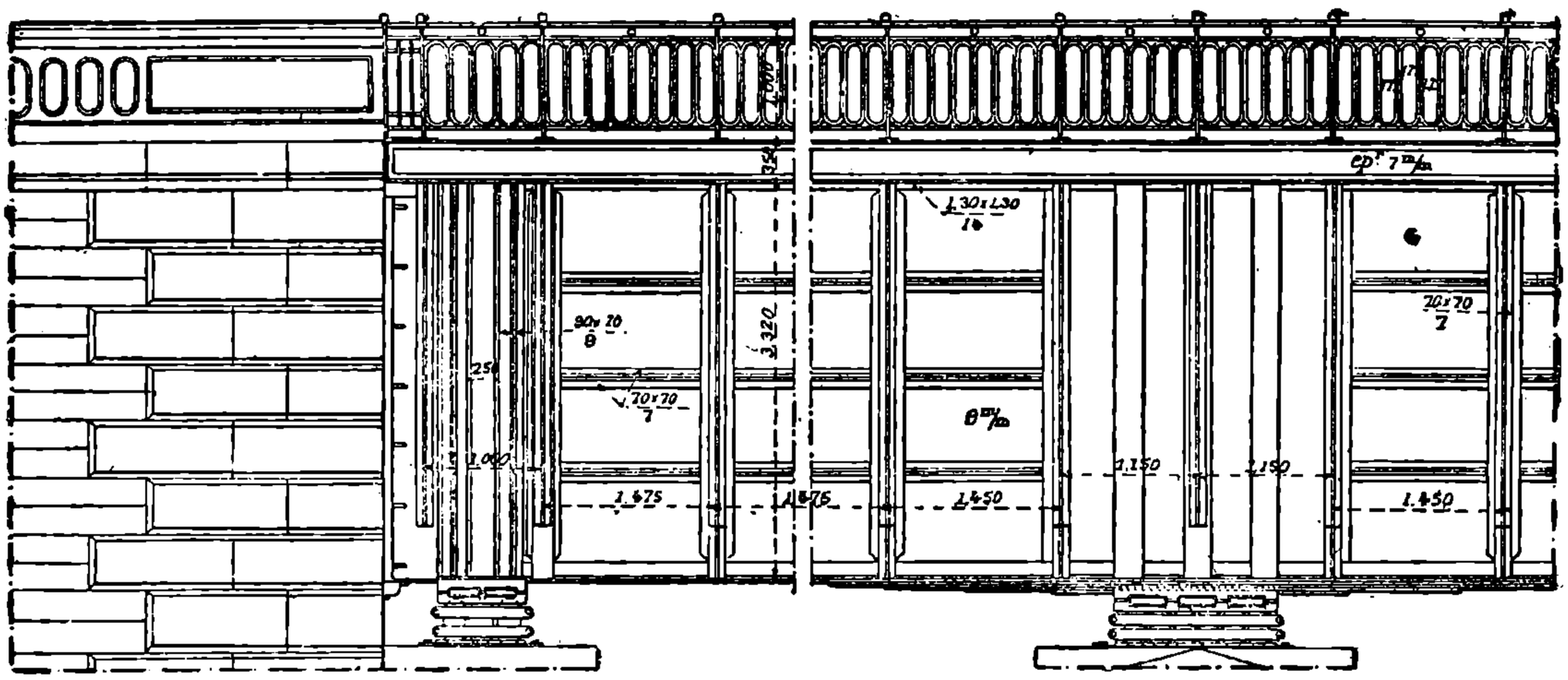
Главные балки канала расположены на расстоянии 7,25 *м* друг от друга и имеют высоту 3,40 *м*. Сечение двутавровое; толщина стенки 9 *мм*; горизонтальные листы 650×11 *мм*. Между главными балками вклепаны поперечные балки, высотой 720 *мм*, на взаимном расстоянии 1,45 *м*, у опор балки сближены до 1 и 1,5 *м*. Поперечные балки связаны посередине канала продольной балкой; кроме того, между поперечными балками протянуты продольные линии ребер из двух уголков каждое. На такую балочную клетку уложен листовой настил дна, который по цилиндрическим

НБ УДУНТ (ДІІТ)

поверхностям подымается у боков и сопрягается с вертикальными стенками при помощи особых клиновидных прокладок.

С наружной стороны каждой главной балки укреплены против поперечных балок вертикальные ребра жесткости, к которым присоединены консоли, поддерживающие бечевник, шириною 2,5 *м*.

В плоскости каждой наружной консоли устроены маленькие консоли внутренние под верхним поясом, выступающие в канал на 360 *мм*; они поддерживают отбойные брусья, расположенные на уровне воды. Свободный просвет канала между отбойными брусьями остается величиной 6,20 *м*. Бечевник покрывает обе консоли через пояс главной балки, что, не уменьшая ширины бечевника, сокращает вынос консолей. Полотно бечевника покоится на железном настиле из лотков, расположенных выпуклостью вверх. Ширина бечевника достаточна для прохода пары лошадей.



Фиг. 693. Мост-канал de Briare (1890 — 94): главная балка.

Стенки канала, кроме вертикальных ребер, укреплены еще тремя продольными линиями парных уголков (фиг. 693). Над опорами поставлены добавочные вертикальные ребра.

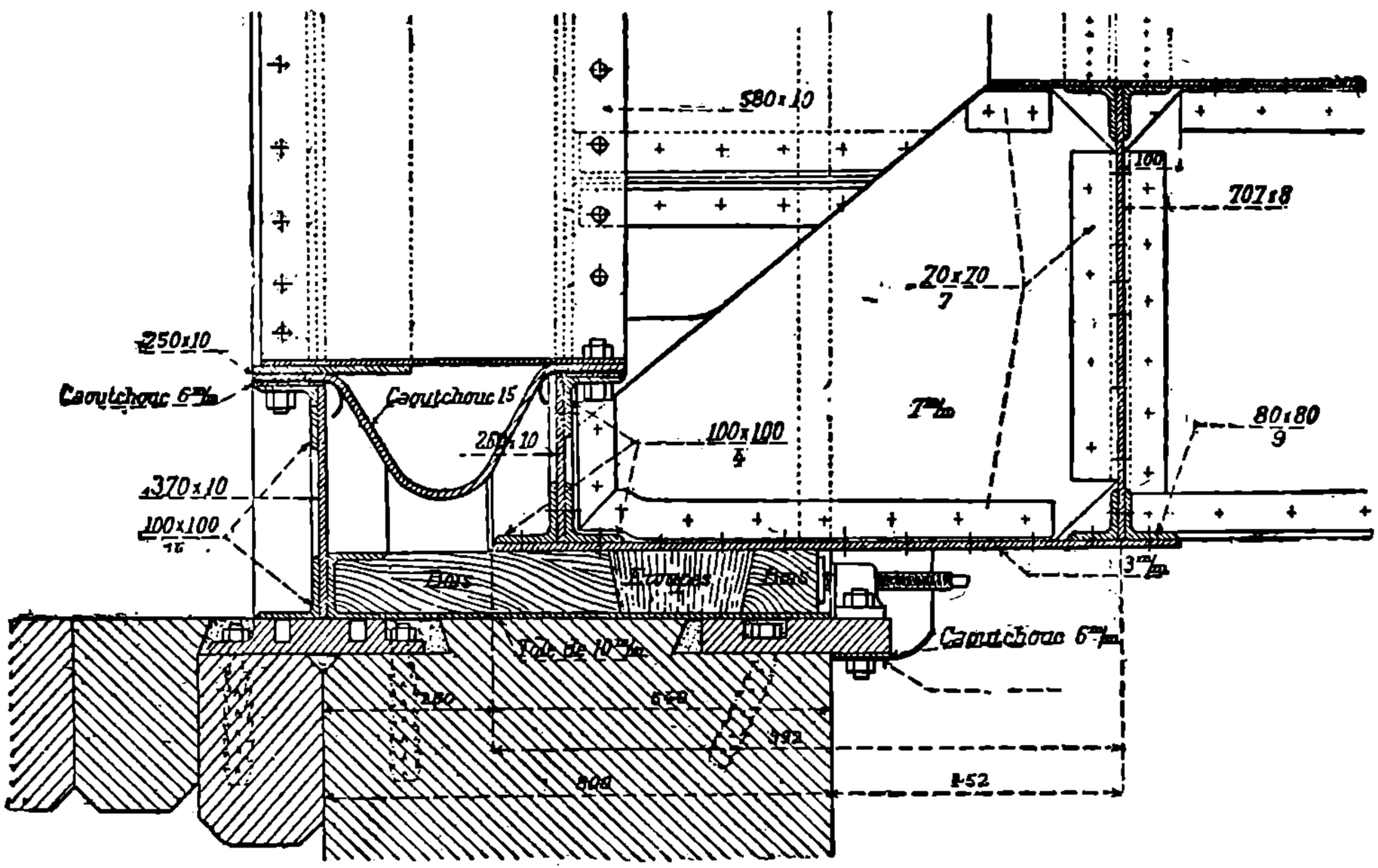
Вес железного корыта равен 4,74 *т* на 1 погонный метр; вес полотна бечевников 2,2 *т* на погонный метр моста.

Полная нагрузка составляет 22,4 *т* на 1 погонный метр моста.

Неподвижная опора канала находится на 8-м быке; на прочих быках расположены подвижные опоры на катках со срезанными боками. Передвижения концов железного канала на устоях при колебании температуры от —20° до + 50°, т. е. на 70°, равны 216 и 246 *мм*. Устройство сопряжения концов железного канала с устоями показано на фиг. 694. На устое укреплен неподвижно железный воротник, огибающий профиль железного канала; воротник состоит из ребра, расположенного в вертикальной плоскости, склепанного из листа высотою 370 *мм* и двух уголков 100 × 100 × 14; нижним концом воротник укреплен на стальной подушке, прикрепленной в свою очередь анкерами к кладке устоя. На краю устоя укреплена и другая

НБ УДУНТ (ДІІТ)

подушка с приливами, в которых помещены винты. От подушки к подушке положен лист железа, а на нем две полосы из досок; одна упирается в вертикальное ребро и неподвижна, а другая может перемещаться при нажатии винтов; между досками проложена пенька. Конец железного корыта, который должен иметь перемещения при колебаниях температуры, лежит на досках, перекрывая пеньковую прокладку. Нажатие винтами на пеньковую прокладку прижимает последнюю ко дну и образует препятствие для протекания воды. Кроме того, на подвижном конце железного пролетного строения к особому вертикальному ребру с одной стороны и к вышеупомянутому неподвижному ребру с другой стороны прикреплен каучуковый



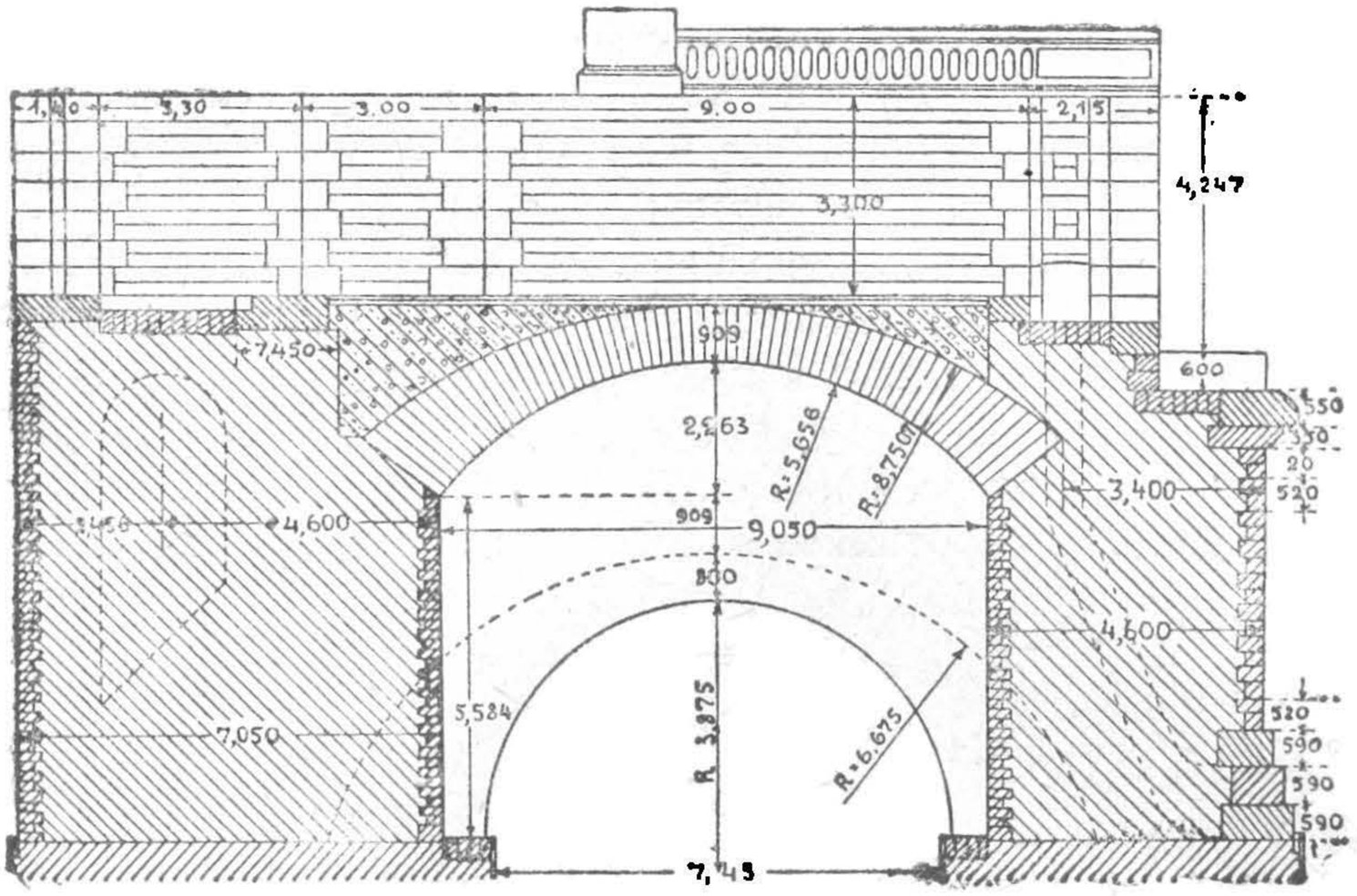
Фиг. 694. Мост-канал de Briare (1890 — 94): перекрытие подвижного стыка.

лист толщиной 15 *мм*, свободно провисающий и имеющий возможность без натяжения перекрывать широкую щель. Чтобы каучук не имел резких изломов у мест прикрепления, здесь под ним помещены тонкие (2 *мм*) железные листы с цилиндрическим загибом. Каучуковый лист создает второе препятствие для проникания воды. Третье перекрытие щели состоит из двух скользящих друг по другу листов, толщиною 10 *мм*: один из них, узкий, прикреплен к неподвижному воротнику; другой, широкий, прикреплен к подвижному воротнику. Это перекрытие играет в плотности соединения второстепенную роль и скорее предохраняет каучук от повреждений, нежели препятствует протеканию воды.

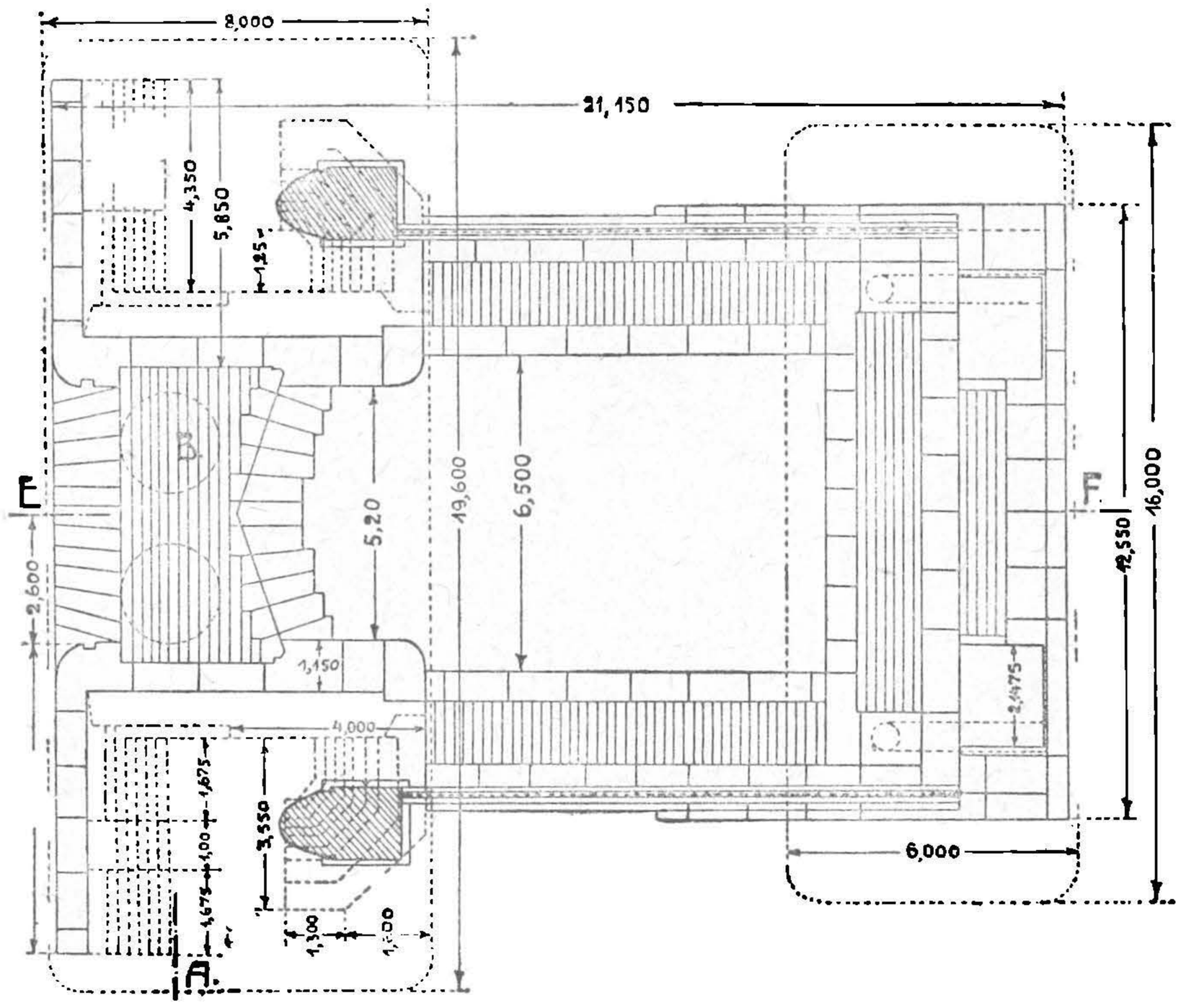
Примененный здесь способ дал вполне удовлетворительные результаты.

Что касается опор, то быки имеют конструкцию, обычную для мостов вообще. Толщина вверху 2,9 *м*, у цоколя — 4,27 *м*. Лобовые грани очер-

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Продольный разрез по *EF*.



План.

Фиг. 695 — 696. Мост-канал de Briare (1890 — 94): устой.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

чены по готической кривой в плане. Основания кессонные. Устои же имеют особенности, сопряженные с наличностью на мосту воды.

Конструкция устоя приведена на фиг. 695—696. Он состоит из двух массивов: переднего и заднего. На передний массив опирается пролетное строение, для чего имеется подферменная площадка; на нем же устроено вышеописанное перекрытие сопряжения. Задний массив принимает давление земли и приспособлен для сопряжения устоя с насыпью канала: на нем устроены ворота для изоляции канала на мосту от остального канала. Для спуска воды с моста на время осмотра и ремонта в переднем массиве устроены спускные каналы, показанные пунктиром на фиг. 695. Окна этих каналов, выходящие у воротников подвижного стыка, прикрыты подъемными щитами.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ОТДЕЛ ВТОРОЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ.

УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

§ 21. УСЛОВИЯ МЕСТНЫЕ.

51. Выбор места. — В случае постройки моста через суходол для пропуска весенних или ливневых вод, водный поток, задержанный насыпью, не имеет вида реки, а скорее — временного пруда, из которого вода вытекает через отверстие моста, как через отверстие в плотине.

Когда путь намечен, мост можно переносить с одной точки намеченного пути в другую без изменения положения пути в плане. Если бы, однако, для моста оказалось хорошее место вне линии пути, трассируемого на основании общих технических условий, то вопрос об отклонении пути в целях расположения моста в выгодном месте решается в связи с увеличением длины пути и появлением других дополнительных работ вследствие отклонения пути.

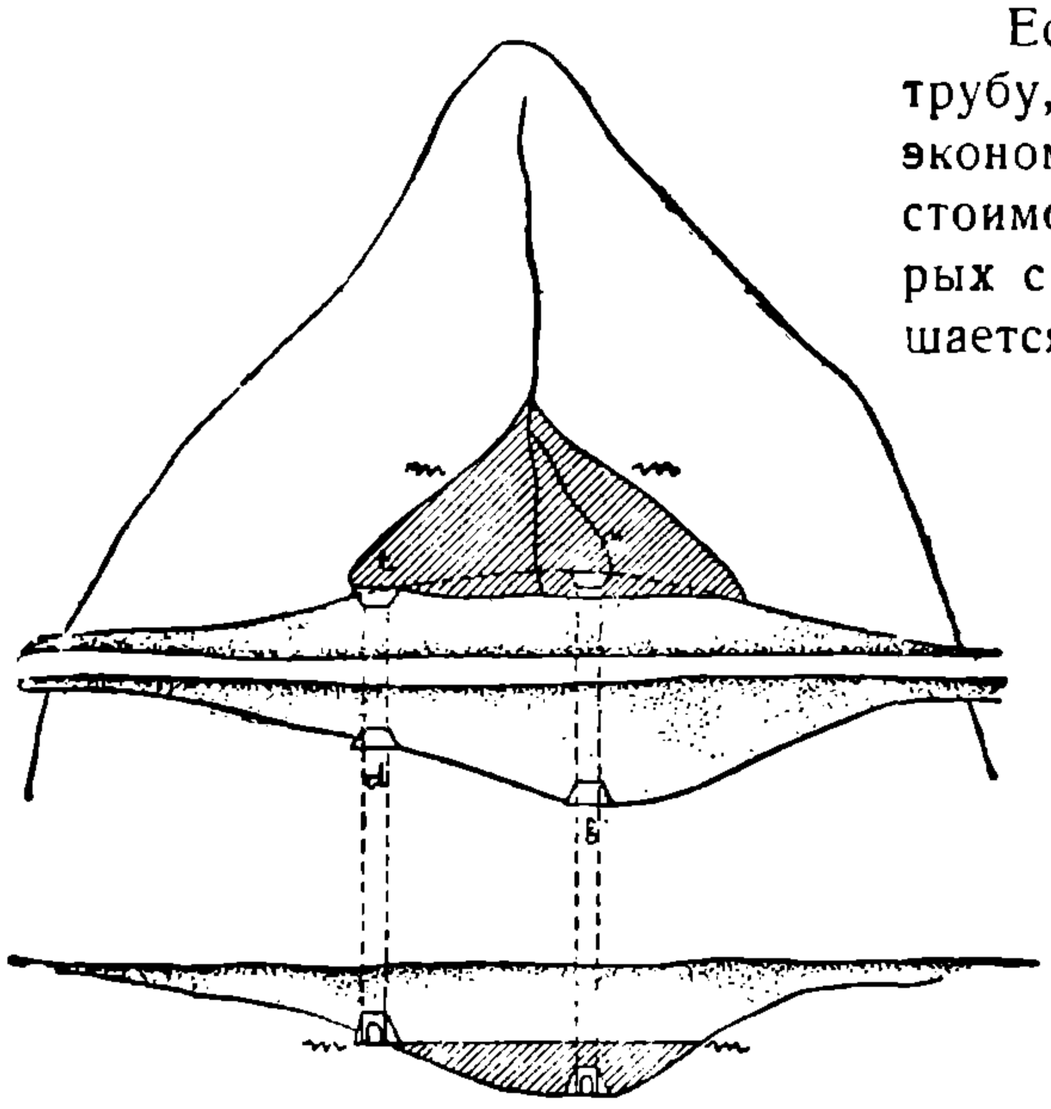
Когда вопрос касается моста через суходол, моста сравнительно недорогого, то обыкновенно нет расчета отклонять путь ради возможной экономии на сооружении такого моста в зависимости от качеств грунта и проч. В таком случае приходится ограничивать выбор места участком пути, намеченного по общим соображениям.

Решение вопроса должно быть дано с точки зрения уменьшения стоимости сооружения, зависящей от величины самого сооружения и условий заложения его оснований.

Когда, например, для достаточно высокой насыпи мост строится в виде трубы, величина сооружения, в данном случае длина трубы, зависит от уровня, на котором располагается в насыпи сооружение. Чем глубже относительно верха пути лежит такая труба, тем она длиннее (фиг. 697, поперечные разрезы). Дно лога часто представляет собою либо болотистый грунт, либо наносный, ненадежный. Основание получается сравнительно дорогим. Если лог не очень широк, то возможна такая комбинация. Часть оврага с верховой стороны подсыпается так, чтобы дно его здесь выравнялось до уровня *mm* (фиг. 697, боковый вид и план); труба переносится на склон в *cd*, чем достигается и сокращение ее длины и удешевление основания, так как на откосе грунт бывает почти всегда лучше, чем на дне лога; с низовой стороны может потребоваться при этом устройство водоспуска от трубы

НБ УДУНТ (ДІІТ)

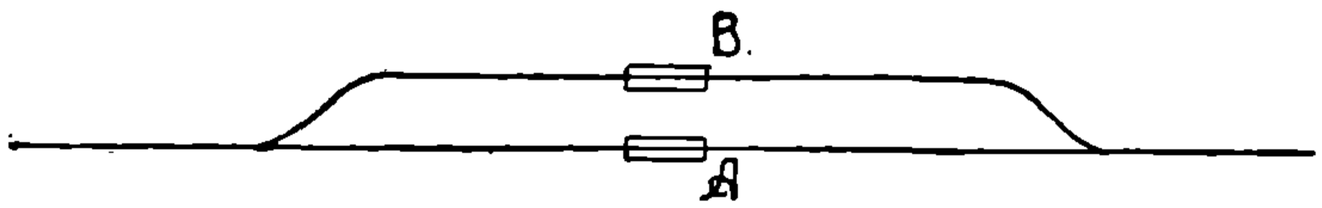
к естественному дну лога. Вопрос о выгодности переноса решается подсчетом стоимости сооружения в том и другом предположении относительно его местоположения и сравнением обеспеченности его устойчивости.



Фиг. 697.

Если предполагается построить не трубу, а мост, то вопрос сводится к экономии на основаниях под устои и на стоимости самих устоев, высота которых с переносом на склон лога уменьшается, а, следовательно, сильно уменьшается (примерно, пропорционально квадрату высоты) и стоимость устоев. Стоимость же устоев для мостов малых пролетов с железным пролетным строением, например, составляет $^4/_5 - ^3/_4$ стоимости всего моста.

Относительно расположения малых мостов на суходолах или ручьях необходимо иметь в виду также следующий случай. У нас в СССР железные дороги нередко строятся с временными деревянными мостами, с целью сокращения первоначальной стоимости дороги. Большею частью при этом имеется в виду, при первой же потребности в капитальном ремонте деревянных мостов, перестроить их на постоянные мосты: каменные, железобетонные или железные на каменных устоях. Деревянный мост может прослужить от 5 до 10 лет. Когда дорога эксплоатируется, приходится перестраивать мост при условии сохранения непрерывного движения по дороге, для чего сплошь и рядом приходится строить обходные пути с новыми на них временными мостами (фиг. 698). Если длина моста на обходе должна быть значительна, то выгодней бывает обход обратить в постоянный путь; на нем построить в *B* постоянный мост, а старый мост в *A* разобрать.



Фиг. 698.

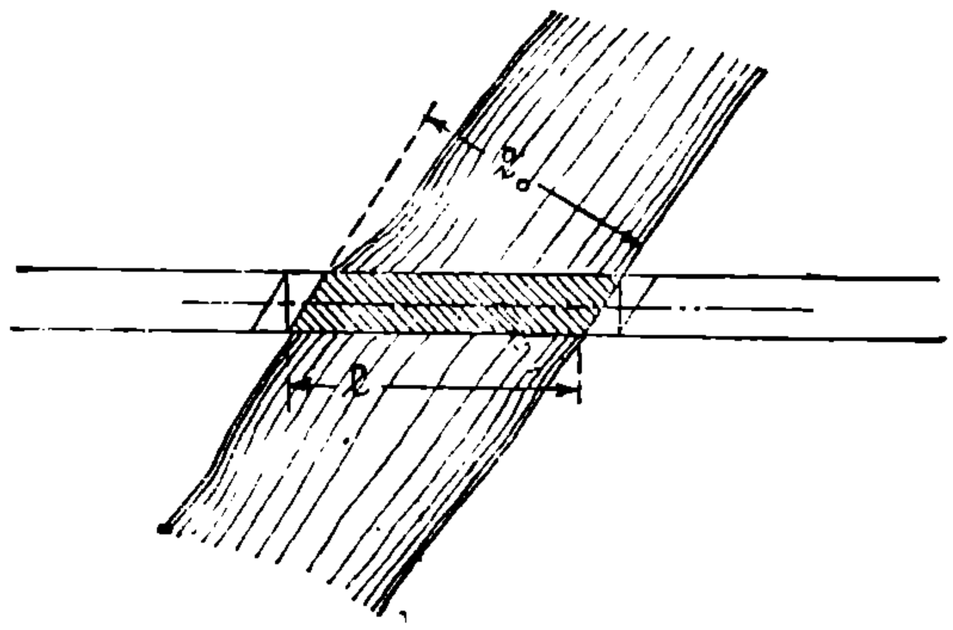
Следствием этого является искривление пути, которого можно избежать, если при постройке деревянного моста принять во внимание будущее переустройство. его и поставить деревянный мост не в *A*, а на обходе в *B*. Тогда при перестройке постоянный мост окажется на своем месте, и путь не будет испорчен. В виду этого комиссариат путей сообщения в „Технических

условиях проектирования и сооружения железных дорог первостепенного значения (магистралей)" требует (§ 42, примечание), чтобы деревянные мосты, допускаемые лишь в виде временных сооружений, устраивались на объездных путях.

Когда приходится устраивать мост малого отверстия через ручей, небольшую речку или через другую дорогу, или если водоток (или дорога) и мост приходятся в неудобном относительном положении, то приспособляют русло (или дорогу) к положению моста, а не наоборот. В таких случаях стремятся:

1) расположить мост нормально к потоку,

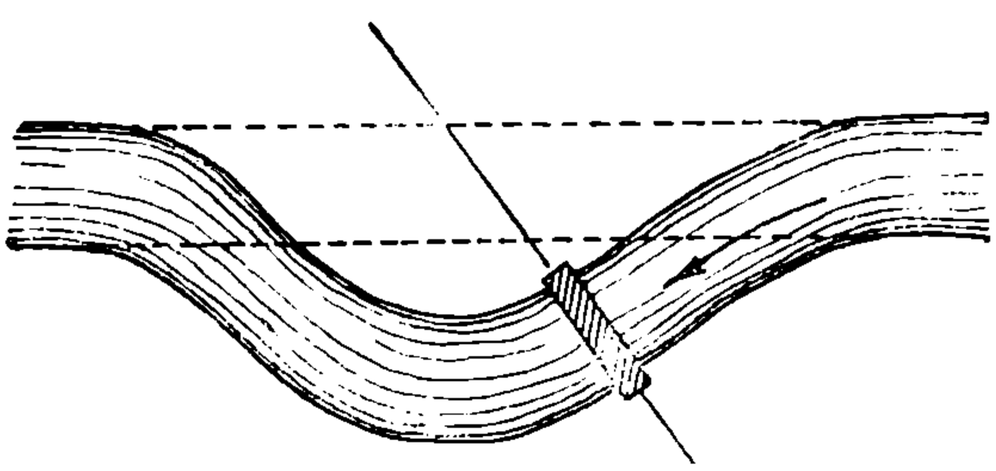
2) расположить мост на более прочном грунте, чтобы уменьшить стоимость сооружения.



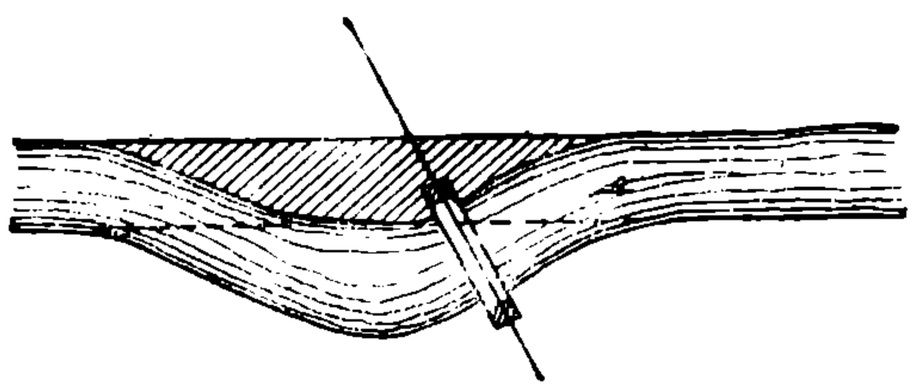
Фиг. 699.

Первое из указанных стремлений вытекает из того, что косое расположение требует удлинения моста, так как отверстие моста, необходимое для пропуска потока, считается по нормали к потоку. При угле $\alpha = 45°$, длина по косому направлению (фиг. 699) равна $1{,}41\ l_0$ — длины по нормали. Кроме того, если мост каменный, то неизбежна кладка косых сводов, которая обходится дороже кладки прямых сводов и требует лучших материалов и работы. Если мост железный, получается повышение стоимости ферм в виду более сложной конструкции их.

Для малых мостов через потоки, *не выходящие* из берегов при наибольшем количестве воды, первое условие легко достигается регулированием



Фиг. 700.



Фиг. 701.

русла. Русло отклоняют так, чтобы поток был нормален к пути (фиг. 700, 701). Расположение по фиг. 700 лучше второго, так как весь мост может быть построен на сухом месте до перевода русла.

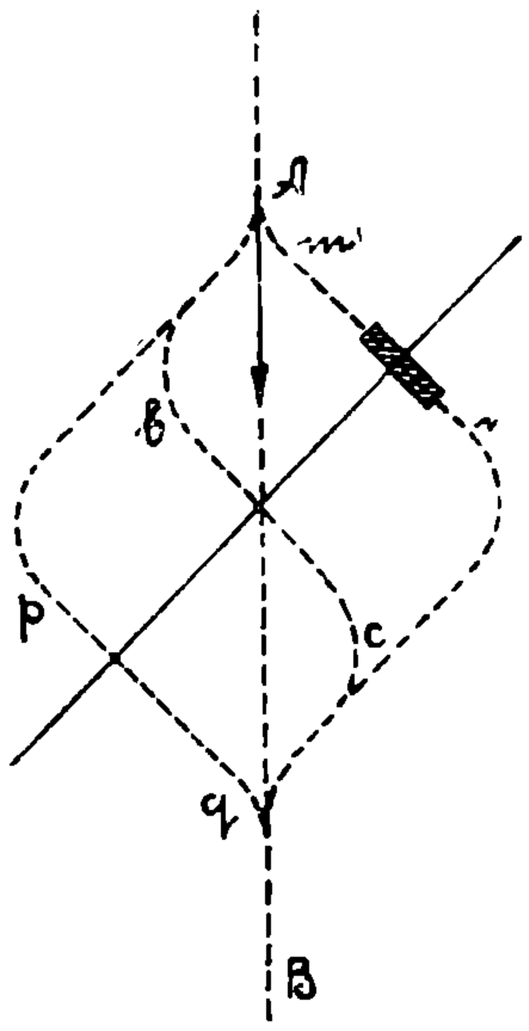
При этом необходимо обратить внимание на следующее обстоятельство. Отклонение возможно по трем вариантам (фиг. 702); при показанном на чертеже направлении течения AB следует отдать предпочтение расположению ***mn***, при котором поток направится вдоль насыпи лишь по выходе

НВ УДУНТ (ДІІТ)

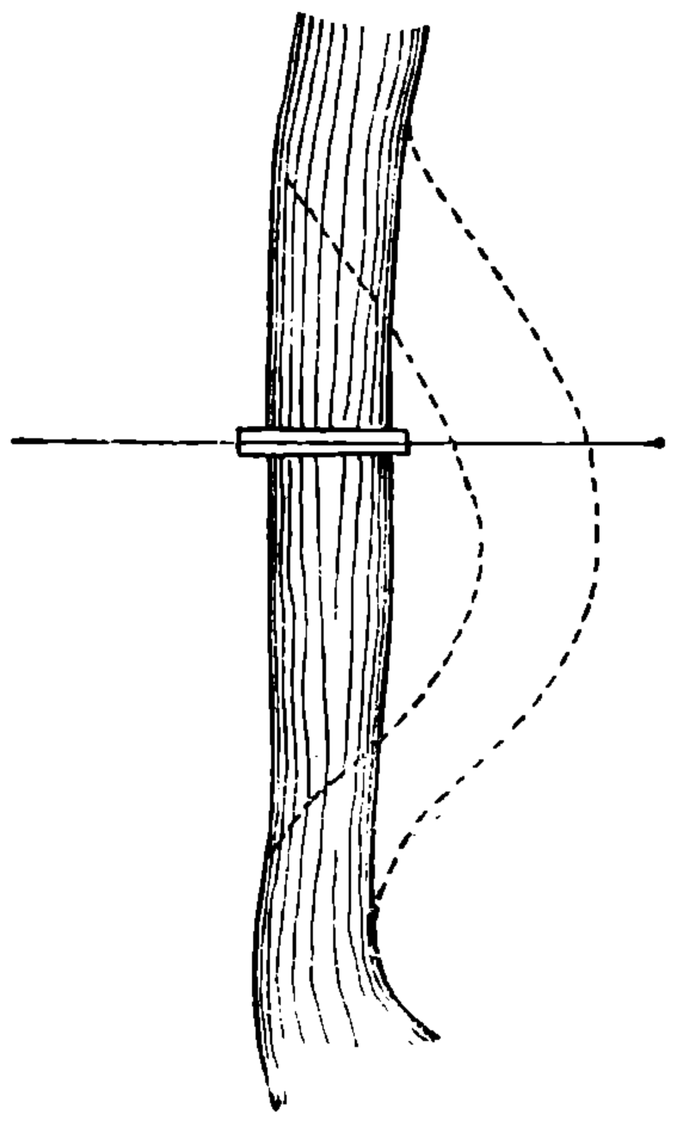
из-под моста; в случае размыва русла, оно будет подвигаться от насыпи, а не к насыпи, что имело бы место при выборе варианта *pq*.

Для потока, сильно выходящего из берегов, эти соображения не имеют места; в этом случае следует строить косой мост, а насыпь следует ограждать от подмывов укреплением ее откосов и устройством струенаправляющих подсыпок из земли.

Если ручей или речка делают излучину (фиг. 703), то прямой угол между осью моста и потоком может быть достигнут спрямлением русла.



Фиг. 702.



Фиг. 703.

В быстрых горных ручьях отклонение русла может, однако, представить немалую опасность, так как полые воды стремятся по естественному руслу и могут снести насыпь, преграждающую им путь, отрезать устой от берега, подмыть и разрушить его. В таких случаях тоже приходится прибегать к устройству косого моста.

52. Задачи изысканий. — Для составления проекта моста необходимо располагать полными данными о тех местных условиях, в которых мост будет существовать и при которых его придется возводить. Нужны данные о наибольшем количестве воды, которая должна пройти под мостом, о скорости ее движения, о роде грунтов, определяющих род оснований и приемы производства работ, о местных материалах, годных для постройки моста, о стоимости рабочих рук и т. под.

Все эти данные собираются предварительными изысканиями.

Сухая долина или долина, по тальвегу которой течет ручей, наполняется значительным количеством воды весной при таянии снега и во время ливней, выпадающих в пределах бассейна долины. На основании наблюдений принято считать, что долины с площадью бассейна до 60 кв. километров

НБ УДУНТ (ДІІТ)

получают наибольшее количество влаги от ливней; для больших же бассейнов наибольшее количество воды получается от таяния снегов, и в большинстве таких случаев приходится иметь дело с речкой, быт которой и подлежит изучению.

Задачи изысканий и вопросы определения отверстия для мостов на реках рассматриваются во второй части курса [1]).

Это основное положение представляет, конечно, слишком широкое обобщение, чтобы не дать исключений для такой страны, как СССР. По заявлениям управлений Московско-Виндавской ж. д. и Балтийской оказывалось, что для расчета мостиков в северной и средне-северной полосе России большее значение имеют весенние снеговые воды, чем летние ливневые. С другой стороны, наблюдения на 2-й Екатерининской ж. д. указывают, что для некоторых рек с бассейнами более 60 $км^2$ весенний расход меньше ливневого.

Но, в общем, руководство этим положением дает достаточно удовлетворительные результаты, и им придется пользоваться до тех пор, пока более точные и систематические наблюдения не дадут возможности установить границы для каждой области отдельно.

Величина отверстия моста, устраиваемого на суходоле или через ручей, при бассейне до 60 $км^2$, определяется, таким образом, количеством ливневых вод, которое может притечь к сооружению и которое сооружение должно пропустить. Нередко, впрочем, случается, что по суходолу пролегает полевая или проселочная дорога, которую является необходимым пропустить здесь же под полотном строящейся дороги. В таких случаях отверстие моста должно удовлетворять условиям проезда под мостом и условиям пропуска ливневых вод.

На количество дождевой воды, которое может притечь к сооружению вследствие ливня, имеют влияние следующие обстоятельства:

Величина площади бассейна, с которого выпавшая вода течет к сооружению. При малых бассейнах ливни, распространяющиеся вообще по поверхности земли узкой и длинной полосой, могут целиком захватить поверхность бассейна; при больших бассейнах ливень покрывает лишь часть его, на остальной части интенсивность дождя понижается. Неравномерное выпадение дождевой воды не может быть положено в основу расчета; приходится считать интенсивность дождя или ливня одинаковой для всей поверхности бассейна.

Величина бассейна определяет, таким образом, при прочих равных условиях, количество воды, которое может подойти к мосту.

Длина и ширина лога. — С короткого лога вода скорее соберется у сооружения; здесь имеется больше шансов на то, что частица воды, выпавшая в наиболее удаленном месте бассейна, притечет к сооружению еще в то время, когда ливень не прекратится, а, значит, и со всех других точек поверхности бассейна частицы воды подойдут одновременно с нею

---

[1]) *Г. П. Передерий,* Курс мостов, Часть II, Мосты больших пролетов, Отдел I, Каменные мосты, Ленинград, 1925 г.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

к сооружению; при этих условиях в секунду времени к сооружению подойдет наибольшее количество дождевой воды.

По данным для 100 оврагов на 2-й Екатерининской ж. д. получена табличка следующих соотношений между площадью бассейна и его длиной.

Площадь бассейна в кв. верстах.			Отношение площади к длине.
	до	1,0	0,54
1,0		2,5	0,94
2,5		5,0	1,40
5,0		10,0	1,82
10,0		20,0	1,97
20,0		50,0	2,5 — 3,0

Уклон лога. От *общего уклона* лога, считая от его верховья до сооружения, зависит, между прочим, скорость движения частицы, выпавшей в наиболее удаленном от сооружения месте. При одинаковой длине лога и при одинаковых других условиях частица тем скорее дойдет до сооружения, чем уклон лога больше, а в таком случае имеется больше шансов одновременного прибытия к сооружению частиц со всего бассейна или с большей его части, смотря по продолжительности ливня.

От частного уклона лога близ самого сооружения зависит уже скорость воды, притекающей к сооружению в массе. От нее зависит величина подпора собирающейся у сооружения воды, т. е. горизонт ее стояния в каждый данный момент и горизонт ее наивысшего подъема. Чем больше этот уклон и чем больше скорость притекания, тем меньше будет подпор, так как тем меньше разница между естественной скоростью потока и той, которая будет допущена под мостом, в зависимости от способа укрепления лотка; наибольшую скорость 5,0 *м* в сек. можно допустить, если под мостом сделать каменный лоток. Подпора может и совсем не быть, если текущий с достаточной скоростью поток пропустить под мостом без стеснения.

Поперечные уклоны лога и вообще поперечный профиль лога оказывает влияние на количество притекающей воды вследствие того, что им определяются гидродинамические элементы потока. Чем уже русло, круче склоны, тем сжатей получается поток, тем он глубже, тем больше, при прочих равных условиях, скорость движения потока, значение которой указано в предыдущем пункте. С увеличением крутизны боковых скатов уменьшается также время, нужное для прохода частицей воды расстояния до сооружения; это же ведет к увеличению расхода при прочих равных условиях, так как с большей части бассейна вода соберется у сооружения к концу ливня.

Интенсивность и продолжительность ливня. — От большего или меньшего количества воды, выпадающего во время ливня на поверхность в единицу времени и называемого интенсивностью ливня, в прямой зависимости находится количество воды, которое в единицу же времени может притечь к сооружению. Интенсивность ливня измеряется толщиною слоя выпавшей воды. Сооружение должно быть расчитано на пропуск наибольшего ливня, который только возможен в данном районе. Эту наибольшую интенсивность

НВ УДУНТ (ДІІТ)

ливня приходится получать из метеорологических наблюдений, которые для точного решения вопроса требуется производить на протяжении большого промежутка времени.

Кроме того, эти наблюдения должны быть специально приспособлены к данной задаче, так как сила ливня не одинакова на всей площади его распространения и убывает от центра к периферии. Для наших целей важно знать среднюю интенсивность ливня для площади его распространения и величину этой последней, а также продолжительность ливня. Если ливень короток, то к сооружению подойдут одновременно частицы воды не со всего бассейна: наиболее далекие запоздают, и, когда они притекут, для них уже освободится место под мостом. Замечено, что чем интенсивнее ливень, тем он короче. Ответа на эти вопросы не могут дать обыкновенные метеорологические наблюдения, отмечающие суточное выпадение воды в данной точке. Для этого нужно иметь целую сеть дождемеров с специальной программой производства наблюдений (ливнемеры).

За последние десятилетия в России организованы точные наблюдения над ливнями при помощи плювиографов и ливнемеров. На основании показаний этих приборов и общих метеорологических наблюдений за 3 года 1903—1905 гг. Берг дает нижеследующую сводную таблицу наибольших ливней по различным районам Европейской России (в миллиметрах в 1 минуту).

Районы	Продолжительность ливня в минутах				
	1 — 5	6 — 15	1 — 30	31 — 45	46 — 60
Северный	—	1,07	0,97	0,55	0,48
Северо-Западный .	1,84	2,21	1,12	1,07	0,90
Западный .	3,83	1,83	1,75	1,25	0,86
Центральный .	1,90	2,94	1,36	0,95	0,56
Восточный	1,50	1,27	1,02	0,81	0,41
Юго-Восточный	—	2,72	1,50	0,94	0,46
Юго-Западный	5,65	2,15	2,35	1,15	0,92

Проф. Николаи дает, по Воейкову, следующую табличку зависимости продолжительности и интенсивности ливней:

Продолжительность ливня	Среднее колич. осадков в 1 минуту	Продолжительность ливня	Среднее колич. осадков в 1 минуту
Менее 15 мин.	3,15 *мм*	от 1 ч. до 1½ ч.	0,57 *мм*
от 15 до 30	3,21	1½ 2	0,40
30 45	0,91	2 3	0,36
45 1 ч.	0,88	3 4	0,25

НБ УДУНТ (ДІТ)

Интенсивности ливня в 1 *мм* в 1 минуту соответствует средняя продолжительность в 45 минут.

Наибольшая наблюденная в России интенсивность равна 5,7 *мм* (в Полтавской губернии). Затем 5,65 *мм* (в Екатеринославской губернии).

Свойства почвы бассейна. — В зависимости от свойств грунта и рода его поверхности, покрытой травой, кустарником или непокрытой, находится количество дождевой воды, уходящей в грунт или испаряющейся, а потому не требующей забот о пропуске под мостом. Из наблюдений оказывается, что при скалистых грунтах с большим количеством трещин и в грунтах меловой формации вся вода почти проходит в грунт. В гранитных породах и в глинистых грунтах в почву уходит 30 — 40% выпавшей воды. Когда поверхность бассейна покрыта растительностью в виде трав, то принимают, что теряется в грунте от 25 до 43% выпавшей воды. Способность почвы поглощать дождевую воду зависит от ее состояния в отношении сухости. Если предыдущими дождями почва была уже насыщена, то ливневой воды она уже не может принять, и последняя вся потечет к сооружению.

Управление 2-й Екатерининской ж. д. на основании литературных данных составило следующую таблицу количеств поглощаемой воды в 1 секунду поверхностью в 1 кв. версту.

Площадь бассейна в кв. верстах	Колич. погл. воды в 1 сек. на 1 кв. версту в куб. саж.	Площадь бассейна в кв. верстах	Колич. погл. воды в 1 сек. на 1 кв. версту в куб. саж.
0 до 0,5	0,385	15 до 18	1,312
1 2,0	0 722	20 25	1,400
5 6,0	0,972	40 45	1,560
9 10,0	1,136	50	1,610

Для Франции Thome de Gamond дает средний коэффициент стекания дождевой воды 0,50, т. е. коэффициент поглощения и других потерь равен 0,50.

Итак, во время изысканий необходимо собрать следующие данные для составления проекта:

1) *Площадь бассейна.* — Если площадь бассейна менее 10 кв. верст, то она определяется по плану, снятому обходом бассейна. Если площадь бассейна больше 10 кв. верст, то достаточно точно величина ее определяется по 3-верстной карте; если площадь бассейна более 100 верст, достаточно точные результаты можно получить и по 10-верстной карте.

Если бассейн состоит из главного и боковых тальвегов, необходимо иметь площади отдельных тальвегов и их расположение в плане.

Таким образом, изыскания должны дать план бассейна с показанием боковых тальвегов и их границ и с нанесением дна главного лога и боковых. По этому плану подсчитывается площадь всего бассейна и боковых логов отдельно.

2) *Продольный средний уклон лога.* — Для получения этого уклона не-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

обходимо пронивелировать лог на протяжении от сооружения до верховья лога, идя по его дну. Если в бассейне имеются боковые логи, то то же самое должно быть сделано и для них.

Изыскания должны дать продольные профили как главного, так и боковых тальвегов от сооружения до вершины каждого.

3) *Уклон лога у сооружения.* — Этот уклон нужен будет при расчете отверстия моста для определения скорости притекания. Он получается нивелировкой дна лога на протяжении по 150 — 200 *м* от сооружения вверх и вниз по логу. Если для среднего уклона будет иметься подробный общий продольный профиль лога, то его достаточно для определения уклона лога у сооружения. Но упомянутый общий продольный профиль нужно продолжить и за сооружение для проектирования укреплений выходного лотка, если таковые понадобятся.

4) *Поперечный профиль оврага* по оси полотна и несколько поперечных профилей выше оси пути (вне пределов обреза насыпи) и ниже оси пути для случая более или менее большого оврага и высокой насыпи или явной необходимости укрепления оврага. Это необходимо для выбора местоположения моста и укрепленных выходного и подходного лотков. В особо серьезных случаях необходимо получить план части оврага у сооружения в горизонталях в достаточных пределах места.

5) *Напластование грунтов,* получаемое при помощи щупа, шурфов, или бурения, смотря по обстоятельствам и важности сооружения. Необходимо также определить глубину промерзания.

Весьма неопределенными, но очень важными для правильного задания величины отверстия моста являются интенсивность и продолжительность ливня и потери на просачивание воды в грунт и на испарение. В этом отношении инженерная практика ищет решения массовыми обследованиями существующих уже сооружений, построенных при аналогичных условиях на основании более или менее гадательных предположений. Сюда же направлены исследования обстоятельств, при которых происходили случаи, ясно указывавшие на недостаточность водопропускной способности сооружений. В виду важности вопроса, с которым связана, как показала практика, безопасность пользования путями сообщения, он был в России в отношении железных дорог нормирован циркуляром министерства путей сообщения в 1884 году. Министерство предписало для вычисления количества ливневой воды, притекающей к сооружению, пользоваться нормами австрийского инженера Кестлина.

53. Нормы для определения количества ливневых вод. — В основу своих норм Кестлин положил данные о ливне, бывшем на юге Венгрии и давшем в 10 минут слой осадков 9,7 *мм*, или в секунду слой 0,016 *мм* толщиной. Затем он положил, что с бассейнов длиною до 3,5 версты ($^1/_2$ мили) к сооружению притекает 0,5 всей выпавшей воды, остальная часть поглощается почвой. При продолжительности ливня в 10 мин. частица воды, выпавшая на расстоянии 3,5 версты от сооружения, должна итти к сооружению со скоростью не меньше 6,67 *м/сек*, что считается преувеличенным. По Винклеру, для этой скорости можно допустить не более 3 *м/сек*.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Если же скорость притекания уменьшить даже в 3 раза, то, по нормам Кестлина, останется предположить продолжительность ливня не в 10, а в 30 минут, или для 10 мин. продолжительности взять интенсивность 3 *мм* в минуту. Оба эти предположения вполне допустимы по наблюдениям над ливнями.

Затем, по анализу, произведенному управлением Лодзинской ж. д., нормы Кестлина можно считать соответствующими следующим более или менее правдоподобным реальным условиям:

Область распространения ливня равна 2 кв. верстам, интенсивность 1 *мм* в минуту; во время ливня на остальную площадь бассейна падает дождь интенсивностью $^1/_3$ *мм* в минуту.

При этих условиях оказывается, что общее количество выпадающей воды, отнесенное на единицу площади, изменяется по тому же закону, как и коэффициенты Кестлина.

Таким образом, несмотря на малую интенсивность ливня, принятого Кестлином для норм, последние оказались более или менее удовлетворяющими условиям действительности.

По случаю крушения поезда в 1900 году на Харьково-Балашовской линии Юго-Восточных жел. дорог вследствие размыва насыпи водою от выпавшего ливня, в министерстве путей сообщения был возбужден вопрос о достаточности норм Кестлина и о согласовании их с местными условиями в различных железнодорожных районах России. По этому поводу произведена была анкета железнодорожных управлений и управлений округов путей сообщения, отзывы которых собраны в докладе проф. Л. Ф. Николаи от 1907 года.

На основании собранного материала Николаи пришел к следующим заключениям:

Нормы Кестлина для столь обширной страны, как Россия, оказались заданными удачно. Из 32 отзывов за увеличение принятых ныне норм высказались 60%, за сохранение или уменьшение их — 40%. Несомненно, по мере накопления данных придется в будущем для разных районов СССР установить разные ливневые нормы, а пока оставить норму интенсивности ливня в 1 *мм* в 1 минуту и продолжительность такого ливня принять равной 30 минутам, при ширине полосы ливня 3,5 версты и длине, равной средней ширине бассейна.

Расход, или количество воды, притекающей в 1 секунду к сооружению, выражается формулой:

$$Q = 16 \cdot \alpha \cdot F \text{ в } куб.\ м,$$

если F — площадь бассейна в квадратных километрах.

Иначе

$$Q = 1{,}875 \cdot \alpha \cdot \Omega \text{ в куб. саж.},$$

если Ω выразить в кв. верстах.

При этом коэффициент α *по нормам Кестлина* имеет следующие значения, в зависимости от длины лога:

НБ УДУНТ (ДІІТ)

При длине лога до	3,5	версты	$\alpha = 1/2$
	3,5	до 7 верст	от $3/8$ до $1/4$
	7	10,5 »	$3/16$
	10,5	14	$1/6$
	14	17,5	$1/16$

Для пологих долин коэффициенты, по нормам Кестлина, должны быть уменьшены вдвое.

Наше министерство указывало, что пологими нужно считать долины, уклон которых меньше 0,005, и для них уменьшать коэффициенты притекания воды вдвое.

Этими нормами в СССР пользовались до последнего времени при расчете мостиков на суходолах для железнодорожных путей. В некоторых случаях делались изменения норм в зависимости от местных условий. Так, напр., для Архангельской ж. д. нормы были уменьшены вдвое.

По нормам Кестлина, расход воды для ряда бассейнов с непрерывно изменяющимися площадью и длиною бассейна получается изменяющимся скачками; кроме того, не учитывается величина уклона лога, если не считать резкого понижения расхода при переходе уклона через 0,005. В виду этого проф. Николаи выработал нормы более совершенные, которые в 1926 г.[1]) получили санкцию комиссариата путей сообщения.

Проф. Николаи предложил формулу:

$$Q = 16\,\alpha\,\beta\,F,$$

где α — коэффициент, зависящий от длины бассейна; β — коэффициент, зависящий от уклона лога.

Но в настоящее время приказом НКПС от 22 сентября 1928 г. введены следующие правила для определения количества ливневых вод.

1. Наибольшее количество притекающих к сооружению ливневых вод определяется по формуле

$$Q = C\alpha F \text{ в } \textit{куб. м} \text{ в секунду.}$$

F — площадь бассейна в квадратных *км*. C — количество воды в $м^3$ в секунду, притекающей с одного $км^2$ при коэффициенте $\alpha = 1$, берется по карте изолиний (фиг. 704). Промежуточные значения C — определяются по интерполяции. α — коэффициент, зависящий от длины бассейна L и его продольного уклона i, определяемый по таблицам 1 или 2. Для промежуточных значений L и i коэффициент α берется из таблиц для ближайших значений L и i.

2. Определение длины бассейна L, уклона i и площади его F производится по особой инструкции.

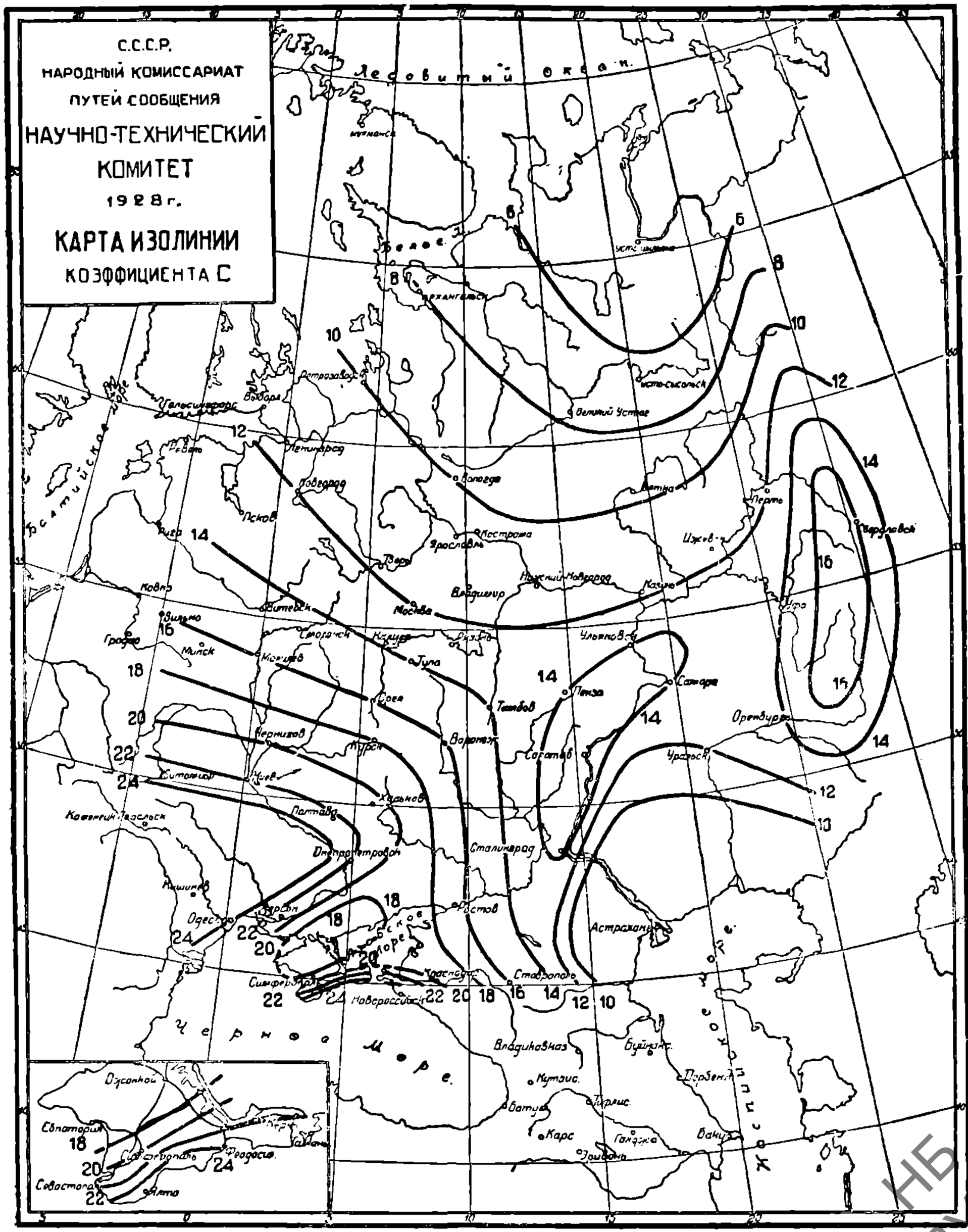
3. Формула пункта 1 применяется для бассейнов не больше 40 $км^2$, если же C меньше 15, то для бассейнов площадью не больше 60 $км^2$.

---

[1]) Приказ НКПС от 22/IV 1926 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

4. Допускается уменьшение расчетной величины ливневых вод не более, чем на 50%, при сильно проницаемых почвах, покрывающих большую часть бассейна, а именно: сыпучих песках мощностью не менее 1,0 *м*, рыхлых осыпях из щебня или гальки, трещиноватых известняках и гипсах. Не более, чем на 20%, для бассейнов площадью больше 20 *км*², покрытых на большей части лесом.



Фиг. 704.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

5. Надлежит повышать величину стока ливневых вод, но не более, чем на 30%, когда грунт на большей части площади бассейна состоит из непроницаемых пород, а именно: сплошной скалы при отсутствии трещин, жирной глины, вечно мерзлой подпочвы.

I.—Значения α при C меньшем или равном 12.

Lкм \ i	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,008	0,010	0,015	0,020	0,050	0,100
0	0,2	0,25	0,3	0,4	0 5	0,6	0 8	1 0	1,1	1,15	1,2	1,25
1	0,18	0,225	0,270	0,36	0,45	0,54	0,72	0,90	0,99	1,035	1,08	1,125
2	0,15	0,188	0,225	0,30	0,375	0,45	0,60	0,75	0,825	0,863	0,90	0,938
3	0,11	0,138	0,165	0,22	0,275	0,33	0,44	0,55	0,605	0,633	0,66	0,688
4	0,083	0,104	0,135	0,18	0,225	0,27	0.36	0,45	0,495	0,518	0,54	0,563
5	0,066	0,083	0,108	0,144	0,185	0,222	0,296	0,37	0,407	0,426	0,444	0,463
6	0,055	0,069	0,090	0,120	0,154	0,185	0,254	0,317	0,349	0,365	0,380	0,396
7	0,047	0,059	0,077	0,103	0,132	0,159	0,218	0,272	0,308	0,322	0,336	0,350
8	0,041	0,052	0,068	0,090	0,116	0,139	0,191	0,238	0,270	0,282	0,300	0,313
10	0,033	0,041	0,054	0,072	0,093	0,110	0,152	0,190	0,216	0,225	0,240	0,250
12	0,028	0,035	0,045	0,060	0,077	0,093	0,127	0,159	0,180	0,188	0,200	0,209
14	0,024	0,030	0,039	0,051	0,066	0,079	0,109	0,136	0,154	0,161	0,171	0,179
16	0,021	0,026	0,034	0,045	0,058	0,069	0,095	0,119	0,135	0,141	0,150	0,157
18	0,018	0,023	0,030	0,040	0,051	0,062	0,085	0,106	0,120	0,125	0,133	0,139
20	0,017	0,021	0,027	0,036	0,046	0,056	0,076	0,095	0,108	0,113	0,120	0,125

II.—Значения коэффициента α при C большем 12.

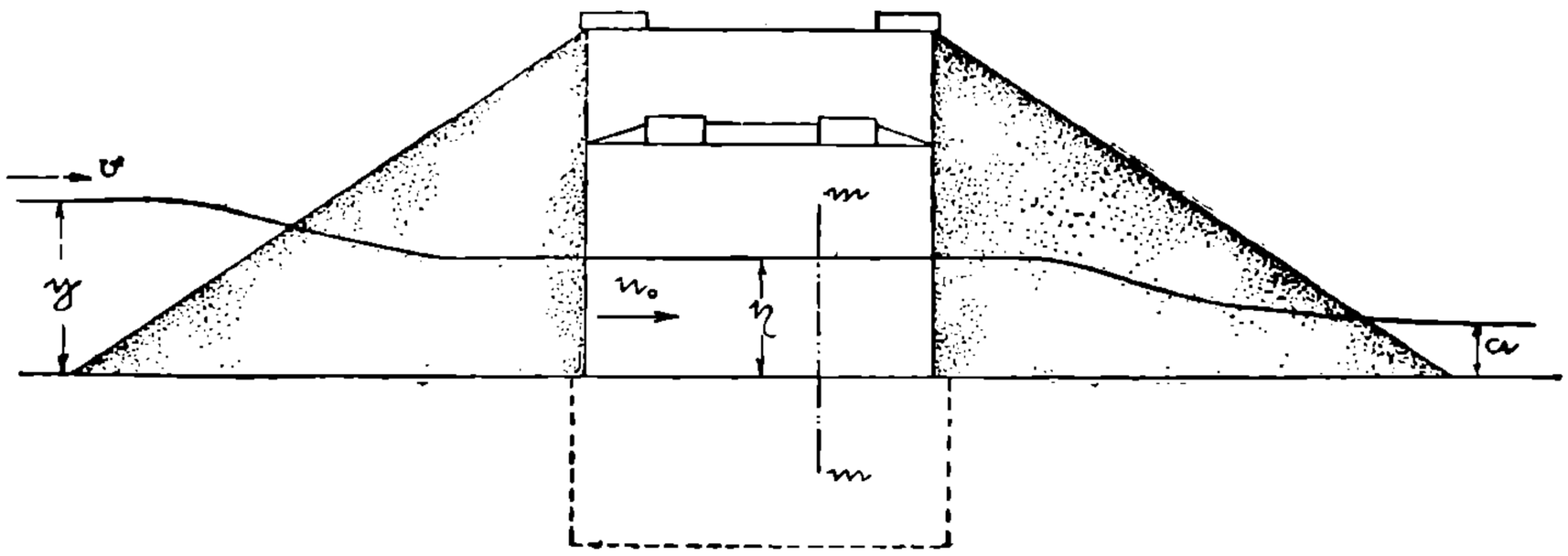
Lкм \ i	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,008	0,010	0,015	0,020	0,050	0,100
0	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,1	1,15	1,2	1,25
1	0,18	0,225	0,27	0,36	0,45	0,54	0,72	0,90	0,99	1,035	1,08	1,125
2	0,15	0,188	0,225	0,30	0,375	0,45	0,60	0,75	0,825	0,863	0,90	0,938
3	0,11	0,138	0,165	0,22	0,275	0,32	0,44	0,55	0,605	0,633	0,66	0,688
4	0,09	0,113	0,135	0,18	0,225	0,27	0,36	0,45	0,495	0,518	0,54	0,563
5	0,074	0,093	0,111	0,148	0,185	0,222	0,296	0,37	0,407	0,426	0,444	0,463
6	0,063	0,079	0,095	0,127	0,159	0,190	0,254	0,317	0,319	0,365	0,380	0,396
7	0,056	0,070	0,084	0,112	0,140	0,168	0,224	0,280	0,308	0,322	0,336	0,350
8	0,050	0,063	0,075	0,100	0,125	0,150	0,200	0,250	0,275	0,288	0,300	0,313
10	0,042	0,053	0,063	0,084	0,105	0,126	0,168	0,210	0,231	0,242	0,252	0,263
12	0,035	0,046	0,055	0,073	0,092	0,110	0,146	0,183	0,201	0,210	0,220	0,229
14	0,030	0,039	0 049	0,066	0,082	0,098	0,131	0,164	0,180	0,189	0,197	0,205
16	0,026	0,035	0,043	0,060	0,075	0,090	0,120	0,150	0,165	0,173	0,180	0,188
18	0,023	0,031	0,038	0,053	0,068	0,082	0,109	0,136	0,150	0,156	0,163	0,170
20	0,021	0,028	0,034	0,048	0,061	0,075	0,100	0,125	0,138	0,144	0,150	0,156

НБ УДУНТ (ДІІТ)

54. Определение отверстия моста. — На основании данных, полученных изысканиями, пользуясь нормами, определяют наибольшее предвидимое количество воды, а затем *отверстие* моста — основную величину для проектирования.

Явление протекания воды под мостом представляется, таким образом, в следующем виде.

Вода подходит к сооружению с бытовой скоростью v_0 слоем толщиною a; вследствие разлива после устройства моста скорость подхода изменяется в v. Сужение сечения бытового потока насыпью создает перед отверстием моста подпор (фиг. 705); глубина потока увеличивается здесь до y. Подпор увеличивает бытовую скорость под мостом до u_0; за мостом вода снова течет в бытовых условиях.



Фиг. 705.

Условия протекания близки к случаю протекания через незатопленный водослив с широким порогом. Правдоподобно допущение, что под мостом движение является установившимся при глубине η и скорости u_0, причем глубина η устанавливается такой, при которой через данное отверстие протечет наибольшее количество воды (принцип наибольшего расхода).

Для установившегося движения расход в каком-либо сечении mm

$$q = \mu \cdot b \cdot \eta \cdot u_0 = \mu \cdot b \cdot \eta \cdot \sqrt{2g(y + k - \eta)} \qquad [a]$$

Здесь b — отверстие моста, принимаемое прямоугольным; $k = \frac{v^2}{2g}$ — подпор, равнозначный действию скорости притекания, $g = 9{,}81$ *м/сек*^{2} — ускорение силы тяжести.

Из условия наибольшего расхода получаем

$$\eta = \frac{2}{3}(y + k),$$

так как при этой глубине расход будет наибольший.

В самом деле, при некотором определенном b, постоянных μ, y, k расход q будет наибольший, когда будет иметь maximum выражение U,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

равное $\frac{q^2}{2gb^2}$, которое, по уравнению [a], выражается формулой:

$$U=\frac{q^2}{2gb^2}=\mu^2\eta^2(y+k-\eta).$$

$$\frac{dU}{d\eta}=\mu^2(2\eta\cdot y+2\eta\cdot k-3\eta^2)=0,$$

откуда

$$\eta=\frac{2}{3}(y+k). \qquad [b]$$

Подставляя [b] в [a], получим для наибольшего расхода Q:

$$Q=\frac{2}{3}\mu b(y+k)\sqrt{2g\cdot\frac{y+k}{3}}. \qquad [c]$$

Скорость u_0, с которою вода протекает в сооружении при слое η, равна

$$u_0=\sqrt{2g(y+k-\eta)}=\sqrt{2g\frac{y+k}{3}}. \qquad [d]$$

Пользуясь выражением [d], получим из формулы [c]:

$$Q=\frac{\mu b\cdot u_0^3}{g}. \qquad [e]$$

Коэффициент расхода μ имеет, по Навье, следующие значения:

$\mu=0{,}95$ — для опор с полукруглой и остроконечной формой,

$\mu=0{,}90$ — для обделки опор с плоскостями под тупым углом,

$\mu=0{,}80$ — для прямоугольных опор.

Для небольших арок, пяты которых затопляются потоком, следует брать $\mu=0{,}70$.

По Croizette-Desnoyers, коэффициент μ изменяется не только в зависимости от очертания опор, но и в зависимости от величины пролета:

Очертание опор	Коэффициент μ равен при пролете ($м$)					
	10	30	50	60	80	100
Прямоугольное .	0,79	0,86	0,90	0,92	0,97	0,99
Полуциркульное или равносторонний треугольник . . .	0,85	0,90	0,93	0,94	0,97	0,99
Вытянутый треугольник или готическая кривая .	0,89	0,93	0,95	0,96	0,98	0,99

Коэффициент расхода μ по нормам НКПС равен:

а) для мостов с конусами и труб, независимо от очертания их, с расходящимися откосными крыльями 0,90;

б) для мостов без конусов и для труб без расходящихся крыльев, а также для труб, срезанных в плоскости откоса насыпи, 0,80;

в) для труб с концами, выпущенными из тела насыпи, а также для арочных мостов с затопляемыми пятами 0,75.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Принимая $\mu = 0{,}85$, $g = 9{,}81$ *м/сек*², получим из формулы [*e*]:

$$b = \frac{11{,}54Q}{u_0^3}.$$

Что касается скорости u_0 потока, то допущение большей или меньшей величины ее зависит от свойств русла в отношении размыва. Русло под мостом оставляется в естественном виде или укрепляется одиночной или двойной мостовой, устройством каменного или деревянного лотка. В зависимости от состояния русла, для u_0 допускают следующие величины (в скобках даны величины из норм НКПС):

При плотно-глинистом русле	1,9	(1,8) *м* в сек.
» укреплении одиночной мостовой	2,5	(2,5) »
двойной »	3,5	(3,5)
каменным лотком	4,75	(5,0)
деревянным	6,60	(6,6)

Так как малые мосты и трубы проектируются обыкновенно сериями для отверстий 1; 1,5; 2; 3; 4; 5; 6; 10 *м* без промежуточных величин, то можно наперед составить табличку величин Q при различных скоростях под мостом соответственно роду укрепления русла.

Приводим такую табличку.

Таблица наибольших расходов, пропускаемых мостами разных отверстий при заданной предельной скорости протекания.

Скорости в *м/сек*		Отверстия мостов в *м*										
по дну	средняя	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
		Расходы в куб. метрах										
2,15	2,5	1,35	2,03	2,70	3,38	4,05	4,73	5,40	6,08	6,75	7,43	8,10
3,10	3,5	3,72	5,58	7,44	9,30	11,16	13,02	14,88	16,74	18,60	20,46	22,32
4,25	4,75	9,29	13,94	18,58	23,23	27,87	32,52	37,16	41,81	46,45	51,10	55,74

Имея расход Q по нормам и задавшись средней скоростью в сооружении, можем по табличке подобрать ближайшее большее отверстие его из серии имеющихся проектов. Пусть это отверстие l, тогда скорость под мостом будет:

$$V = \sqrt[3]{\frac{11{,}54Q}{l}}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Высота подпертого горизонта над дном лога определится из [*d*]:

$$y=\frac{3V^2}{2g}-k=\frac{3V^2-v^2}{2g},$$

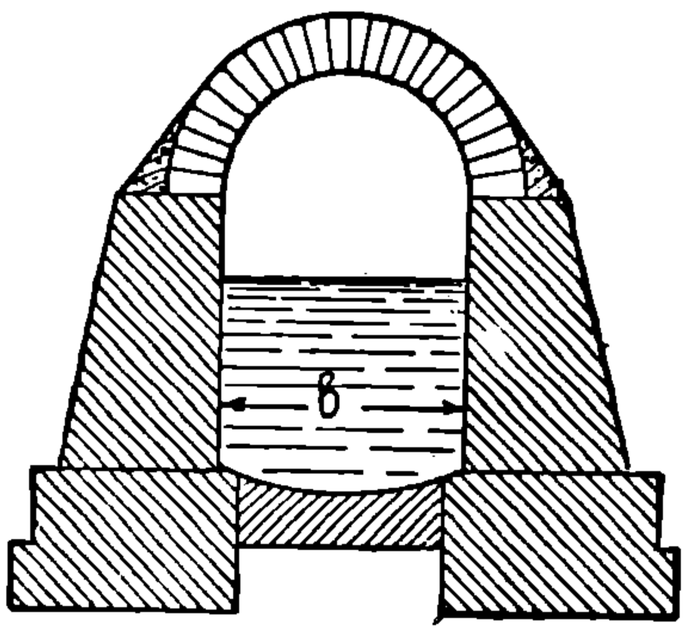
где v — скорость притекания, которая часто берется равной скорости v_0 нестесненного потока.

Значение y не должно быть меньше a — глубины нестесненного потока.

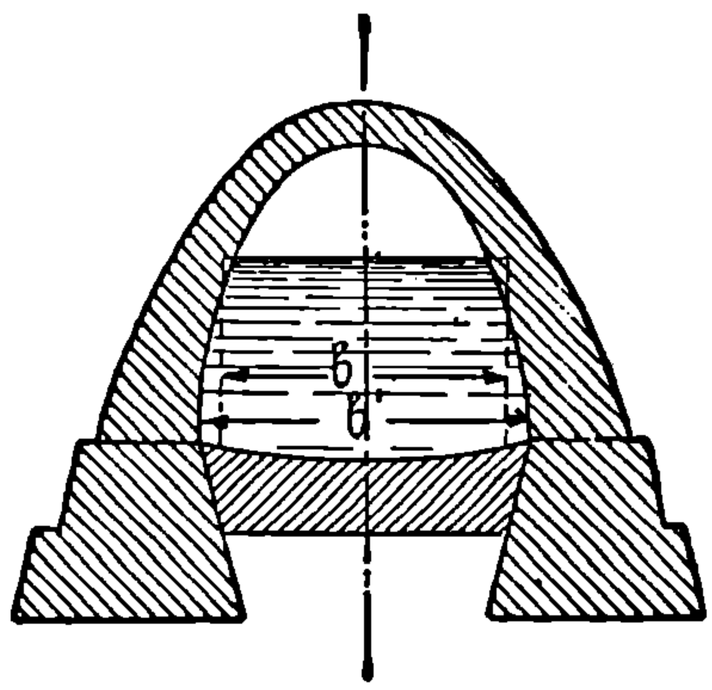
Возможен случай, когда по местным условиям η получается меньше a— глубины потока в нестесненном сечении. В таком случае полагают, что толщина потока под мостом равна a, т. е. $\eta=a$, и по формуле [*a*], зная η и

$$y=\frac{u_0^2}{2g}-k+a$$

(из [*d*] при $\eta=a$), определяют отверстие b. При этом отверстии мост не будет уже работать наивыгоднейшим образом, так как условие $\eta=\frac{2}{3}\cdot(y+k)$ осталось неудовлетворенным.



Фиг 706.



Фиг. 707

Определенное здесь отверстие относится к тем сооружениям, в которых живое сечение имеет прямоугольное очертание (фиг. 706), что выполняется, напр., при устройстве полуциркульных труб. Но в настоящее время трубам придают более рациональное очертание в отношении объема кладки, а именно, по кривой давления (фиг. 707). В таком случае найденное отверстие b надо увеличить на 15 — 25%, смотря по соотношению между прямоугольной и криволинейной площадью живого сечения при одном и том же горизонте воды.

Чтобы поддержать скорость V постоянной на всем протяжении ширины моста или длины трубы, необходимо лотку придать уклон, определяемый по одной из эмпирических формул для скорости V, в зависимости от уклона i и подводного радиуса R. Для этого применяют формулу Шези, которая дает уклон

$$i=\frac{V^2}{c^2R},$$

где c берется по формуле Базена (см. ниже).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Заметим еще, что из $[b]$ и $[d]$

$$\eta = \frac{u_0^2}{g}$$

или для скорости V, соответствующей отверстию l,

$$\eta = \frac{V^2}{g}.$$

Наконец, подпор у моста

$$h = y - a.$$

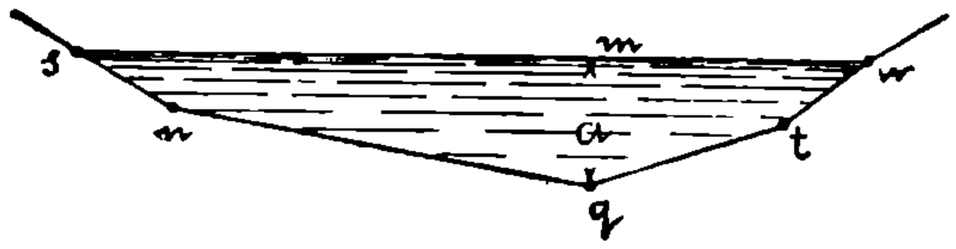
Так как для каменного лотка наибольшая средняя скорость потока 5,0 *м*, то наибольшая возможная глубина подпертой воды у моста равна по предыдущему (при $k=0$)

$$y = \frac{3 \cdot 5^2}{2 \cdot 9{,}81} = 3{,}82 \text{ м}.$$

Итак, для расчета отверстия моста, кроме расхода ливневых вод Q, который определяется по нормам, нужно еще знать глубину a и скорость протекания v_0 нестесненного потока.

Эти величины тесно связаны с профилем живого сечения, с уклоном потока и с расходом.

Определенной глубине a потока, текущего по тальвегу определенного поперечного сечения (фиг. 708), соответствует некоторый определенный горизонт m; этому горизонту соответствует определенное живое сечение, площадь которого ω, и подводный периметр $snqtw$, который обозначим через p; подводный радиус $R = \frac{\omega}{p}$. Этому радиусу и уклону лога у моста i соответствует некоторая скорость $v_0 = c\sqrt{Ri}$, где c коэффициент, определяемый по эмпирическим формулам, например, по формуле Базена (новой), имеющей следующий вид (при размерах в метрах):



Фиг. 708.

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

причем γ — коэффициент шероховатости, меняющийся от 0,06 до 1,75 в зависимости от состояния поверхности русла, для каменной одежды русла равен 0,85, а для земляного русла 1,30.

Получив скорость v_0, непосредственно получим и расход $Q = \omega \cdot v_0$. Если этот расход совпадает с имеющимся у нас расходом по нормам ливня, то горизонт m или глубина a заданы были удачно. В противном случае изменяем горизонт и переделываем расчет, и поступаем так до тех пор, пока не подберем такой горизонт, которому будет отвечать расход, равный или мало (на несколько процентов) разнящийся от имеющегося ливневого прихода воды.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

После этого решаем вопрос о состоянии русла под мостом; его можно оставить в естественном виде, можно укрепить одиночной или двойной мостовой, или сделать под мостом каменный лоток. Все эти виды русла допускают различную скорость по дну под мостом. Чем крепче русло, тем большую скорость можно допустить, тем больше будет h, тем меньше будет отверстие моста. Нужно подыскать наиболее экономное решение, отвечающее вместе с тем и другим условиям протекания воды, из которых важное значение имеют следующие два:

1) Подпор h воды перед мостом должен быть такой, чтобы вода нигде не была выше горизонта, находящегося на 1,0 *м* ниже бровки насыпи; при этом предполагается, что поверхность воды имеет вдоль насыпи уклон от берегов к мосту, равный 0,003.

2) Укрепление должно отвечать местным условиям лога за мостом, чтобы большая скорость воды, вытекающей из-под моста, не размыла лог и не потребовалось укрепление русла лога вне моста. Часто случается, однако, что такое укрепление необходимо во всяком случае, так как лог размывается и без моста.

Приведем в заключение требования технических условий проектирования магистралей, относящиеся к устройству мостиков и труб на железных дорогах первостепенного значения.

Пролетные части мостов балочной системы должны быть настолько подняты над подпорным уровнем самой высокой воды, чтобы от верхней поверхности подферменного камня до этого уровня было не менее 0,50 *м*, а низ ферм возвышался над водой не менее 0,75 *м*. В тех случаях, когда мостовые фермы имеют нижний пояс свой опущенным ниже верхней поверхности подферменных камней, низ мостовых ферм должен быть поднят над подпорным уровнем самых высоких вод не менее, как на 0,50 *м*.

В мостах арочной системы и в деревянных подкосных мостах подтопление пят и подкосов, как правило, не допускается, и горизонт самых высоких вод должен быть, во всяком случае, не выше центра верхней поверхности подферменного камня, определяемого пересечением оси арки с этой поверхностью, а в бесшарнирных арках не выше горизонта видимых пят и в деревянных подкосных мостах не выше нижней грани подушек, если правила возвышения низа пролетных строений не требуют большего возвышения у опор.

Таким образом, при расчете отверстий железных мостов необходимо располагать данными об уровне подферменного камня относительно подошвы рельса.

По проектам Среднесибирской ж. д. от подошвы рельса до верха подферменного камня расстояния H равны для мостов при езде поверху:

При пролетах $l =$	2 саж.	3 саж.	4 саж.	5 саж.	6 саж.	8 саж.	10 саж.
$H =$	0,605	0,665	0,683	0,755	0,906	1,33	1,705

От подошвы же рельса до бровки полотна, т. е. толщина баласта, 0,19 саж.

Относительно труб комиссариат путей сообщения предписывает, чтобы

НБ УДУНТ (ДІІТ)

вода при наивысшем своем уровне не доходила на 0,10 *м* до пят свода, если свод полуциркульный; при иного очертания сводах поднималась не выше $^3/_4$ полной высоты трубы, считая от лотка до нижней поверхности ключа свода, причем в сводах с подъемом более $^1/_3$ возвышение ключа свода над горизонтом высоких вод должно быть не менее 0,75 *м*, а при меньших подъемах — не менее 0,5 *м*.

Кроме того, каменные или бетонные трубы допускаются лишь отверстием не менее 1,0 *м* и при условии, чтобы общая толщина земляной засыпки и баласта над наружной поверхностью их свода *до подошвы шпал* составляла не менее 1,2 *м*.

§ 22. ОБЩИЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ.

55. Для железнодорожных мостов. — В технических условиях вообще — излагаются подробно требования, которым должно удовлетворять сооружение как в отношении размеров движения, тяжести фур, их состава и характера, так и в отношении местных условий положения моста. Сюда же относятся нормы для допускаемых напряжений, а иногда и указания о способах подсчета внешних сил, напр., давления ветра и т. п.

Для железнодорожных мостов обязательные общие условия изложены в „Технических условиях проектирования и сооружения магистралей", затем в „Своде распоряжений министерства путей сообщения по службе пути" и в отдельно составляемых для каждой новой дороги технических условиях ее сооружения, а также в отдельных циркулярах комиссариата путей сообщения и наконец в отдельных технических условиях для проектирования деревянных, каменных и т. д. мостов.

Приводим требования „Технических условий проектирования и сооружения магистральных железных дорог нормального типа", относящиеся к мостам малых пролетов.

а) (38). На всякой лощине, пересекаемой железнодорожным полотном, по которой вода течет постоянно или лишь в паводки и весной, должно быть устроено в полотне железной дороги искусственное сооружение надлежащего отверстия для пропуска означенной воды, за исключением лишь таких лощин, из которых вода может быть вполне надежно и безопасно спущена в сторону или в одну из смежных лощин, имеющую искусственное сооружение. Таких общих для нескольких лощин искусственных сооружений надлежит вообще избегать на косогорах, в особенности если крутизна заграждаемой лощины значительна и высота насыпи невелика.

б) (40). В суходолах и пересыхающих летом оврагах, а также на мелких ручьях и речках, в целях возможного использования искусственных сооружений для проезда и для прогона скота там, где это можно ожидать, мосты должны быть устраиваемы предпочтительно перед трубами с соблюдением условий, указанных в пункте *р*) (55).

в) (41). Фундаменты труб и каменных опор мостов, закладываемые в открытых котлованах, устраиваются под один путь, если не имеется специальных указаний в технических условиях сооружения дороги. Что касается

НБ УДУНТ (ДІІТ)

до кессонных или иных сложных оснований опор, то вопрос об устройстве их, а равно и самых опор, под один или два пути разрешается каждый раз НКПС при утверждении технических условий сооружения дороги или проектов самых сооружений в зависимости от срока предполагаемой укладки второго пути и других обстоятельств.

г) (46). Мосты и железнодорожные путепроводы могут быть устраиваемы, сообразно с местными условиями, на каменных, бетонных, железобетонных и металлических опорах с каменными, бетонными, железобетонными, металлическими и деревянными пролетными частями.

Путь на мостах и железнодорожных путепроводах может быть устроен на поперечинах или на сплошном баластном слое со шпалами.

При устройстве мостов и путепроводов пересечение, как правило, делается под прямым углом к пересекаемым рекам или дорогам. При неизбежности пересечения под косым углом разрешается устраивать опоры мостов и путепроводов косыми, причем пролетные строения их должны быть сделаны, по возможности, прямыми. В случае необходимости применения косых пролетных строений, таковая должна быть надлежаще обоснована.

д) (43). Конуса должны быть отсыпаны из надежного (несплывающего) грунта, причем откосы конусов в плоскости соприкасания с боковыми гранями обратной стенки каменных устоев мостов и труб могут иметь одиночный уклон при высоте насыпи не более 6 *м;* при большей высоте заложение конуса a при высоте насыпи H определяется по формуле:

$$a = H + 0{,}25\,(H—6).$$

Означенные откосы должны быть надлежащим образом укреплены по всей их высоте; равным образом должно быть ограждено от подмывов дно русел у мостовых опор, если это необходимо, а также должны быть прочно укреплены основания конусов и входные и выходные лотки труб и открытых мостиков.

Во всех искусственных сооружениях должен быть обеспечен правильный проход воды, и, в случае надобности, при них должны быть устроены струенаправляющие и струеотводные дамбы как с верховой, так и с низовой стороны.

При всяком искусственном сооружении должны быть устроены сходни на случай осмотра сооружения.

е) (45). Общая толщина земляной засыпки и баласта над наружной поверхностью свода в трубах до подошвы рельсов должна быть не менее 1,20 *м*. При соблюдении особо установленных на сей предмет более строгих условий [1]) проектирования и расчета труб допускается уменьшение означенной

---

[1]) Высота баластного слоя в ключе свода до подошвы рельсов должна быть: для каменных труб не менее 0,70 *м*, для бетонных 0,60 *м* и для железобетонных 0,50 *м*.

Напряжения в сводах должны быть определены как от постоянной нагрузки, так и от подвижной, вводимой в расчет в виде системы сосредоточенных грузов; при этом допускается принимать во внимание распределение подвижной нагрузки под подошвой шпал через баласт под углом в 30° к вертикали как в продольном, так и в поперечном направлениях.

При расчете труб отверстием до 6 *м* включительно подвижная нагрузка вводится в расчет с динамическим коэффициентом 1,20.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

общей толщины земляной насыпи и баласта над наружной поверхностью свода трубы до величин, указанных выше в примечании, причем вся засыпка в этом случае должна быть сделана из баласта.

Высота трубы за пределами влияния подпора может быть уменьшена сравнительно с высотой трубы у ее входного конца.

ж) (46). Мосты и железнодорожные путепроводы, как правило, располагаются на прямых и горизонтальных участках пути.

В отдельных случаях, когда по местным условиям это необходимо, допускается расположение мостов и железнодорожных путепроводов, независимо от величины и числа их пролетов, как на уклонах и кривых в отдельности, так и на допускаемых совпадениях уклонов с кривыми; устройство мостов и путепроводов на уклонах и кривых не должно нарушать условий судоходства и сплава под мостом или движения под путепроводом. Необходимость устройства на кривых и уклонах должна быть для мостов и путепроводов пролетом свыше 15 *м* доказана экономическими подсчетами.

Прочность и устойчивость пролетного строения и опор мостов и путепроводов, располагаемых на кривых, уклонах и их совпадениях, должны быть расчитаны на те дополнительные усилия, которые обуславливаются указанным расположением мостов и путепроводов. Типовые пролетные строения до 15 *м* пролетом могут применяться без поверочного расчета на кривых радиусом не менее 600 *м* и на уклонах не круче 0,009 и при соответственных совпадениях уклонов с кривой. (Дальнейшие подробности см. „Техн. усл. для проект. магистралей“ § 46.)

з) (46). Устоям моста или железнодорожного путепровода должна быть придана такая ширина, чтобы от наружной боковой грани подферменного камня до ближайшей боковой грани устоя, параллельной оси пути, расстояние было не менее 0,50 *м*. Во всяком случае ширина устоев не должна быть менее: а) при одном пути 4,25 *м*, если мост имеет высоту не более 5,50 *м*, и 4,65 *м*, если мост выше 5,50 *м*, б) при двух путях 8,80 *м* независимо от высоты насыпи.

и) (46). На пролетных частях постоянных мостов и железнодорожных путепроводов отверстием в 6 *м* и более должны быть установлены *перила*. Перила эти обязательны как на пролетных частях, так и на устоях мостов и путепроводов независимо от величины их отверстия, если высота их превышает 6 *м*. Пролетные строения и устои мостов и путепроводов в пределах станционных площадок ограждаются перилами независимо от их отверстия и высоты. В случае устройства нескольких пролетных строений рядом перила устраиваются с крайних сторон крайних путей, и вся проезжая часть и междопутья покрываются настилом.

На устоях и быках мостов и путепроводов пролетом свыше 20 *м* и высотой более 8 *м* устраиваются перила, ограждающие подферменную площадку.

к) (46). На мостах и путепроводах общей длиной более 15 *м*, а также на всех мостах, расположенных на насыпи высотой свыше 6 *м*, независимо от длины их, или расположенных на кривой, независимо от высоты насыпи и длины их, устраиваются *охранные приспособления*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

На мостах и путепроводах, где не устраивается охранных приспособлений, настил, головки болтов и другие устройства должны допускать пропуск снегоочистителя без поднятия плуга.

На мостах и железнодорожных путепроводах при длине отдельных разрезных пролетов или общей длине непрерывного пролетного строения более 60 *м* устанавливаются *уравнительные приборы*.

л) (46). В том случае, если путь на мостах или путепроводах устраивается на баласте, должен быть обеспечен отвод воды из баластного корыта устройством надлежащей изоляции и дренажной системы; корытное заполнение должно состоять исключительно из прогрохоченного щебня из твердых и не выветривающихся пород камня, хорошо промытого и отсортированного гравия или крупного чистого песка.

м) (46). Все мостовые строения должны допускать их всесторонний осмотр, для чего в надлежащих случаях должны быть устроены специальные приспособления.

н) (46). В случае устройства временных деревянных пролетных строений с дополнительными деревянными опорами должна быть предусмотрена легкая замена таковых строений постоянными пролетными строениями.

о) (46). Мосты на *деревянных* опорах с деревянными пролетными частями допускается устраивать лишь в виде временных сооружений впредь до замены их постоянными и на сроки не свыше тех, в течение которых они могут существовать без капитального ремонта; при устройстве таких временных мостов должна быть предвидена возможность замены их постоянными мостами без перерыва движения расположением их на объездных путях или принятием других мер.

Части деревянных опор, расположенные в пределах изменения уровня речных вод или внутри насыпи, в тех случаях, когда временный деревянный мост предположено заменить постоянным не ранее трех лет, должны быть предохранены от гниения.

Деревянные мосты на деревянных опорах, устроенных при насыпях высотой более 4 *м*, должны иметь перила.

Деревянные мосты на деревянных опорах в надлежащих случаях должны быть снабжены соответственно устроенными ледорезами.

Пяты подкосов и продольные схватки должны быть расположены выше горизонта высоких вод.

Откосы конусов должны быть не круче полуторного, а при соответственном укреплении их мостовой не круче одиночного.

п) (48). Для пропуска проезжих дорог над или под железной дорогой могут быть устроены путепроводы; проезжие дороги могут быть также пропущены под железной дорогой в отверстие моста, пропускающего водоток.

р) (55). При пропуске под линией железной дороги габарит проезда устанавливается в соответствии с местными условиями, но, во всяком случае, для полевых и проселочных дорог он должен быть:

а) для ширины проезда не менее 4 *м*,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

б) для чистой высоты просзда не менее 3,5 *м* в средней части дороги на ширине 3 *м* и не менее 2,5 *м* для скотопрогонов.

с) Опорные части железных ферм.— В мостах с пролетами балочных перекрытий до 7,5 *м* должны быть принимаемы меры для уменьшения вредного влияния на каменную кладку устоев сотрясений от проходящих поездов и для возможно более равномерной передачи давления на кладку; с этою целью может быть применена укладка мауэрлатов или иных достаточно мягких прокладок между подушкой и подферменным камнем (напр., из прессованного асфальтированного войлока). В мостах, коих пролеты составляют 15 и более метров, подвижные опоры должны быть устроены на катках. Катки могут быть круглые или обрезные. Катки должны быть связаны между собою жесткою рамою; в случае применения обрезных катков должны быть приняты меры против их опрокидывания.

В мостах с пролетами до 25 *м* рекомендуется применять тангенциальные с криволинейным очертанием подушки; при пролетах более 25 *м* опорные части должны быть устраиваемы с балансирами.

К верхней подушке должен быть прикреплен легкий футляр для прикрытия катков от пыли, сора и атмосферных осадков; футляр не должен препятствовать удобному осмотру опорных частей. Кроме того, должны быть приняты меры для предохранения катков от боковых перемещений.

Толщина подферменных камней должна быть назначаема не меньше $^1/_4$, предпочтительнее не меньше $^1/_3$ их длины и, во всяком случае, не меньше 0,30 *м*.

т) Поперечины, настил и охранные брусья.— Расстояние между боковыми гранями смежных подрельсовых поперечин не должно превосходить 8 дюймов, причем охранные приспособления должны быть устроены согласно общим на сей предмет постановлениям комиссариата путей сообщения.

В проезжей части мостов не дозволяется иметь деревянного, покрытого листовым железом настила. Настил для перехода по мостам должен состоять из уложенных с промежутками досок или брусков, толщиною не менее $2^1/_2$ дюймов. Настилом покрывается вся площадь проезжей части мостов, находящихся в пределах станции. Что касается мостов, находящихся на пути между станциями, то ширина настила между рельсами и для тротуаров определяется сообразно местным условиям управляющим дорогою, но не должна состоять менее чем из двух досок между рельсами и из трех досок для каждого тротуара (Свод расп.) [1]).

Для удержания сошедших с рельсов колес вагонов от чрезмерного уклонения в сторону от путевых рельсов необходимо уложить на всем протяжении пролетной части моста и на 16 футов с каждой стороны вне ее охранные брусья или рельсы.

Охранные рельсы могут быть расположены внутри колеи в расстоянии не менее $7^1/_2$" от путевых рельсов (считая просвет между головками рель-

[1]) „Свод распоряжений по службе пути" бывшего м. п. с.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

сов), с продолжением их за устои моста и постепенным сведением концов таким образом, чтобы они образовали острие, расположенное на оси рельсовой колеи.

Охранные брусья или рельсы могут быть расположены снаружи путевых рельсов на расстоянии одного фута от смежного рельса (считая от наружной грани головки), с продолжением их за пределы пролетной части на 16 футов с постепенным увеличением на этом протяжении расстояния от путевого рельса до $2^1/_2$ футов. Деревянный брус должен возвышаться над головкою рельса не более, чем на 1 дюйм, и иметь ширину не менее 8 дюймов (Свод расп.). Новым габаритом возвышение не разрешается.

у) Прогибы. — По окончании постройки моста производится испытание пролетного строения статической нагрузкой и динамической — пробным поездом. Определенный при этом упругий, исчезающий прогиб железных главных балок не должен превосходить $^1/_{1000}$ пролета.

Неисчезающий или остаточный прогиб фермы не должен превышать $^1/_{5000}$ пролета, принимая длину последнего равною расстоянию между серединами опорных стоек или между осями балансиров.

ф) Коэффициент устойчивости. — Коэффициент устойчивости при поверке на опрокидывание от действия ветра должен быть не менее 1,5 для постоянных и временных мостов и не менее 1,25 — для подмостей (Приказ м. п. с. № 96 за 1913 г.).

56. Для мостов под обыкновенную дорогу. — Общеобязательных технических условий для мостов под обыкновенную дорогу у нас не имеется. Для казенных шоссе комиссариат путей сообщения выработал нормы нагрузок и габариты, приведенные дальше.

Для городских мостов в каждом частном случае составляются свои технические условия, напр., для проектирования мостов Петербурга были выработаны особые нормы. Нагрузки и допускаемые напряжения этих технических условий приведены ниже.

При объявлении конкурсов на проекты значительных мостов предлагаются к руководству и технические условия для составления проекта, в которых даются, обыкновенно, кроме нагрузок и норм напряжений, данные о местных условиях расположения моста и движения по нему. Указываются состав проекта и даже масштабы для чертежей. На последней детали полезно остановиться и привести пример.

Для конкурсного проекта Бородинского моста в Москве (1910 г.) требовалось представить:

план местности в масштабе — $^1/_{400}$ — $^1/_{800}$;
фасады, разрезы и планы моста — $^1/_{100}$;
чертежи типов отдельных важных деталей — $^1/_{25}$;
чертежи опорных частей ферм — $^1/_{10}$;
чертежи художественной обработки — $^1/_{50}$.

Указываются иногда предельные величины прогибов, которые в общем близки к нормам ведомства путей сообщения для железнодорожных мостов.

Наконец, даются указания о характере художественной обработки.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

§ 23. НАГРУЗКИ.

57. Виды нагрузок. — Нагрузки на мостовые сооружения подразделяются на две категории по характеру их действия во времени: нагрузки постоянные и нагрузки периодические, временные.

К *постоянным* нагрузкам относятся:

Действие силы *тяжести* на части сооружения или *собственный вес* частей сооружения. Эти силы приложены в центре тяжести каждого элемента и направлены вертикально. Собственный вес для деревянных и железных пролетных строений почти всегда распределяется равномерно; в устоях и быках и в сводах каменных мостов распределение принимается по действительному положению составных частей.

Давление земли на своды, подпорные стенки моста или на стенки устоев; давление воды на стенки мостового канала, если речь идет о такого рода сооружениях. Давление воды нормально к рассматриваемой поверхности, давление же земли часто принимается нормальным, но иногда наклонным к поддерживающей поверхности.

К *временным* нагрузкам относятся:

Давление *колес* повозок, проходящих по мосту; вес толпы людей, стада животных и т. д. Силы эти вертикальны.

Давление *ветра* на части сооружения, подверженные его действию. Это давление принимается горизонтальным.

Для железнодорожных мостов принимают во внимание, кроме того, горизонтальную силу, появляющуюся при *торможении* поезда на мосту. Сила эта направлена в сторону движения останавливаемого поезда; приложена она к головкам рельсов в точках касания с ними колес.

С прохождением поезда по мосту связаны еще силы, возбуждаемые боковыми движениями поезда; паровоз поезда не идет плавно по прямой, а виляет из стороны в сторону и дает *боковые толчки*.

Кроме того, если путь по мосту лежит на кривой, появляется *центробежная* сила от поезда.

Постоянная нагрузка является вместе с тем и *неподвижной*. Периодическая или временная нагрузка может быть неподвижной или *подвижной*. Напр., давление ветра на неподвижные части моста — нагрузка неподвижная; давление ветра на телегу, проходящую вдоль моста, есть сила, перемещающаяся вместе с телегой, это уже будет подвижная нагрузка. Само собою ясно, что такие нагрузки, как поезд, автомобиль, каток, толпа людей и т. п., относятся к категории подвижных нагрузок.

Существенное отличие подвижной нагрузки заключается в том, что она требует нахождения *невыгоднейшей установки* на мосту, при которой вызываемая в сооружении сила получает наибольшую величину, причем невыгоднейшее положение подвижной нагрузки, вообще говоря, различно для различных изучаемых сил.

Среди перечисленных нагрузок имеются *сосредоточенные* и *сплошные*; к первым относятся давление колес и вес лошадей в упряжке, остальные —

НВ УДУНТ (ДІІТ)

к сплошным, распределенным *равномерно* или неравномерно, смотря по обстоятельствам.

В настоящее время при составлении проектов мостов принимаются во внимание все перечисленные выше нагрузки.

Все учитываемые нагрузки принимаются при этом *приложенными статически*, т. е. действие их изучается в момент установившегося равновесия сооружения или его частей.

Это соответствует действительности по отношению к постоянным нагрузкам. Что касается временных нагрузок, то для того, чтобы их действие можно было рассматривать статическим, нужно, чтобы такие нагрузки прикладывались к сооружению бесконечно медленно, чего, конечно, никогда не бывает. Из теории сопротивления материалов известно, что если нагрузку P приложить мгновенно, без удара однако, то действие ее равносильно статическому приложению силы $2P$; при этом появляются колебательные движения, и если затем последуют самые легкие толчки, совпадающие с направлением колебаний, — эффект может получиться очень большим; при достаточной силе и продолжительности действия толчков тело таким путем может быть разрушено, в то время как такую же статическую нагрузку оно выдержало бы.

Динамическое действие подвижной нагрузки на мосты учитывается косвенным путем. Оно имеет особое значение для железных пролетных частей мостов, так как для них часто усилия от подвижной нагрузки преобладают над усилиями от постоянной нагрузки, за исключением случаев особенно больших пролетов. Для каменных мостов имеет место обратное соотношение.

При расчете железных ферм динамическое действие нагрузки учитывается различно: по одному из способов выбором соответственных *пониженных* коэффициентов допускаемых напряжений; сверх того, те части железных мостов, на которые особенно остро действует динамически подвижная нагрузка, напр., балки проезжей части, — расчитываются при меньших допускаемых напряжениях, нежели части более удаленные от места приложения подвижных сил, как, напр., главные фермы.

Динамическое действие движущейся повозки тем больше при одинаковых ее весе и скорости движения, чем меньше масса, воспринимающая нагрузку; отсюда исходя, допускаемые напряжения для больших, тяжелых мостов берут выше, нежели для малых, легких мостов.

По другому приему усилия от постоянной нагрузки и усилия от подвижной нагрузки определяются отдельно, причем последние увеличиваются помножением на некоторый коэффициент больше единицы, выбираемый приблизительно на основании общих соображений.

58. Собственный вес мостов. — Собственный вес мостов определяется либо по весу подходящего по размерам и условиям проектирования существующего моста, вес которого исчислен по объему отдельных частей и удельному весу материала, либо непосредственно определяется по размерам его частей.

Так как в последнем случае размеры частей большей частью не могут быть определены без предварительного знания веса, то, смотря по значе-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

нию веса по сравнению с другими нагрузками, либо подсчитывают размеры сперва без собственного веса, а затем с поправкой на вес, вычислив его по полученным размерам; либо сразу же задаются приблизительными размерами расчитываемой части и проверяют достаточность ее размеров, принимая во внимание и вес. По установлении окончательных размеров, производится и окончательный поверочный расчет.

Для определения веса по существующим сооружениям однородного типа пользуются или *эмпирическими формулами*, или *графиками* изменения веса, напр., с изменением величины пролета при прочих равных условиях, или *таблицами* веса существующих мостов. Применяется также прием получения веса теоретическим путем, на основании приближенных значений усилий и допускаемых напряжений; при этом принимается во внимание, что к теоретическому объему, равному теоретической площади (netto), помноженной на длину элемента, надо прибавить затрату материала на соединительные части и учесть потери материала от ослабления врубками, заклепочными или болтовыми дырами и проч. Формулы и данные о весе мостов разных категорий приводятся в следующей главе.

59. Подвижная нагрузка для мостов под обыкновенную дорогу. — Подвижная нагрузка для этих мостов может состоять из автомобилей, фур, толпы людей и катков. Вес фур бывает весьма разнообразен и, конечно, нужно расчитывать мост на наиболее тяжелую фуру. Вес наиболее тяжелой фуры и база фуры, т. е. расстояние между осями и расстояние между колесами одной и той же оси, определяются на основании исследований движения на дороге. Но такое исследование требует значительного времени. Дело ставят поэтому так, что намечают несколько схем фур различной величины и веса и принимают большую или меньшую фуру для расчета данного моста, в зависимости от его солидности и характера окружающей местности. Мост в городе, в промышленном районе может скорее подвергнуться действию тяжелой фуры, чем мост вдали от города и заводов. Расчитывают мост по такой фиктивной фуре, а в случае, если по устроенному мосту придется переправить необычно тяжелую фуру, ставят вопрос о возможности и условиях ее пропуска.

Относительно таких сооружений общественного значения, как мосты, весьма целесообразно иметь одни „нормы" нагрузок для проектирования и постройки, чтобы создать из путей организованную сеть. С этой целью государственные и общественные учреждения, ведающие дорогами, вырабатывают нормы для обязательного руководства.

Утвержденные Народным комиссариатом путей сообщения 22 июля 1927 г. нормы нагрузок для мостов под обыкновенную дорогу имеют их семь классов. Нагрузка каждого класса разделяется на сосредоточенную в виде грузовиков (фиг. 709), равномерную, расположенную на проезжей части моста и заменяющую грузовики, и на нагрузку толпой.

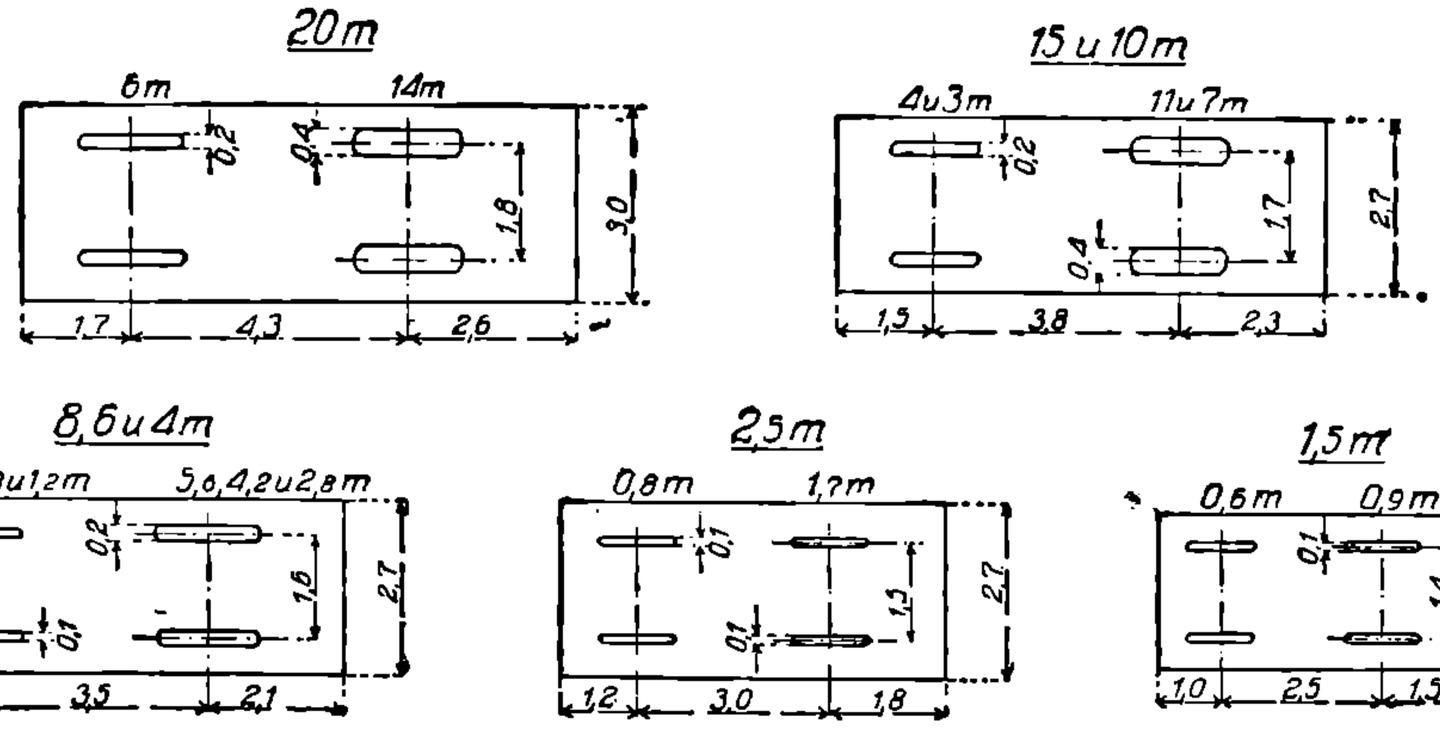
Сосредоточенная нагрузка грузовиками вводится в расчет только при небольших пролетах или при небольшой длине загружения пролета, как ниже будет указано. В остальных случаях расчет ведется только на равномерную нагрузку.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Величина нагрузок для всех семи классов приведена в помещаемой ниже таблице. Величина равномерной нагрузки для длин загружения, не указанных в таблице, определяется интерполированием.

Число грузовиков, принимаемых в расчет, зависит от ширины моста и от класса нагрузки. На мостах на два, три и четыре ряда повозок грузовики располагаются двумя рядами, по три в каждом; на остающихся с одной или обеих сторон от грузовиков свободных полосах проезжей части, если ширина их не менее 0,5 *м*, а также по всей ширине тротуаров, за вычетом ширины ферм в мостах с ездою понизу, располагается нагрузка толпой, величина которой берется из таблицы в зависимости от длины загруженной части пролета. На мостах на один ряд повозок устанавливается только один ряд не более чем из трех грузовиков; свободные полосы в этом случае толпой не загружаются.

Мосты, расчитываемые на нагрузку класса нуль, загружаются грузовиками по 15 *т* и поверяются на нагрузку одним грузовиком весом 20 *т*.



Для 10-тонного грузовика ширина обода колес переднего 0,1 *м*, заднего 0,2 *м*.
Ширина обода заднего колеса 4-тонного грузовика 0,1 *м*.

Фиг. 709.

Мосты, расчитываемые на нагрузку класса I, загружаются грузовиками по 10 *т* и поверяются на нагрузку одним грузовиком весом 15 *т*. При этих поверках на пропуск одиночного грузовика всякая другая нагрузка не ставится.

Грузовики устанавливаются в невыгоднейшем положении как вдоль пролета, так и поперек моста; при этом возможность поворачивания грузовиков на мосту в расчет не принимается.

Приведенные на фиг. 709 размеры кузовов грузовиков соответствуют ширине полосы, необходимой для передвижения грузовика с запасом на свободные промежутки между кузовами соседних грузовиков; поэтому при загружении моста грузовики могут располагаться без всякого разрыва между ними как в продольном, так и в поперечном направлениях. На полосе, занятой грузовиками, никакая другая нагрузка вдоль всего моста одновременно с ними располагаться не может.

Заменяющая грузовики равномерная нагрузка берется из таблицы соответственно классу нагрузки и требуемой расчетом длине загружения

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица нагрузок мостов под обыкновенную дорогу по нормам 1927 г. (фиг. 709).

Наименование данных	Меры	Класс нагрузки												
		0		I		II	III	IV	V	VI				
1. Грузовики:														
Длина загружения, до которой расчет ведется по сосредоточенным нагрузкам . . .	*м*	< 30		< 24		< 17	< 10	< 10	< 10	< 5				
Число грузовиков в ряду не более		1	3	1	3	3	2	2	2	1				
Наибольшее число рядов грузовиков		1	2	1	2	2	2	2	2	2				
Общий вес грузовика	*т*	20	15	15	10	8	6	4	2,5	1,5				
Давление на заднюю ось . . .	*т*	14	11	11		5,6	4,2	2,8	1,7	0,9				
Давление на переднюю ось	*т*	6	4	4	3	2,4	1,8	1,2	0,8	0,6				
2. Равномерная нагрузка, заменяющая грузовики и соответствующая длина загружения .	*т/м²*	0,74 при 30 *м* 0,54 „ 50 „ 0,40 „ 70 „ и более		0,54 при 24 *м* 0,46 „ 34 „ 0,40 „ 44 „ и более		0,52 при 17 *м* 0,40 „ 32 „ и более	0,45 при 10 *м* 0,40 „ 25 „ и более	0,30 при 10 *м* и более	0,20 при 10 *м* и более	0,20 при 5 *м* и более				
3. Толпа на тротуарах и свободных от грузовиков полосах и соответствующая длина загружения	*т/м²*	0,40 при 30 *м* 0,30 „ 40 „ и более		0,40 при 30 *м* 0,30 „ 40 „ и более		0,40 при 20 *м* 0,30 „ 30 „ и более	0,35 при 10 *м* 0,25 „ 20 „ и более	0,30 при 10 *м* 0,25 „ 20 „ и более	0,20 для всех длин	0,20 для всех длин				

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Нагрузка эта располагается в виде полосы шириной, равной ширине одного и двух грузовиков, смотря по ширине моста под один ряд повозок или больше. Длина загружения этой нагрузкой может быть любая, в зависимости от вида линии влияния, и может иметь разрывы.

Интенсивность нагрузки толпой различна в зависимости от расчетной длины загружения и для разных частей моста и берется из таблицы прямо или путем интерполирования.

При расчете по линиям влияния с несколькими однозначными участками величина заменяющей грузовики равномерной нагрузки и величина нагрузки толпой определяются по общей длине всех загруженных участков. Но при этом должна быть проверена возможность загружения одного участка линии влияния соредоточенным давлением осей грузовиков.

Указанные в таблице величины нагрузки соответствуют ее статическому состоянию. Динамическое действие ее и влияние горизонтальных сил, действующих как вдоль, так и поперек моста, в тех случаях, когда это требуется, вводятся в расчет по указанию соответствующих норм проектирования сооружений.

Перила расчитываются на горизонтальное давление на поручень в 75 *кг/м*; деревянные перила не расчитываются, и для них принимаются размеры, выработанные практикой.

Нормы вертикальной нагрузки для городских мостов, мостов, расположенных около больших городов и промышленных центров, а также мостов с совмещенной железнодорожной или трамвайной и экипажной ездой, устанавливаются в каждом отдельном случае особо.

Применение нагрузки VI класса допускается лишь в отдельных случаях с разрешения и по соглашению с Народным комиссариатом военно-морских дел для сельских, полевых, лесных и особо трудных участков горных дорог.

Городское управление Ленинграда имеет в своем ведении около 150 мостов; для расчета их в случае перестройки оно выработало свои технические условия (1906 г.), по которым требуется, чтобы расчет всякой части моста был произведен для невыгоднейшего из следующих случаев: нагрузки фурами, нагрузки толпою и нагрузки фурами и толпою вокруг фур.

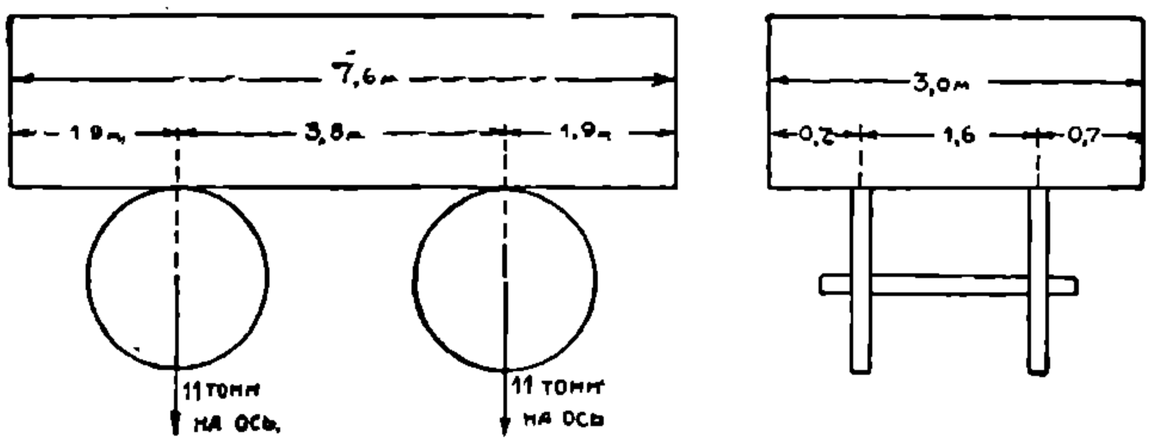
При этом сплошная толпа принимается для расчета проезжей части и тротуаров в 530 *кг* на *кв. м*, когда нет фур, и в 440 *кг* на *кв. м* в присутствии фур, а для расчета главных ферм — 440 *кг* на *кв. м*, кроме мостов пешеходных, которые расчитываются на нагрузку в 530 *кг* на *кв. м*.

Расчет мостов для тяжелого грузового движения следует вести на нагрузку тяжелою 22-тонною фурою без запряжки, располагая со всех сторон ее сплошную толпу в 440 *кг* на *кв. м*.

Если по данному мосту проходят трамвайные пути, то следует вести расчет всех поддерживающих трамвайные пути частей (как главных ферм, так и проезжей части), нагружая мост поездом тяжелых 22-тонных фур, непрерывно следующих по каждому трамвайному пути друг за другом, вдоль моста, без упряжки, располагая по бокам такого поезда сплошную толпу.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Расчет мостов для среднего грузового движения следует вести на нагрузку одною 10-тонною фурою без упряжки, располагая по бокам ее 5-тонные фуры или сплошную толпу; размеры таких мостов должны быть проверяемы на нагрузку моста 15-тонным катком, без всякой другой нагрузки.



Фиг 710 — 711.

Расчет мостов для легкого грузового движения и временных мостов следует вести на нагрузку одною 5-тонною фурою, с расположением по сторонам ее сплошной толпы.

При расположении по ширине моста нескольких фур, между ними следует оставлять свободные просветы в 0,2 *м*, а при расположении на мосту фур и толпы — придвигать толпу до самого кузова фуры.

На фиг. 710 — 711 приведена схема фуры весом 22 *т*.

60. Подвижная нагрузка железнодорожных мостов. — Объединение нагрузки для железнодорожных мостов было настоятельно необходимо для того, чтобы подвижной состав одной дороги мог свободно обращаться или проходить по всякой другой дороге сети данного государства.

В России первые нормы, указывающие расстояние между осями и величину нагрузок на оси паровоза, тендера и вагона, а также возможные комбинации этих единиц, были даны в 1875, а затем более подробно в 1884 году.

Для мостов пролетом выше 4 саж. нужно было принимать давления паровоза на ось 12,5 *т*, тендера — около 10,5 *т*, вагона — 8,2 *т*. Паровозы имели 4 оси, тендеры — 3 оси и вагоны — 2 оси.

С ростом движения по железным дорогам, с увеличением скорости движения и в видах увеличения полезного действия дороги явилась необходимость в увеличении веса паровозов и грузоподъемной силы вагонов. Уже в 1896 г. нормы 1884 г. были заменены новыми.

По нормам 1896 г. паровоз был также 4-осный с давлением на каждую ось 15 *т*, тендер с тремя осями при нагрузке каждой оси в 12,5 *т* и вагоны с давлением по 10 *т* на ось.

Но при введении этих норм на некоторых русских дорогах уже были в обращении паровозы весом 60 и более тонн. Поэтому в 1907 году потребовалось ввести новые нормы, которые от предыдущих норм отличаются уже весьма заметно.

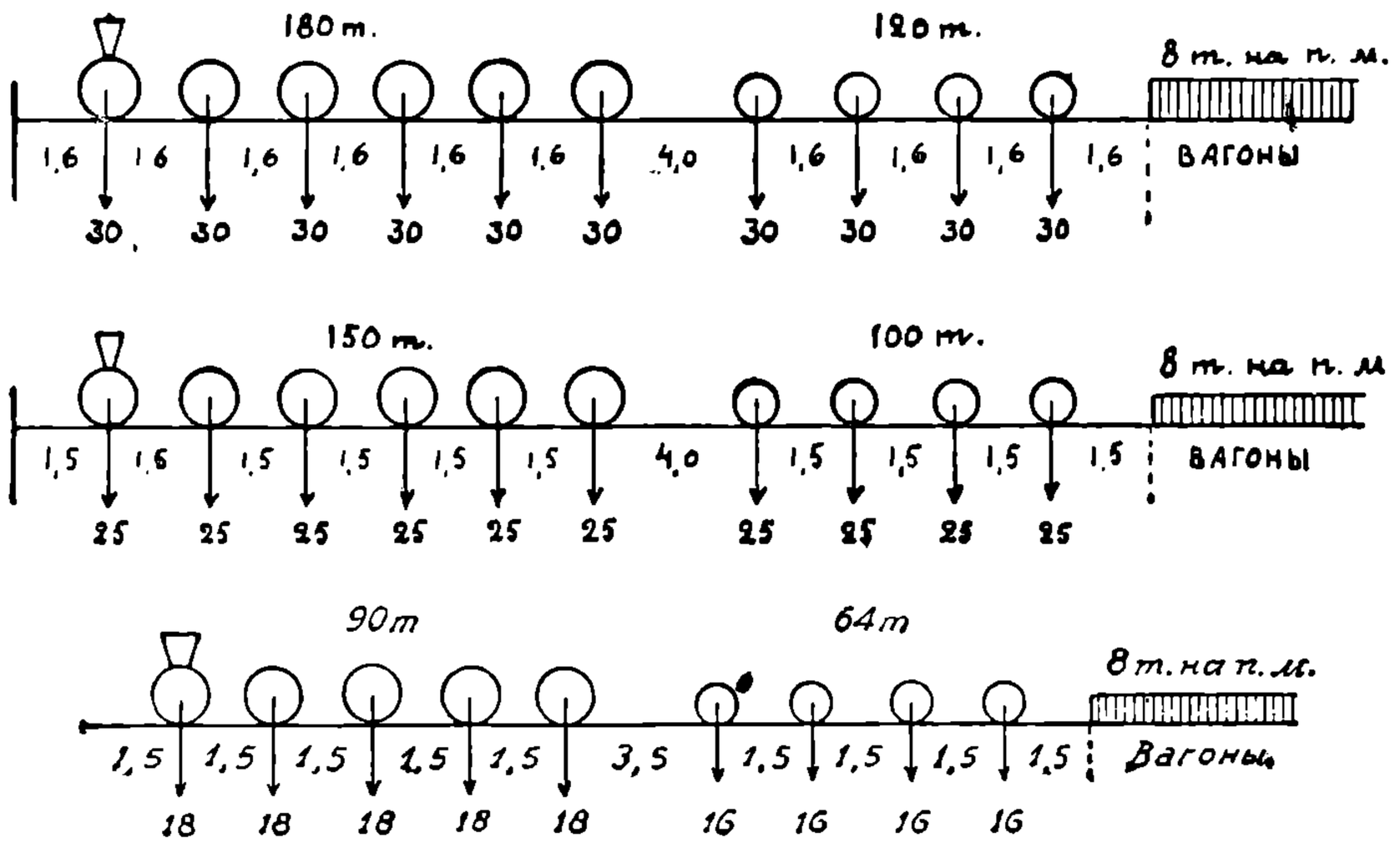
По нормам 1907 г. паровоз принимался весящим 100 *т*, которые распределены на 5 осей по 20 *т* на каждую. Тендер принят 4-осный, с давлением на каждую ось 14 *т*. Вагон принят также 4-осный, с тележками, при давлении на каждую ось 12 *т*.

В настоящее время подлежат применению нагрузки, предписанные НКПС в январе 1925 г. Их три типа: „*У*“ усиленная (паровоз 180 *т*), „*Н*“ нормальная (паровоз 150 *т*) и облегченная „*О*“ (паровоз 90 *т*).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Кроме того, должна быть проверена расчетом возможность пропуска по мосту двух осей для усиленной нагрузки весом по 35 *т*, для нормальной по 30 *т* и для облегченной по 25 *т*. В первом случае расстояние между этими двумя осями 1,6 *м*, в остальных по 1,5 *м*. Схемы нагрузок приведены на фиг. 712 — 714. Вес вагонов изображается сплошной равномерной нагрузкой в 8 *т* на погонный метр для всех трех типов.

Относительно расположения нагрузки в приказе сказано: „Расчет на пропуск поезда должен вестись в предположении постановки во главе поезда двух паровозов с тендерами при расположении паровозов трубами в одну сторону или в направлении движения, или в противоположном направлении. В основу расчета берется такое расположение паровозов с тендерами и вагонами или двух 35 (30-, 25-) тонных осей, которое



Фиг 712 — 714.

вызывает наибольшее напряжение в расчитываемом элементе сооружения. При этом вагоны ставятся лишь с одной стороны паровозов, и допускается один разрыв поезда в любом месте вагонной нагрузки, а также отделение одного паровоза с тендером от другого паровоза с тендером; отрыв паровоза от соответствующего ему тендера не допускается. При отделении паровоза с тендером он может быть расположен произвольно по отношению к другому паровозу. Расчет на пропуск отдельных двух осей ведется при отсутствии другой нагрузки".

При проектировании деревянных мостов и других деревянных искусственных сооружений надлежит принимать в основание расчета их прочности временную нагрузку, отвечающую наиболее тяжелому, могущему обращаться на данной линии подвижному составу, с тем, однако, чтобы эта нагрузка в отношении схем паровоза и тендера не принималась ниже облегченной нагрузки „*О*", а в отношении вагонной нагрузки ниже 7 тонн на погонный метр. Поверочный расчет на пропуск двух отдельных осей

НВ УДУНТ (ДІІТ)

с нагрузкой, большей 18 *m* на ось, обязателен лишь в случаях, когда ожидается возможность такой нагрузки на оси на данной линии в период работы моста, причем величина этой нагрузки определяется в соответствии с ожидаемой, т. е. может быть и менее 25 *m*, установленных для нагрузки „*O*".

Определение моментов и поперечных сил от подвижных сосредоточенных грузов гораздо сложнее, чем определение тех же величин от сплошной, равномерно распределенной нагрузки. Для расчета простых балочных ферм можно раз на все случаи составить таблицу равномерных нагрузок, дающих те же моменты и поперечные силы в различных сечениях балки, что и сосредоточенные грузы от поезда.

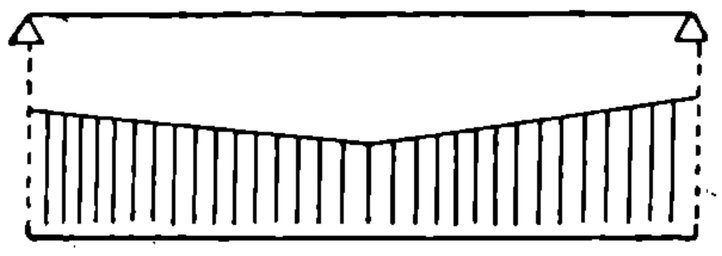
Перевод сосредоточенной нагрузки в *эквивалентную* равномерную производится весьма просто. Для данного пролета и для данного сечения находят *наибольший момент* от сосредоточенных грузов, расположенных на балке невыгоднейшим образом. Пусть этот момент равен M_x. Тогда эту же величину момента и для того же сечения, определенного заданной величиной x, даст некоторая неизвестная равномерная нагрузка k; ее можно определить по известным M_x, x, l из формулы:

$$M_x = \frac{x}{2}(l - x)\,k.$$

Имеем:

$$k = \frac{2M_x}{x(l-x)}.$$

Если найти k для различных сечений одного и того же пролета и построить эпюру величин k (фиг. 715), то увидим, что она с достаточным приближением определяется, если будут даны величины k для момента в середине пролета, в четверти пролета и для опоры. Для прочих сечений k найдется интерполяцией, а по k найдется и момент. Проделав то же самое для балок различных пролетов, получим табличку величин k, которой и можно будет всегда пользоваться в соответственных случаях.



Фиг. 715.

Для нормальных поездов 1925 г. НКПС дает таблички эквивалентных нагрузок для моментов для трех сечений. Для сечений между ними нагрузка находится интерполяцией.

В табличках приведены моменты „у середины пролета", а не в середине, хотя отнесены они к середине пролета. Здесь нужно иметь в виду, что для сплошных балок сечение среднего участка подбирается по так называемому *абсолютно наибольшему моменту*, который имеет место, вообще говоря, для сечения не в середине пролета, а возле середины. Вот эти абсолютные наибольшие моменты и взяты для моментов „у середины пролета" и отнесены к середине пролета как для интерполяции для промежуточных сечений, так и в других случаях.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Что касается поперечных сил, то перевод сосредоченной нагрузки в равномерно-сплошную производится по тому же общему приему, с тем лишь отличием, что, пользуясь одним обстоятельством, можно дело упростить. Обстоятельство это заключается в том, что величина эквивалентной нагрузки k' для поперечной силы не зависит от величины пролета, а *лишь от величины нагруженной части*, т. е. от величины $(l-x)$.

Дело в том, что для односторонней нагрузки поперечная сила Q равна реакции опоры A. С другой стороны, реакция опоры A, умноженная на пролет l, дает момент нагрузки относительно опоры B. Этот момент *не зависит от пролета* l, а лишь от положения нагрузки относительно опоры B. Обозначим его через μ. Тогда имеем:

$$A = Q = \frac{(l-x)^2}{2l} k',$$

откуда:

$$k' = \frac{2lQ}{(l-x)^2} = \frac{2\mu}{(l-x)^2};$$

здесь и числитель не зависит от пролета и знаменатель, ибо $(l-x)$ есть длина загруженной части балки, которую обозначим через λ.

Поэтому для всех пролетов и для всех сечений можно вычислить табличку величин k' для различных λ. Это и сделано комиссариатом путей сообщения, который дает для новых норм подвижного состава таблички эквивалентных нагрузок для поперечной силы для пользования при расчете разрезных балок, свободно лежащих на двух опорах.

Таблички эти для изгибающего момента и для поперечной силы приведены в конце книги.

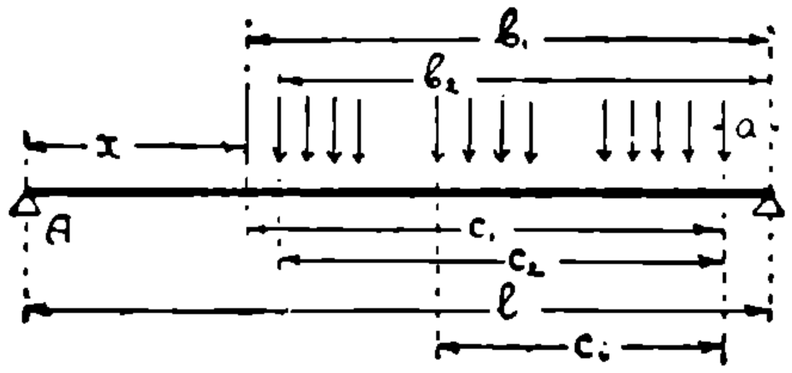
Применение эквивалентных нагрузок вполне уместно для непосредственного определения усилий при расчете простых балочных ферм с параллельными поясами. При ломаных поясах усилие в раскосе определяется из поперечной силы, когда известно, кроме того, усилие в панели одного или двух поясов. Это значительно усложняет расчет. Способ линий влияния может дать более простое решение, причем усилие определяется по площади линии влияния и эквивалентной нагрузке.

Во всяком случае, мы рекомендуем пользоваться эквивалентными нагрузками, где то окажется выгодным, не смущаясь тем соображением, что по этому способу расчет получится как будто менее точным, нежели по сосредоточенным грузам. Дело в том, что в натуре никогда не будет существовать точно такого поезда, какой принят для норм нагрузок; это совершенно условный поезд, и если условность сведена затем не к поезду, а просто к табличке эквивалентных нагрузок, то, ведь, это решительно ничего не изменяет, если бы даже разница результатов по этим двум способам расчета была значительной; но разница невелика и, кроме того, она допущена условием.

Для нормального поезда можно составить другие таблицы, при помощи которых реакция, поперечные силы и моменты определяются весьма легко и просто, *когда найдено* требующееся положение поезда на балке.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Для получения в данном сечении наибольшей поперечной силы Q поезд устанавливается на балке от сечения до опоры (фиг. 716) тяжелыми осями возможно ближе к сечению.



Фиг. 716.

Поперечная сила Q равна реакции опоры A, т. е.

$$Q = A = \frac{1}{l}(p_1 b_1 + p_2 b_2 + \ldots + p_i b_i \ldots),$$

где b_i — расстояние какого-нибудь груза p_i от правой опоры. Каждое расстояние b_i равно $a + c_i$, где c_i — расстояние того же груза до последнего груза поставленной на балку системы; a — расстояние последнего груза до правой опоры.

Имеем:

$$Q = \frac{1}{l}[p_1(c_1 + a) + p_2(c_2 + a) \ldots + p_i(c_i + a) \ldots],$$

$$Q = \frac{1}{l}[(p_1 c_1 + p_2 c_2 + \ldots + p_i c_i + \ldots) + a(p_1 + p_2 + \ldots + p_i + \ldots)],$$

$$Q = \frac{1}{l}(\Sigma p_i c_i + a \Sigma p). \qquad [1]$$

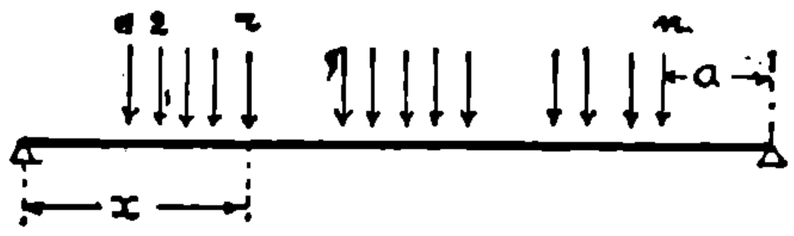
Сумма $\Sigma p_i c_i$ есть момент всех грузов системы относительно своего последнего груза; Σp — сумма всех грузов системы.

Если составить табличку значений $\Sigma p_i c_i$ и Σp нормального поезда то Q по формуле [1] легко находится.

Для нахождения момента в данном сечении нужно установить поезд по известному правилу (стр. 353). Пусть имеем уже установленную систему (фиг. 717). Всего n грузов.

Реакция опоры:

$$A = \frac{1}{l}\left(\sum_1^n p_i c_i + a \sum_1^n p\right). \qquad [2]$$



Фиг. 717.

Момент в сечении x:

$$M_x = Ax - \sum_1^r p_i c_i = \frac{x}{l}\left(\sum_1^n p_i c_i + a \sum_1^n p_i\right) - \sum_1^r p_i c_i. \qquad [3]$$

Таким образом, для вычисления момента в данном сечении по формуле [3] достаточно тех же таблиц.

Эти таблицы впервые даны для определения реакций опор и моментов Кульманом и Циммерманом (1877).

61. Давление ветра. — Давление ветра на площадь твердого тела, нормальную к направлению ветра, приблизительно пропорционально величине площади, подверженной давлению. Затем, опытные и теоретические исследования приводят к заключению, что давление пропорционально квадрату скорости ветра. Измеряя скорость в *м*, а давление в *кг*, давление ветра на 1 $м^2$ можно выразить приблизительно формулой

$$p = \left(\frac{V}{3}\right)^2$$

НВ УДУНТ (ДІІТ)

На основании этой формулы получаются следующие величины давления на *кв. м* площади, нормальной к направлению ветра, в зависимости от скорости ветра:

	Скорость в сек. в *м*	Давление на *кв. м* в *кг.*
Едва ощутимый ветер . . .	0,5	0,03
Легкий ветер	2,0	0,45
Средний ветер	10,0	11,30
Сильный ветер	20,0	45,00
Порыв ветра .	27,0	83,00
Ураган	45,0	230,00

Опыты показывают, что давление ветра на 1 $м^2$ зависит от *формы* тела и от *величины* площади. Но для наших целей не требуется точное знание закона изменения давления, важно знать наибольшее давление, возможное для данного места, и степень вероятности его появления. В этом отношении местных наблюдений произведено пока мало.

В Ливерпуле 7 февраля 1868 г. наблюдено давление 298 *кг*, а 27 сентября 1875 г. — 346 *кг*. В Америке констатировано давление циклона в 455 *кг* на *кв. м*. В Ирландии 30 января 1877 г. наблюдено давление 678 *кг* на *кв. м*.

Затем было несколько случаев опрокидывания ветром поездов. На линии Перпиньян — Нарбон во Франции опрокинулся поезд, и вычисления показали, что ветер должен был иметь силу от 155 до 254 *кг* на *кв. м*.

В 1870 — 1878 гг. был построен в Шотландии огромный мост под железную дорогу через Тейский залив; длина моста 3155 *м*; большая часть опор — металлические; пролеты различной длины, числом 85; наибольшие имели длину 74,7 *м*. На месте расположения моста часто случаются жестокие бури; еще во время постройки 2 февраля 1877 г. два больших пролета и один малый (44 *м*) упали в воду, так как опоры оказались недостаточно устойчивыми на давление ветра. По окончании моста, 29 декабря 1879 г., во время сильной бури, когда по мосту шел скорый поезд, обрушились и упали с поездом в воду 13 больших пролетов. При этом металлические опоры оказались разрушенными. Давление достигало, примерно, 340 $кг/м^2$.

Вследствие этой катастрофы английское правительство, по выяснении причин и обстоятельств крушения, учредило комиссию для изучения действия ветра на железнодорожные сооружения. Комиссия пришла, между прочим, к заключению, что надо принимать давление 273 *кг* на *кв. м* для поверки устойчивости мостов и виадуков.

Из того факта, что редко случается опрокидывание ветром железнодорожных вагонов, можно подсчетом вывести заключение, что столь же редок ветер, дающий необходимое для опрокидывания давление 150 — 160 $кг/м^2$.

Для России министерством путей сообщения были установлены следующие нормы давления ветра.

Когда на мосту нет поезда, предлагалось принимать в расчет давление

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ветра $1^1/_3$ пуда на кв. фут боковой поверхности или 235 *кг* на *кв. м.* (Предполагается ввести 250 *кг* на *кв. м*).

Когда на мосту имеется поезд, необходимо считать давление $^3/_4$ пуда на кв. фут, или 132 *кг* на *кв. м.* Эта последняя величина давления такова, что при нашей 5-футовой колее порожний вагон, весом в 400 пуд., опрокидывается ветром, а потому при большем давлении поезд не может уже двигаться. (Предполагается ввести 150 *кг* на *кв. м*).

При этом предписывалось:

В первом случае за боковую поверхность, подвергающуюся действию ветра, брать, кроме действительной боковой поверхности одной фермы, еще часть поверхности другой фермы, так как при наклонном или косом направлении ветра обе фермы не будут взаимно покрывать одна другую. Подверженную действию ветра поверхность двух ферм одного пролета можно принять, приблизительно, для ферм со сложной решеткой в 0,60 от сплошной площади, ограниченной наружным очертанием одной фермы, а для простых ферм — 0,50, предполагая при этом, что железное строение проезжей части помещается между поясами. Давление ветра на боковую поверхность фермы распределяется в этом случае поровну между верхними и нижними горизонтальными связями. Если железное строение проезжей части помещается не между поясами, а над поясами, то следует еще взять в расчет давление ветра на сплошную боковую поверхность строения проезжей части, относя таковое добавочное давление на верхние или нижние связи, смотря по расположению проезжей части.

Во втором случае, при нахождении на мосту поезда, полная боковая поверхность, подверженная давлению ветра, получается от прибавления к исчисленной, по вышеизложенному, поверхности фермы трех $м^2$ на погонный *м* моста. В мостах, имеющих езду поверху и промежуточные вертикальные связи, $^3/_5$ давления, принимаемого боковою поверхностью поезда, относится на верхние, и $^3/_5$ на нижние связи, т. е. дается $20^0/_0$ запаса.

Величина площади в три $м^2$ получается путем распределения полной боковой поверхности поезда на погонный метр моста, за вычетом промежутков между смежными вагонами и между головкой рельса и полом вагона.

По нормам НКПС для мостов под обыкновенную дорогу давление ветра учитывается в 250 $кг/м^2$ боковой поверхности моста, подверженной действию ветра. Давление ветра на подвижную нагрузку в расчет не принимается. Давление ветра вводится в расчет совместно с действием подвижной нагрузки, расположенной наиболее невыгодным образом.

В Пруссии и во Франции установлены нормы в 270 *кг* без поезда и 170 *кг* с поездом на мосту; в Саксонии соответственно 250 и 150; в Швейцарии — 150 и 100.

По нормам 1922 г., для германских государственных дорог принято 150 и 250 $кг/м^2$.

По старым техническим условиям проектирования мостов для Петербурга предлагалось принимать 250 *кг* при отсутствии на мосту подвижной нагрузки и 150 *кг* при нахождении на мосту подвижной нагрузки.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Площадь подвижной нагрузки, подверженной давлению ветра, равна 3 *кв. м* на погонный метр фермы, за вычетом площади частей ферм, закрывающих поверхность подвижной нагрузки.

При этом рекомендовалось исчислять площадь боковой поверхности ферм, подвергающейся действию ветра, в зависимости от числа ферм, по формуле

$$F = (F_1 - F_1') + (F_2 - F_2')\frac{F_1'}{F_1} + (F_3 - F_3')\frac{F_1'F_2'}{F_1F_2} + \ldots,$$

где F_1, F_2 ... — полные площади первой, второй и т. д. ферм, исчисленные по внешнему общему контуру; F_1', F_2', ... — площади просветов тех же ферм.

Эта формула применяется в полном ее виде в Швейцарии. Во Франции поверхность учитывается по той же формуле, но принимается во внимание лишь вторая ферма; третья и следующие фермы уже не учитываются.

62. Усилия от торможения. — Когда находящийся в движении поезд будет заторможен, живая сила его поглощается сперва трением колодок о колеса; но если колеса будут так зажаты, что перестанут катиться и будут скользить по рельсам, то живая сила поезда разовьет на головке рельса продольную горизонтальную силу, равную силе трения колес по рельсам. Если вес заторможенных колес P, коэффициент трения f, то тормозная сила

$$T = P \cdot f.$$

Величина f может быть взята от $^1/_5$ до $^1/_7$. Часть силы T, по всей вероятности, передается рельсами вперед на шпалы и в землю, часть может действовать на пролетное строение и опоры моста.

При малых пролетах может оказаться более невыгодным то усилие, которое развивает паровоз при трогании с места на мосту. На мосту может находиться один паровоз и развивать силу тяги до буксования, т. е. трения скольжения. Если давление ведущих осей паровоза P_0, то сила тяги в пределе равна $T_0 = P_0 \cdot f$.

Эти усилия имеют некоторое значение для устойчивости опор, хотя, конечно, оказывают влияние на напряжения в элементах проезжей части. Министерство путей сообщения (приказ от 11-го ноября 1908 г., № 106) требовало введения этих усилий в расчет устойчивости опор, причем рекомендовалось для определения величины усилия от торможения принимать коэффициент трения колес по рельсам в $^1/_5$, а число тормозных осей принимать равным половине числа осей в поезде. Тормозная сила приложена в центре тяжести поезда, который принимается расположенным на высоте 2,0 *м* над головкой рельса, но при поверке опор считается приложенным к шарниру неподвижной опоры фермы.

Германские государственные дороги принимают для тормозной силы $^1/_7$ от веса всех осей паровоза и тендеров и от половины осей вагонов, помещающихся на пролетном строении.

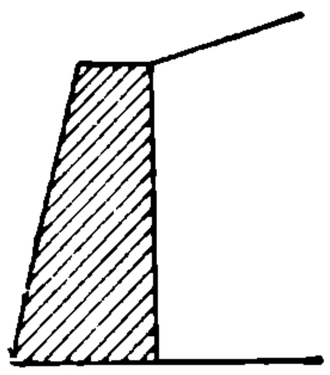
НБ УДУНТ (ДІІТ)

При трогании с места берется $^1/_7$ веса осей паровоза, находящегося на пролетном строении.

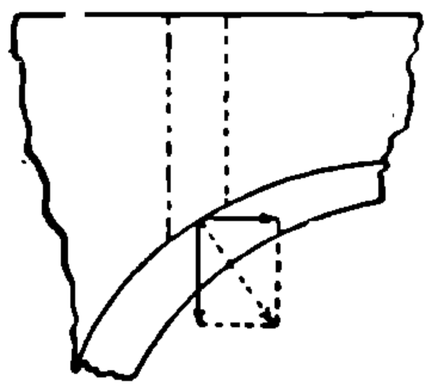
63. Давление земли. — *Вертикальное* давление земли на части, поддерживающие земляные засыпки над сводами, частями устоев и проч., определяется весом столба земли, приходящегося над рассматриваемой площадью загруженной поверхности. Вес 1 куб. саж. земли принимается обыкновенно у нас в 1000 пудов, что соответствует 1685 *кг* в *куб. м*, или, за округлением, 1700 *кг*.

Вес 1 куб. метра глины можно принять в 1800 *кг*; сырой — 2000 *кг*;
1 „ „ песка „ 1600 „ гравия — 1900 „

Вес песка определялся много раз и многими исследователями вопроса о давлении земли на подпорные стенки. В общем, можно принять колебание веса этого материала в пределах от 1400 до 1600 *кг*, в зависимости от степени уплотнения его давлением вышележащих слоев или трамбованием. Вес песка изменяется также в зависимости от его влажности. По данным, собранным проф. Прилежаевым в литературе вопроса, вес песка с увеличением влажности *уменьшается* приблизительно до 1200 *кг* и лишь при значительном содержании воды, а именно больше $6^1/_2{}^0/_0$, вес увеличивается, и при консистенции жидкого известкового раствора достигает величины 2100 *кг*.



Фиг. 718.



Фиг. 719.

Боковое давление земли. В чистом виде это давление имеет место в случае поддержания земляной насыпи подпорной стенкой с вертикальной внутренней гранью (фиг. 718). В комбинированном виде это давление имеет место в случае земляной нагрузки над сводом (фиг. 719); какой-нибудь элемент поверхности свода принимает некоторое давление земли, имеющее вертикальную и горизонтальную составляющие.

Вопрос о давлении земли в различных случаях, несмотря на большое число теоретических и опытных исследований, остается до сих пор не решенным вполне, да и не скоро будет решен, если принять во внимание неопределенность физических свойств засыпок и насыпей, устраиваемых из различных грунтов.

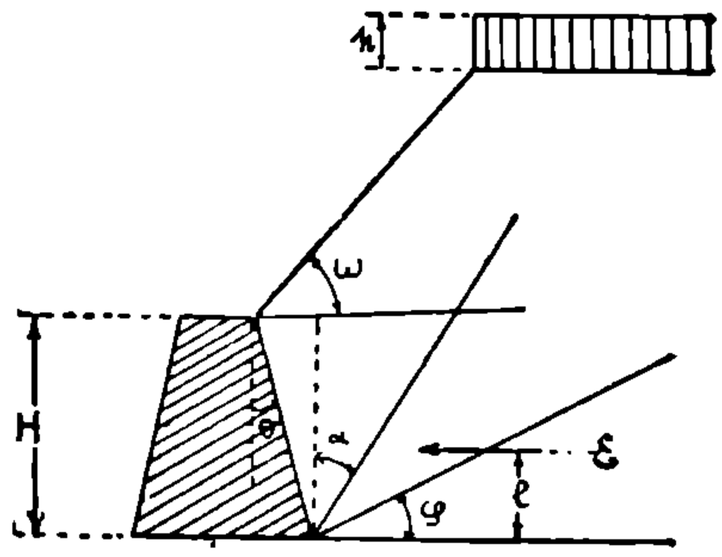
Чистый песок — и тот не представляет в этом отношении полной определенности со стороны физических свойств.

В практике мостостроения в настоящее время пользуются почти исключительно теорией, данной в основных чертах первым исследователем вопроса — Кулоном (1773 г.); теория эта применяется как в аналитической форме, так и в форме графических построений Понселе или Ребхана.

Изложение этих теорий относится к курсу статики сооружений. Мы здесь приведем лишь окончательные формулы и построения для различных случаев.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

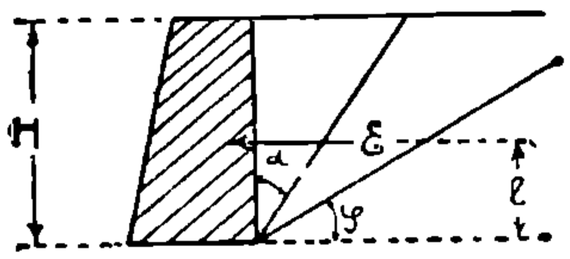
Нижеследующие формулы относятся к тому случаю, когда по тем или другим соображениям пренебрегают силами трения призмы обрушения по кладке стенки. Вследствие этого давление земли E на стенку должно бы приниматься *нормальным* к внутренней поверхности стенки, но в действительности, для упрощения, принимается *горизонтальным*.



Фиг. 720.

Обозначим (фиг. 720) E—давление земли на стенку, длиною единица; e—расстояние точки приложения давления E от подошвы стенки; H—высота стенки; h—высота приведенной к слою земли временной нагрузки; φ—угол естественного откоса грунта за стенкой; α—угол, составляемый плоскостью обрушения с вертикалью; ω—угол, составляемый горизонтом с откосом засыпки в случае ее возвышения над стенкой; γ—вес кубической единицы засыпки.

1) Внутренняя грань стенки вертикальная; поверхность засыпки горизонтальная (фиг. 721):



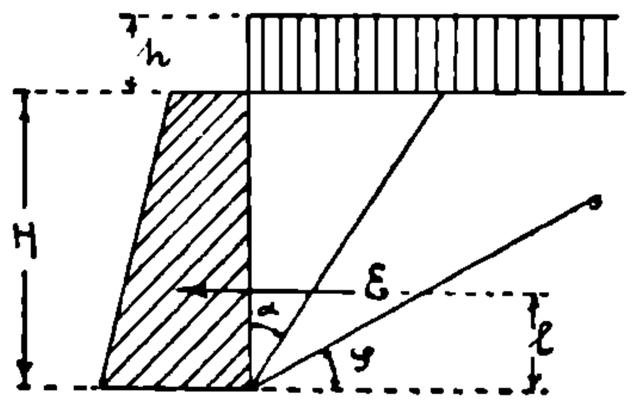
Фиг. 721.

$$\alpha = 45° - \frac{\varphi}{2},$$

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$e = \frac{H}{3}$$

2) Предыдущий случай в присутствии временной нагрузки на засыпке (фиг. 722).



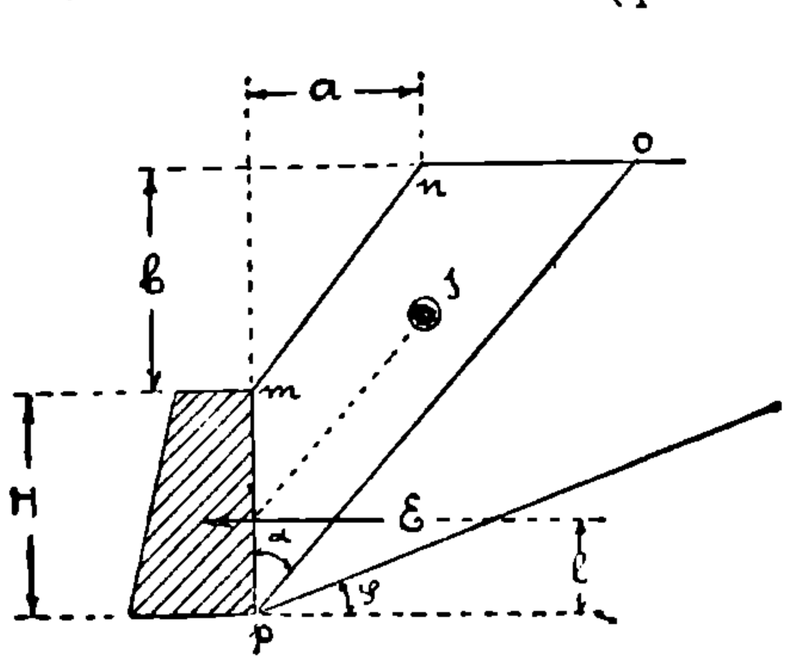
Фиг. 722.

$$\alpha = 45° - \frac{\varphi}{2},$$

$$E = \frac{\gamma H}{2}(H + 2h) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

$$e = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h}{H + 2h}.$$

3) Стенка предыдущих случаев; насыпь с откосом на высоте b (фиг. 723):



Фиг. 723.

$$E = \frac{\gamma(H + b)^2 \cdot \operatorname{tg}\alpha - a\gamma b}{2\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)},$$

$$\operatorname{tg}\alpha = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)\left(1 + \frac{ab}{(H + b)^2 \cdot \operatorname{tg}\varphi}\right)}.$$

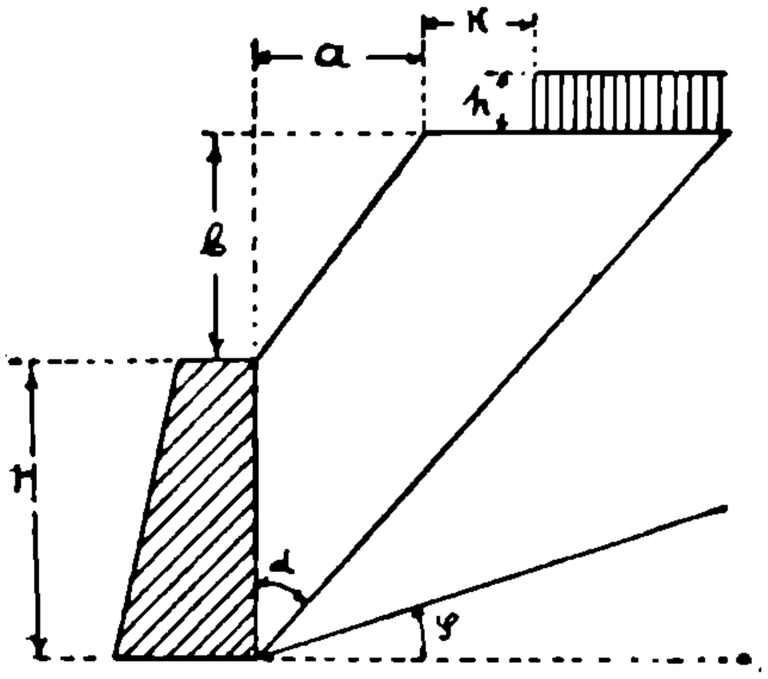
Для полуторного откоса $a = \frac{3}{2}b$; тогда

$$\operatorname{tg}\alpha = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)\left(1 + \frac{3b^2}{2(H + b)^2 \cdot \operatorname{tg}\varphi}\right)}.$$

Точка приложения силы E определяется так: находим центр тяжести s призмы обру-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

шения *тпор*, проектируем его параллельно плоскости обрушения *ор* на стенку; эта проекция и будет точка приложения силы E.



Фиг. 724.

4) Предыдущий случай с временной нагрузкой (фиг. 724):

$$E=\frac{A\cdot\operatorname{tg}\alpha-B}{\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)}\cdot\gamma,$$

$$\operatorname{tg}\alpha=-\operatorname{tg}\varphi+\sqrt{1+\operatorname{tg}^2\varphi+\frac{2B}{A\cdot\sin 2\varphi}},$$

где

$$A=(H+b)\left(\frac{H+b}{2}+h\right),$$

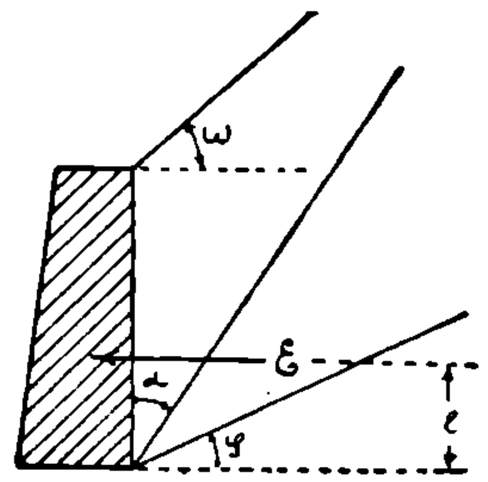
$$B=\left(ah+\frac{ab}{2}+kh\right).$$

Точка приложения силы E определяется как в предыдущем случае.

5) Случай неограниченно высокого откоса (фиг. 725):

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{-\operatorname{tg}\varphi+\sqrt{\sec^2\varphi-\frac{2\operatorname{tg}\omega}{\sin 2\varphi}}}{1-\frac{2\operatorname{tg}\omega}{\sin 2\varphi}},$$

$$E=\frac{\gamma H^2}{2}\cos\omega\cdot\frac{\sin\alpha}{\cos(\alpha+\omega)\cdot\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)}.$$



Фиг. 725.

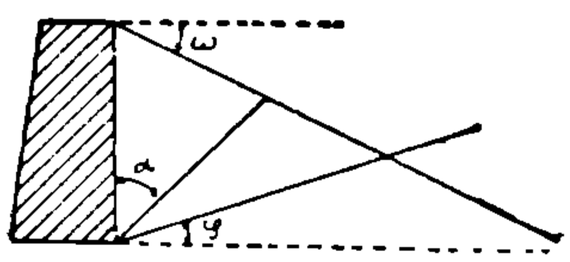
Для случая $\omega=\varphi$ будем иметь

$$\alpha=90^\circ-\varphi,$$

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

$$e=\frac{H}{3}.$$

6) Случай, когда откос засыпки падает (фиг. 726); здесь применяются формулы предыдущего (общего) случая с переменой знака ω в формуле для E и знака у членов, содержащих ω в формуле для $\operatorname{tg}\alpha$. Когда здесь $\omega=\varphi$, имеем:

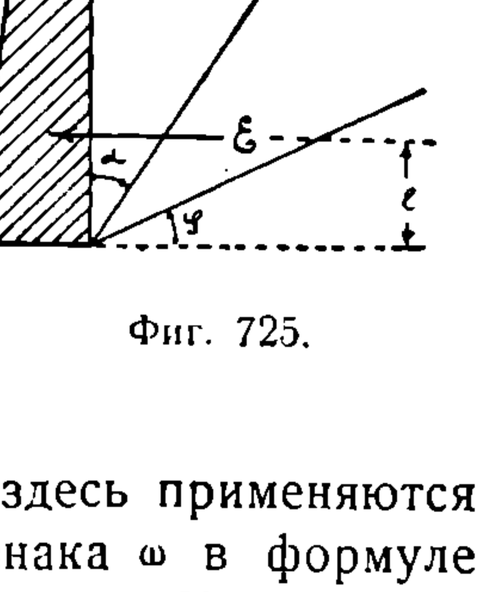


Фиг 726.

$$E=\frac{\gamma H^2}{2}\cdot\frac{\cos\varphi}{(1+\sqrt{2}\cdot\sin\varphi)^2};$$

$$e=\frac{H}{3}.$$

7) Внутренняя грань стенки не вертикальна, уклон ее — внутрь насыпи (фиг. 727). Через нижнее ребро m стенки проводят вертикаль mn и принимают ее за грань стенки. Находят действующее на нее давление земли E по предыдущим формулам. Определяют вес земли P в призме mnk. Равнодействующая сил E и P и будет давлением засыпки на стенку. Это давление не будет, следовательно, горизонтальным.

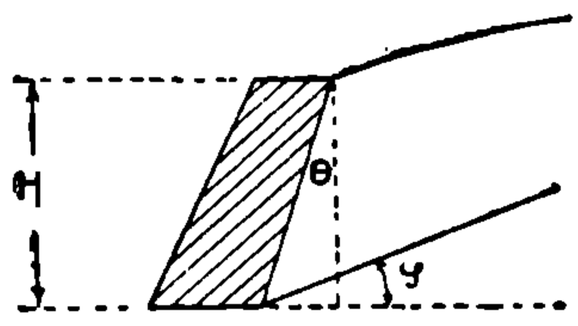


Фиг. 727.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

8) Предыдущий случай, но уклон грани от насыпи (фиг. 728). Находим давление E для стенки высотою H с вертикальной гранью; тогда искомое давление

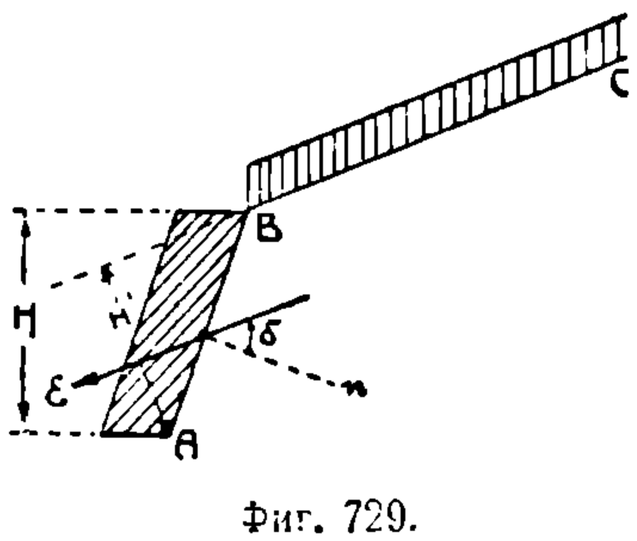
$$E_0 = E(1 - \operatorname{tg}\theta \cdot \operatorname{tg}\varphi);$$



Фиг. 728.

E_0 принимают направленной горизонтально.

Графический прием. Нижеследующее построение относится к общему случаю, когда трением о стенку пренебрегаем или нет, когда грань стенки вертикальна или наклонна в одну или в другую сторону, когда засыпка горизонтальна или имеет откос вверх, когда на поверхности засыпки находится временная нагрузка или нет. В каждом из частных случаев построение соответственным образом видоизменяется, оставаясь по существу одним и тем же. Принимаем обозначения, как и выше; кроме того: δ — угол трения насыпи о стенку обыкновенно принимается равным углу φ естественного откоса засыпки; под углом δ к нормали к поверхности стенки направлена сила E (фиг. 729).



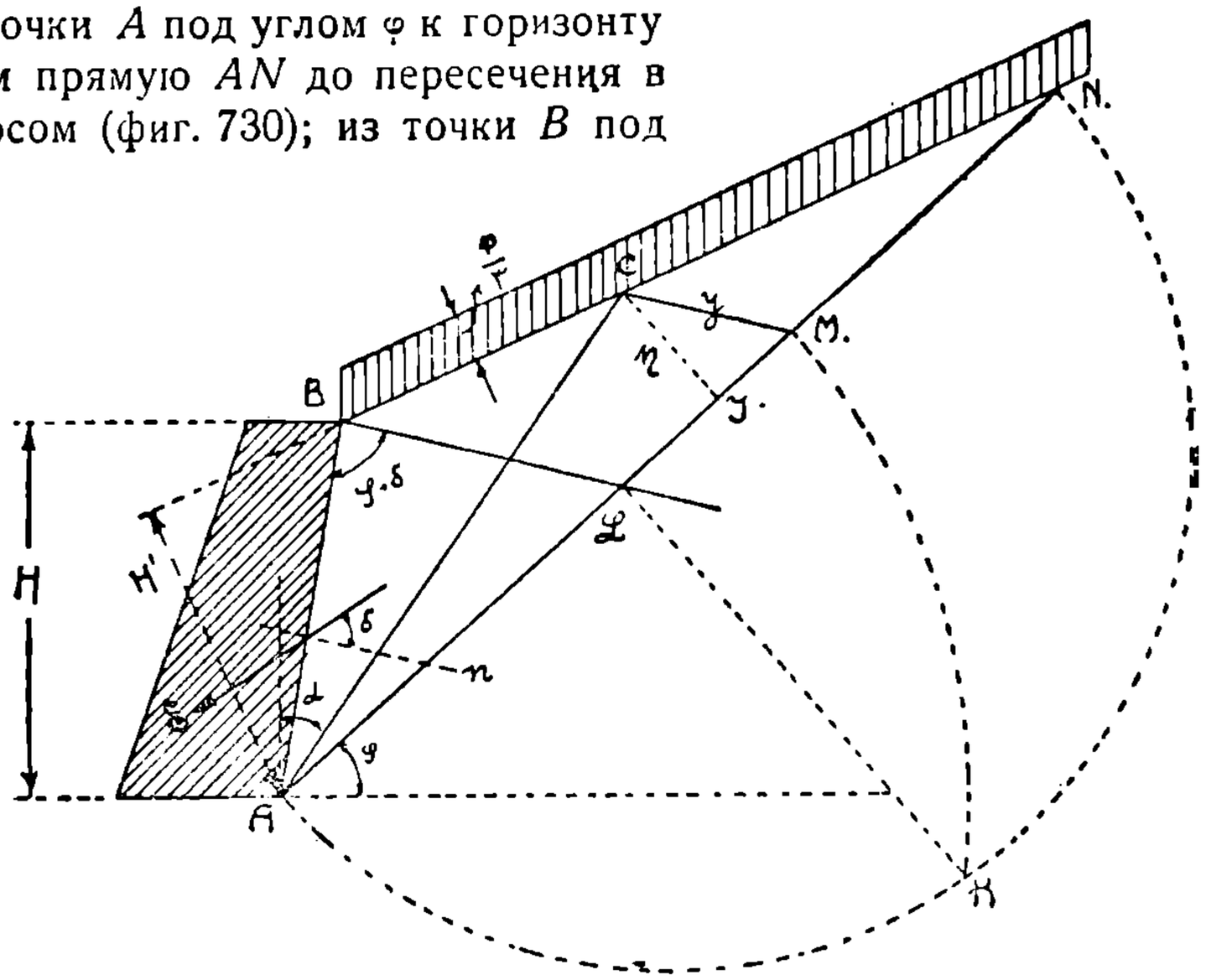
Фиг. 729.

Давление земли

$$E = \frac{1}{2}\gamma' \cdot y\eta,$$

где $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{H'}$; здесь же: p — временная нагрузка на погонную единицу разреза насыпи, H' — длина перпендикуляра из A на линию BC. Величины y и η находятся следующим путем.

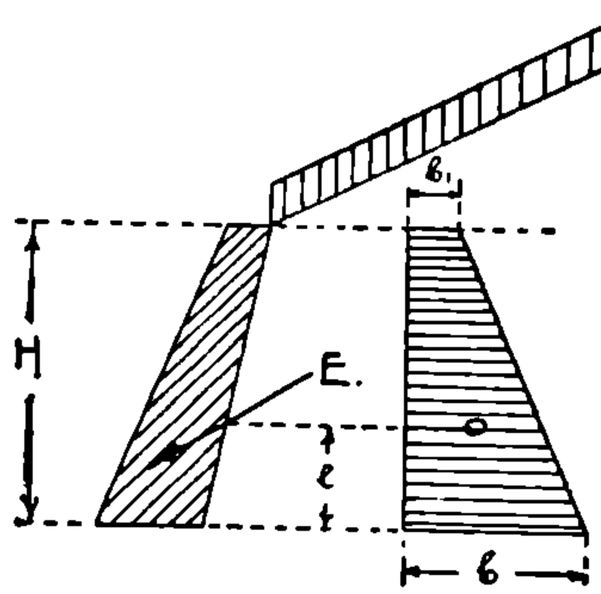
Из точки A под углом φ к горизонту проводим прямую AN до пересечения в N с откосом (фиг. 730); из точки B под



Фиг. 730.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

углом $\varphi+\delta$ к поверхности стенки AB проводим прямую BL до пересечения в L с прямой AN; на AN, как на диаметре, строим полуокружность; в точке L к линии AN восставляем перпендикуляр LK; длину AK откладываем по AN от точки A, находим точку M; из M проводим CM параллельно BL; точку C на откосе соединяем с A; ABC будет призмой обрушения; величина CM есть y, а перпендикуляр CI из C на AN есть η.



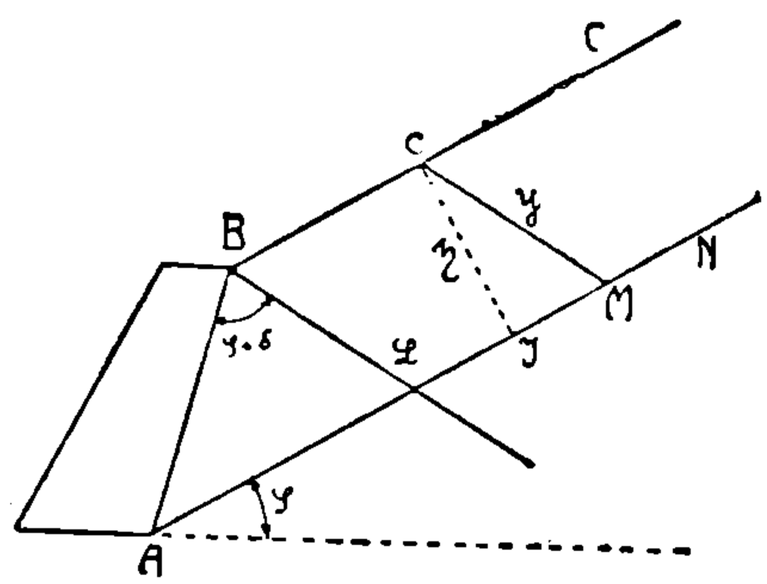
Фиг. 731.

Точка приложения силы E находится по центру тяжести площади распределения давления земли (фиг. 731); для этой площади имеем

$$b=\frac{y\eta}{H},\quad b_1=b\frac{p}{\gamma H}.$$

Если $p=0$, $b_1=0$; площадь распределения давления будет изображаться треугольником, вследствие чего $e=\frac{H}{3}$.

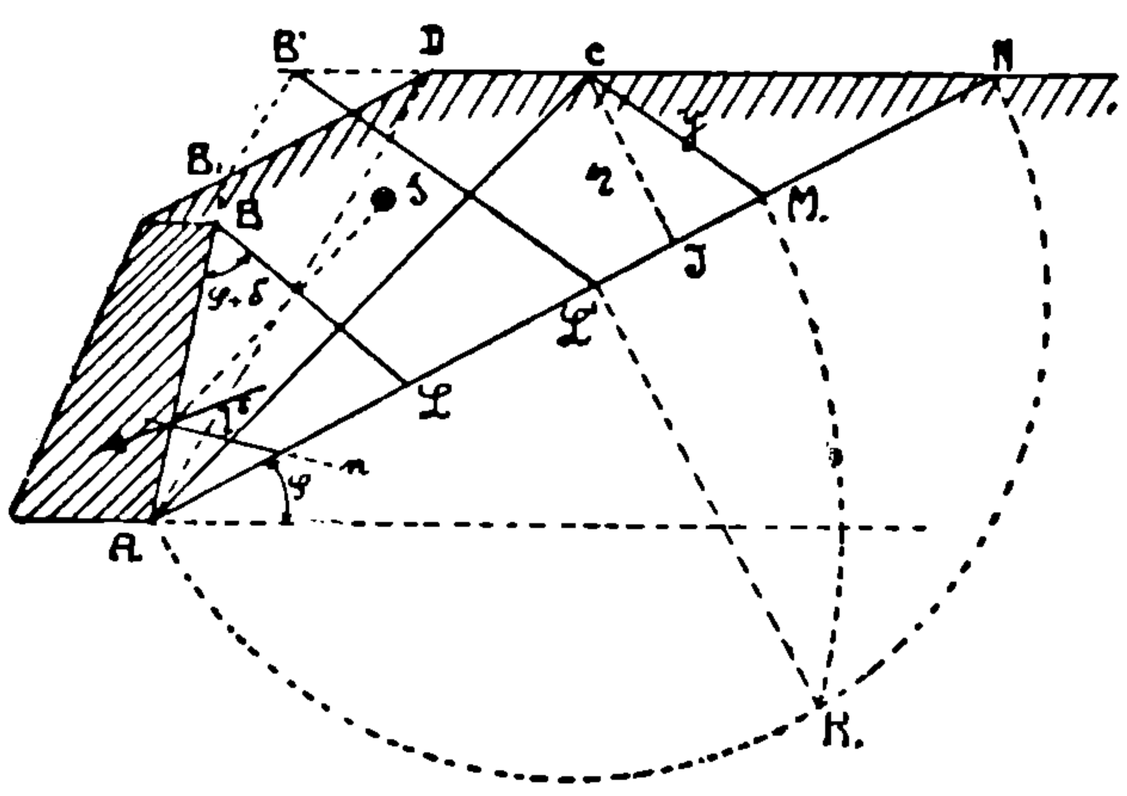
Особый случай. — Если BC параллельно AN (фиг. 732), точка C берется произвольная на откосе; $CM \parallel BL$ дает y; $CI \perp AN$ дает η.



Фиг. 732.

Наконец, приведем еще построение для случая, изображенного на фиг. 733. Продолжаем AB до B_1, проводим $B_1B' \parallel AD$; проводим AN под углом φ к горизонту и BL под углом $\varphi+\delta$ к AB; проводим $B'L' \parallel BL$; описываем окружность на AN, восставляем в L' перпендикуляр $L'K$, находим y и η. AC — плоскость обрушения; AB_1DC — призма обрушения,

$$E=\frac{1}{2}\gamma\cdot\eta y.$$



Фиг. 733.

Точка приложения находится по центру тяжести S призмы обрушения AB_1DC проектированием его параллельно AC на заднюю поверхность стенки. Сила E составляет с нормалью n к стенке угол трения δ.

Давление земли на элемент свода. — Вертикальное давление равно весу столба земли $\omega\cdot H$, где ω — площадь горизонтальной проекции элемента (фиг. 734) или ширина столба при длине свода (вглубь чертежа) единица, H — высота земли над серединой элемента mn.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Горизонтальное давление

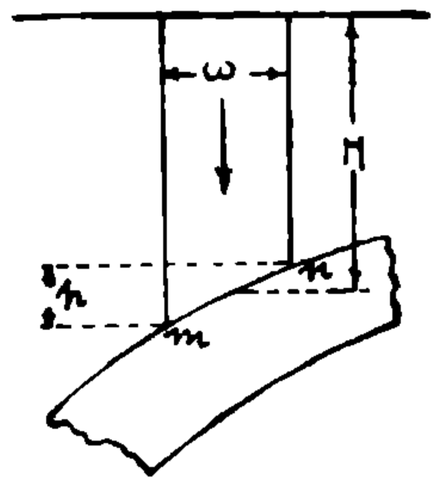
$$E = \gamma H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) h,$$

приложено оно в середине вертикальной проекции h.

Что касается *угла естественного откоса*, то для песка его можно принять равным 33°; для гравия — 35°; для песка под водой по Энгельсу — 29°.

Для насыпной земли 30 — 35°; для мокрой глины и ила 20 — 25°.

Угол трения δ принимается равным 0 или углу естественного откоса засыпки.



Фиг. 734.

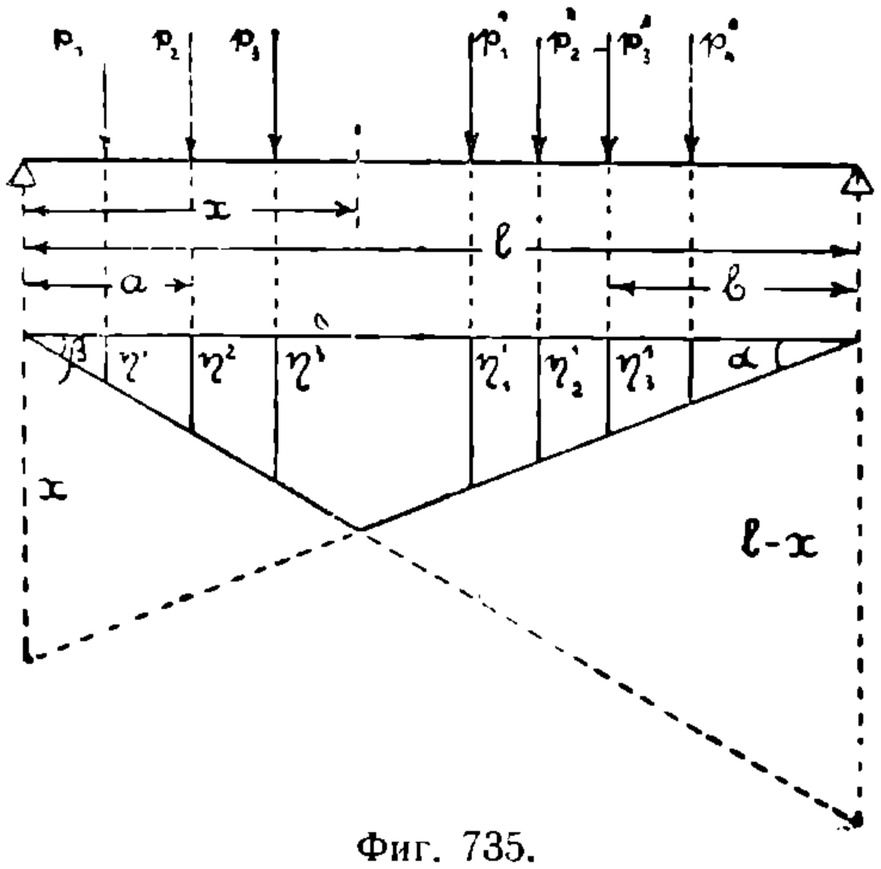
§ 24. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОГО НАИБОЛЬШЕГО МОМЕНТА ИЗГИБА ОТ СИСТЕМЫ ПОДВИЖНЫХ ГРУЗОВ В ПРОСТОЙ БАЛКЕ.

Для определения абсолютного наибольшего момента изгиба в простой балке от системы неизменно связанных между собой подвижных грузов графическая статика дает известный способ веревочного многоугольника, который, не представляя никаких затруднений, может, однако, оказаться хлопотливым, если под рукой нет всех средств и удобств, необходимых для точных графических построений.

Аналитическому решению задачи в русской литературе посвящено около десятка статей и заметок, в которых авторы предлагают то или другое упрощение решения. Нередко упрощение получалось за счет точности или полноты решения, или же основывалось на утомительных детальных изысканиях.

Предлагаемый ниже способ [1]), по убеждению автора, при достаточной полноте является наиболее простым. Здесь же по пути изложено решение задач о нахождении наибольшего момента *в данном сечении* балки и под *данным грузом системы.*

64. Наибольший момент в данном сечении балки. — Линия влияния для момента изгиба в данном сечении имеет вид, изображенный на фиг. 735. Если на балке стоит система подвижных грузов $p_1, p_2, p_3, \ldots, p_n$, то момент в сечении x при положении системы, показанном на чертеже, равен:



Фиг. 735.

$$M_x = \Sigma p \cdot \eta + \Sigma p' \eta',$$

где через p обозначены грузы, стоящие левее сечения, а через p' — правее; замечая, что ордината $\eta_i = a_i \operatorname{tg}\beta$, ордината $\eta_i' = b_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ и что $\operatorname{tg}\beta = \frac{l-x}{l}$, $\operatorname{tg}\alpha = \frac{x}{l}$, получим:

$$M_x = \frac{l-x}{l} \Sigma p a_i + \frac{x}{l} \Sigma p' b_i.$$

[1]) *Г. Передерий,* Способы определения абс. наиб. момента, 1901 г., Тифлис.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Если сдвинем теперь систему неизменно связанных между собой грузов вправо на величину Δl, то величины a_i обратятся в $a_i + \Delta l$, а величины b_i в $b_i - \Delta l$, и момент изменится на величину

$$\Delta M_x = \Delta l \frac{l-x}{l} \Sigma p - \Delta l \frac{x}{l} \Sigma p'.$$

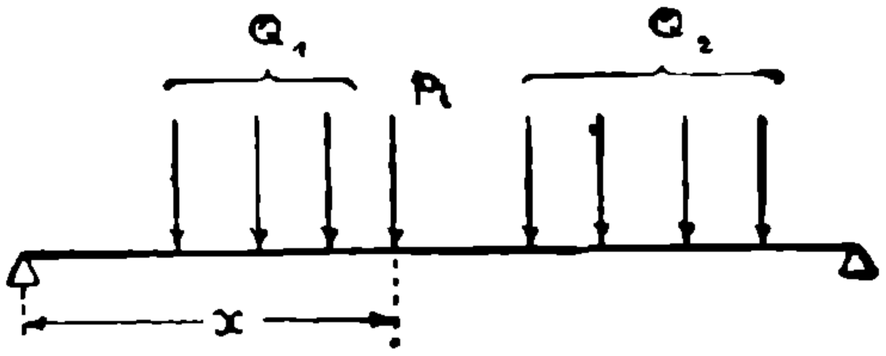
В зависимости от того, будет ли эта величина положительная или отрицательная, момент при передвижении системы вправо будет возрастать или убывать. Положим, что $\Delta M > 0$, т. е.

$$(l-x)\ \Sigma p - x\ \Sigma p' > 0;$$

или

$$\frac{l-x}{x} > \frac{\Sigma p'}{\Sigma p};$$

из этого выражения, где $l-x$ и x постоянные величины, видно, что ΔM_x будет > 0 до тех пор, пока не изменятся величины Σp и $\Sigma p'$, т. е. сумма грузов, с одной стороны сечения и с другой; это может произойти лишь при переходе вправо через сечение ближайшего к нему груза; тогда Σp уменьшится на этот груз, а $\Sigma p'$ увеличится на его величину, и ΔM_x может стать < 0. Если это произошло действительно под некоторым грузом p_i, то он и будет тот груз, который надо будет установить над сечением, чтобы получить $\max M_x$, так как при дальнейшем сдвижении системы вправо ΔM_x отрицательное, т. е. M_x убывает, и при сдвижении системы влево ΔM_x тоже отрицательное, т. е. момент убывает.



Фиг. 736.

Если (фиг. 736) сумму грузов слева от груза p_i назовем через Q_1, а справа p_i через Q_2, то выведенное условие можно формулировать так: для получения $\max M_x$ в данном сечении x балки систему грузов надо установить так, чтобы над сечением стоял тот груз p_i, который дает

$$\frac{l-x}{x} > \frac{Q_2}{Q_1+p_i} \quad \text{и} \quad \frac{l-x}{x} < \frac{Q_2+p_i}{Q_1}.$$

Если сумму всех грузов системы обозначим через R и прибавим ко всем частям предыдущих двух неравенств по 1, то легко получим:

$$\frac{l}{x} > \frac{R}{Q_1+p_i} \text{ или } Q_1 + p_i > \frac{R}{l}x,$$
$$\frac{l}{x} < \frac{R}{Q_1} \text{ или } Q_1 < \frac{R}{l}x.$$

Полагая $\frac{R}{l} = q$, окончательно получим

$$Q_1 + p_i > qx,$$
$$Q_1 < qx,$$

т. е. вычисляем величину $\frac{R}{l} = q$, представляющую нагрузку на единицу длины балки, если всю нагрузку R равномерно распределить по балке; вычисляем qx,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

величину этой фиктивной нагрузки на участке x балки, и *отыскиваем тот груз p_i, на котором останавливается суммирование i первых грузов, чтобы получить величину qx или больше.* Груз p_i и будет тот, при постановке которого на сечение x получается $\max M_x$.

Пример. Пролет балки $l=12$ *м* (фиг. 737). Найти наибольший момент от подвижной системы грузов в сечении, отстоящем от левой опоры в расстоянии 4,5 *м*. Система грузов показана на чертеже.

Имеем

$$R=3\times 10+2\times 12=54 \ т;$$

$$q=\frac{R}{l}=\frac{54}{12}=4{,}5 \ т/м;$$

$$qx=4{,}5\times 4{,}5=20{,}25 \ т.$$

Если к первому грузу (10 *т*) прибавим второй, то сумма уже превзойдет qx; следовательно, под *вторым* грузом будет $\max M_x$. Величину $\max M_x$ легко вычислить; находим реакцию левой опоры

$$A=\frac{10\times 2+10\times 4+12\times 6+12\times 7{,}5+10\times 9}{12}=26 \ т;$$

$$\max M_x=26\times 4{,}5-10\times 1{,}5=102 \ т\cdot м.$$

Для сечения $x=7$ *м* при той же подвижной системе грузов имеем

$$qx=4{,}5\times 7=31{,}5.$$

Сумма первых двух грузов дает 22 *т*; трех — 34 *т*. Следовательно, под третьим грузом будет $\max M_x$ для сечения $x=7$ *м*.

Если бы при установке системы грузов p_i на данное сечение x какой-нибудь крайний груз сошел с балки, то его надо выбросить из системы и снова сосчитать R, q, qx и определить груз p_i.

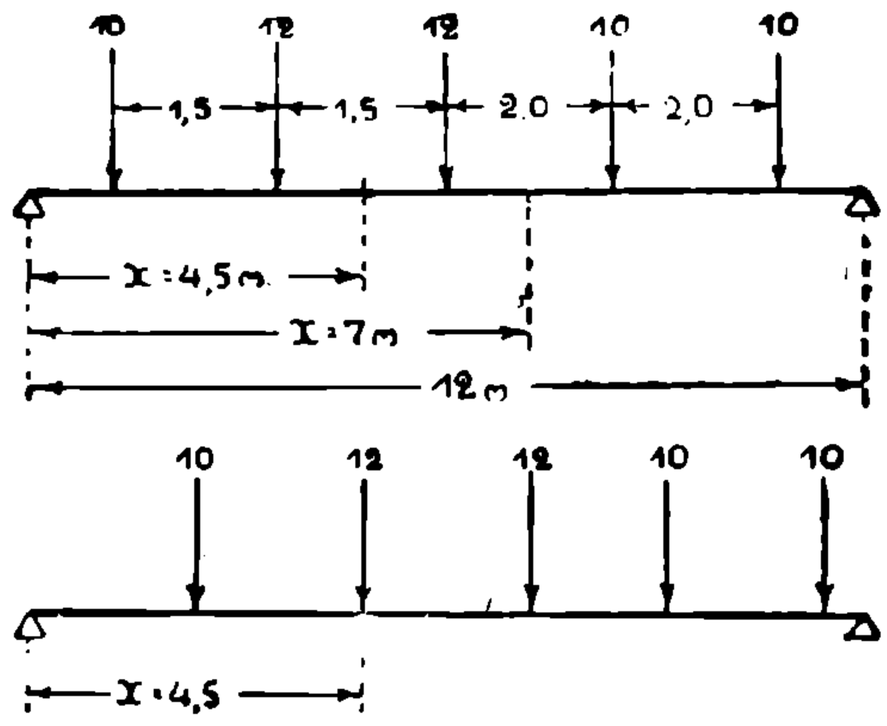
Из условий

$$\begin{aligned} Q_1 \quad & p_i > qx, \\ & Q_1 < qx, \end{aligned}$$

находим все значения величины x, для которых наибольший момент в сечении будет давать груз p_i; именно:

$$\left.\begin{aligned} x &> \frac{Q_1}{q} \text{ и наименьшее значение } x_1=\frac{Q_1}{q} \\ x &< \frac{Q_1}{q}+\frac{p_i}{q} \text{ и наибольшее знач. } x_2=\frac{Q_1}{q}+\frac{p_i}{q} \end{aligned}\right\} \quad [A]$$

Следовательно, *пока будем брать x в пределах от x_1 до x_2, наибольший момент в сечении будет под грузом p_i.* Участок балки, на протяжении



Фиг. 737.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

которого $\max M_x$ получается под грузом p_i, определяется (фиг. 738) величиной $x_2 - x_1$; длина его будет равна:

$$x_2 - x_1 = \frac{p_i}{q},$$

т. е. той длине балки, на которую *распространится груз p_i при равномерном распределении всей нагрузки по балке.*

Фиг. 738.

Нетрудно видеть, что вся балка подразделяется на столько участков, сколько грузов, причем на каждом участке $\max M_x$ получается под соответственным грузом. Для первого участка, когда $p_i = p_1$, величина $Q_1 = 0$; следовательно, для него $x_1 = 0$; $x_2 = \frac{p_1}{q}$. Для $p_i = p_2$ $Q_1 = p_1$, и следовательно

$$x_1 = \frac{p_1}{q};\ x_2 = \frac{p_1 + p_2}{q};\ \text{и т. д.}$$

Если заменить здесь обратно $q = \frac{R}{l}$, то

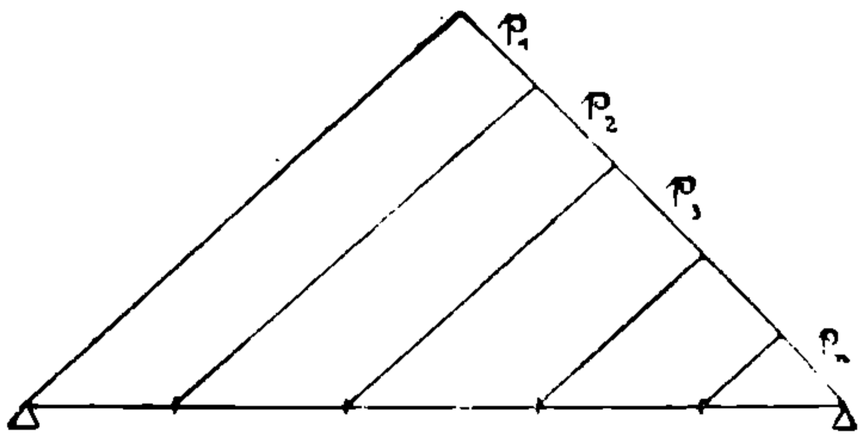
$$x_1 = \frac{p_1 l}{R};\ x_2 = (p_1 + p_2)\frac{l}{R}$$

и границы участков могут быть найдены графически при помощи пропорционального деления следующим образом (фиг. 739).

На произвольной прямой, проведенной через правую опору, откладываем грузы p в обратном порядке, т. е. $p_5, p_4, \ldots, p_1$. Конец p_1 соединяем с другой опорой балки, а через концы других сил проводим прямые, параллельные предыдущей прямой; эти параллельные прямые и разделят балку на искомые участки. (Можно взять произвольную прямую из левой опоры и на ней отложить грузы в прямом порядке.)

Так же просто решается эта задача аналитически. Например, для случая, изображенного на фиг. 737, имеем пять участков следующей длины по порядку грузов:

1) $\frac{10}{4,5} = 2,22$ *м*,
2) $\frac{12}{4,5} = 2,67$ *м*,
3) $\frac{12}{4,5} = 2,67$ *м*,
4) $\frac{10}{4,5} = 2,22$ *м*,
5) $\frac{10}{4,5} = 2,22$ *м*.



Фиг. 739.

Границы участков при помощи расстояний x от левой опоры определяются в следующем виде:

Для 1-го участка, соотв. грузу	p_1,	$x =$ от	0	до	2,22 *м*
2-го	p_2,	x	2,22		4,89 „
3-го	p_3,	$x =$ „	4,89		7,56 „
4-го	p_4,	$x =$ „	7,56		9,78 „
5-го	p_5,	$x =$ „	9,78		12,00 „

НБ УДУНТ (ДІТ)

Здесь мы видим подтверждение полученных решений, что в сечении $x=4{,}5$ *м* $\max M_x$ будет под грузом p_2, а в сечении $x=7$ *м* под грузом p_3.

65. Определение наибольшего момента под данным грузом неизменно связанной подвижной системы. — Пусть имеем систему n грузов (фиг. 740). Найдем положение равнодействующей R, которое определится расстоянием a от первого груза системы. Положение системы при передвижении ее на балке будем определять величиною y расстояния первого груза от левой опоры. Задача настоящего параграфа заключается в следующем. Возьмем момент в сечении, находящемся под грузом p_i при некоторой величине y, т. е. при известном положении системы грузов на балке. С изменением величины y под грузом p_i будет другое сечение и в нем другой момент изгиба; передвигая систему по балке, будем получать под грузом p_i различные сечения балки и в них различные по величине моменты; найдем то положение системы, при котором в сечении под данным грузом p_i будет наибольший момент.

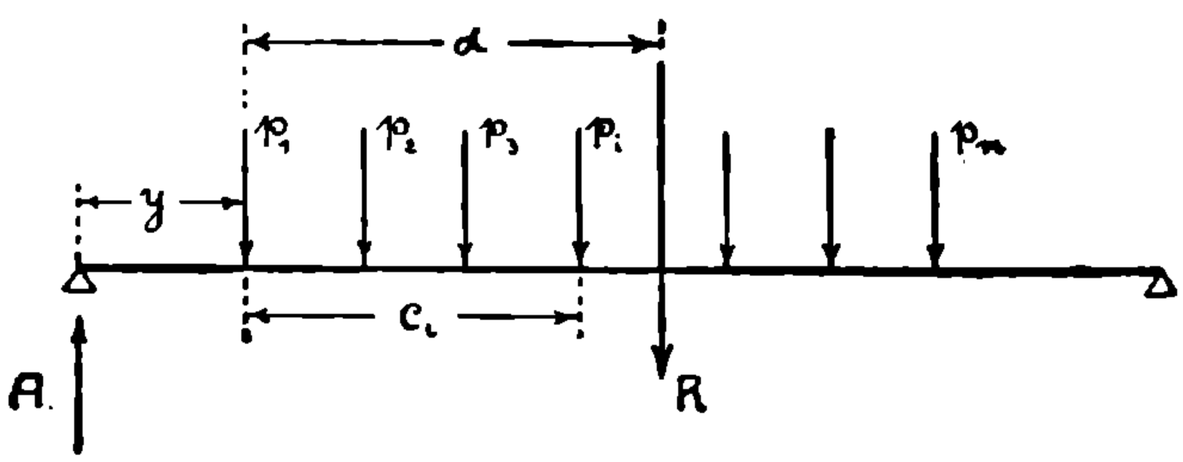
Имеем (фиг. 740):

$$A=\frac{R(l-y-a)}{l}.$$

Момент M_i под грузом p_i будет

$$M_i=A\,(y+c_i)-\mu_i,$$

где c_i — расстояние груза p_i от первого груза p_1; μ_i — момент i первых грузов относительно точки приложения i-го груза.



Фиг. 740.

Подставляя найденную выше величину A, получим:

$$M_i=q(l-y-a)\,(y+c_i)-\mu_i, \qquad [1]$$

$$\frac{dM_i}{dy}=q\,(l-a-2y-c_i).$$

Наибольшее значение M_i получим, когда оправдается условие

$$\frac{dM_i}{dy}=0 \text{ или } l-2y-a-c_i=0,$$

т. е. когда

$$y=\frac{l-a-c_i}{2}=\frac{l-a}{2}-\frac{c_i}{2}. \qquad [2]$$

При этом x — расстояние сечения (находящегося под грузом p_i) от левой опоры равно

$$x=y+c_i,$$

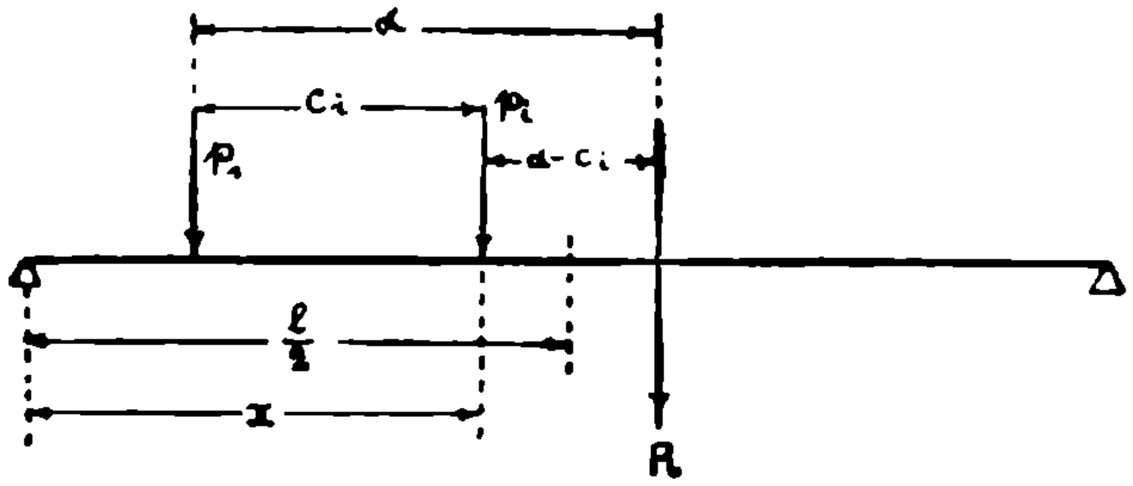
$$x=\frac{l-a-c_i}{2}+c_i,$$

$$x=\frac{l}{2}-\frac{a-c_i}{2}. \qquad [3]$$

Это условие выполнено на фиг. 741, и мы видим, что оно может быть формулировано так: *чтобы получить наибольший момент в сечении под определенным грузом p_i, нужно так установить систему подвижных грузов,*

НБ УДУНТ (ДІІТ)

чтобы равнодействующая R системы грузов и данный груз p_i стали по ту и по другую сторону середины балки на одинаковых расстояниях от нее.



Фиг. 741.

При этом величина $\max M_i$ определится из выражения [1]; подставив в него для y найденное выше значение [2], получим:

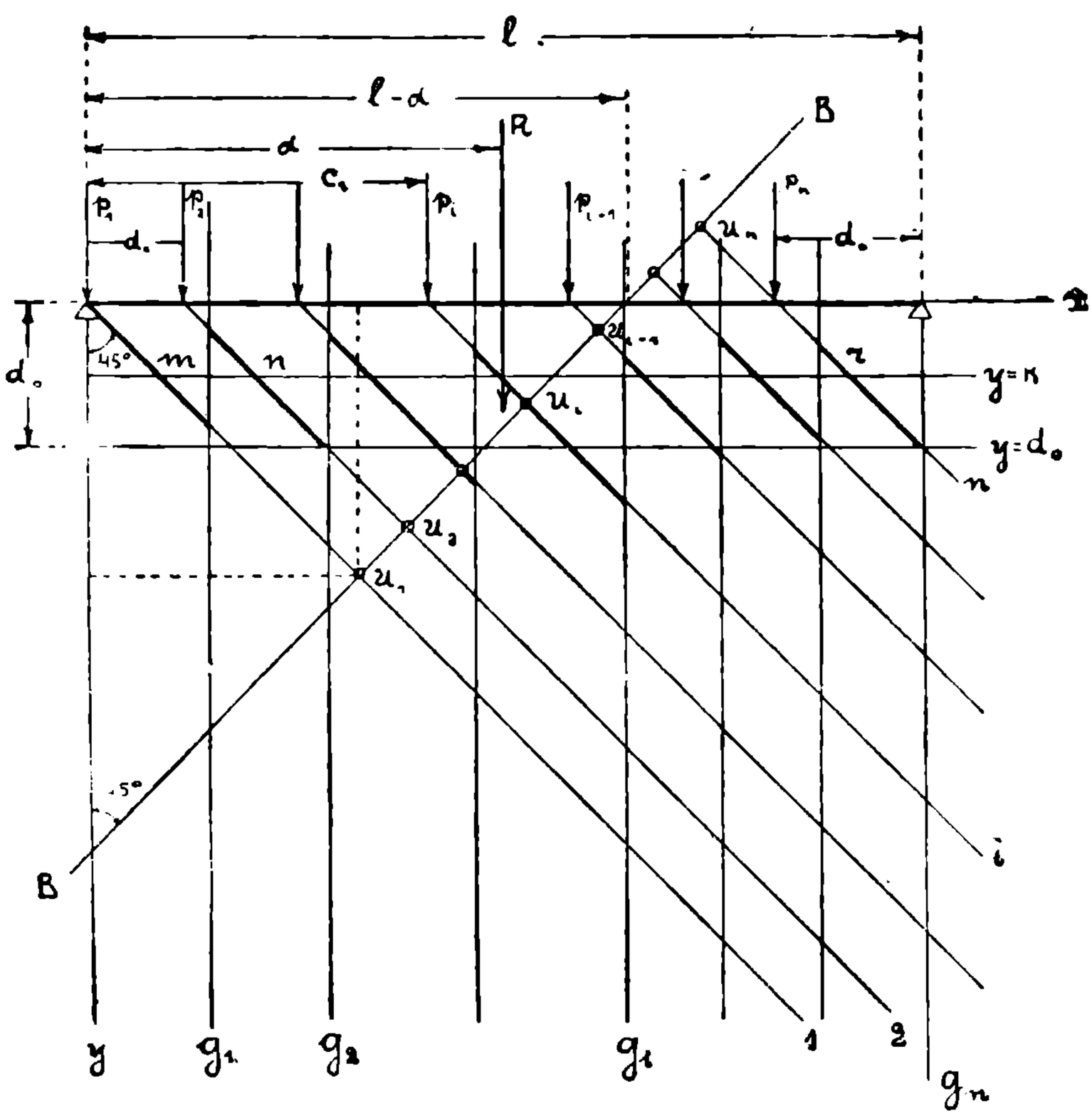
$$\max M_i = q\left(\frac{l-a+c_i}{2}\right)^2 - \mu_i, \quad [4]$$

или

$$\max M_i = qx^2 - \mu_i,$$

где q, x и μ имеют вышеуказанные значения.

66. Определение абсолютного наибольшего момента. — Вышерассмотренные наибольшие моменты можно назвать *относительными* наибольшими моментами. *Абсолютный* же наибольший момент есть тот, который будет самым большим из всех возможных для данной балки и для данной системы грузов. Выше мы видели, что в каком бы то ни было сечении балки момент будет наибольший, *когда над ним будет груз*; следовательно, если под



Фиг. 742.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

каждым грузом системы отыскать по формуле [4] $\max M_i$ и, сравнив их между собою, выбрать *наибольший*, то это и будет абсолютный наибольший момент изгиба. Но при значительном числе грузов в системе, например, когда нагрузка состоит из осей поезда на мосту, этот путь был бы очень хлопотлив. Задача дальнейшего сводится к тому, чтобы сократить работу и для сравнения брать $\max M_i$ лишь для двух, трех грузов из всего числа их [1]). Пусть имеем систему грузов $p_1, p_2, \ldots, p_n$; равнодействующая их R.

Положение системы на балке определяется расстоянием первого груза от левой опоры; положение какого-нибудь груза p_i в системе определяется расстоянием c_i от первого груза; положение сечения, находящегося под грузом p_i, определяется расстоянием x от левой опоры; оно, очевидно, равно всегда

$$x = y + c_i. \qquad [5]$$

Если возьмем левое крайнее положение системы на балке (фиг. 742), при котором $y = 0$, то, исходя из него, систему можно двигать вправо, пока груз p_n не станет на правой опоре; за этой границей на балке окажется меньшее число грузов, т. е. будет уже другая система. Таким образом *свобода движения* системы определяется величиной d_0, и для изменений величины y имеем пределы от 0 до d_0.

Примем балку (фиг. 742) за ось x-ов, а перпендикуляр к ней на левой опоре — за ось y-ов. Заданному y по формуле [5] соответствует определенное x для каждого груза, в зависимости от c_i; для первого груза

$$c_1 = 0 \text{ и } x = y,$$

что изображает прямую 1, идущую под углом 45° к осям координат.

Для p_2 имеем $c_2 = d_1'$ и $x = y + d_1$, а это дает прямую 2, параллельную прямой 1 и выходящую из точки приложения груза p_2 при начальном положении системы. Для остальных грузов получим остальные прямые, показанные на фиг. 742. Каждая точка каждой из этих прямых дает одновременно определенное x и y, т. е. *положение системы и положение сечения* под определенным грузом. Если для данного положения системы $y = k$ определить момент изгиба под каждым грузом и в соответственных положению системы точках $m, n, \ldots, r$ восставить перпендикуляры к плоскости xy, на них отложить моменты и соединить концы, то получим *эпюру моментов для данного положения системы грузов.*

Если сосредоточить внимание на грузе p_i и следить за моментом M_i под ним при изменении y, если для каждого y вычислить момент M_i и отложить его на перпендикуляре к плоскости xy в соответственной точке прямой i (параллель под углом 45°), то концы перпендикуляров дадут непрерывную кривую. Если эту кривую спроектировать на вертикальную плоскость, проходящую через ось x-ов, то получим *эпюру момента под грузом* p_i при

---

[1]) Нижеследующий прием впервые изложен автором в журнале «Инженерное дело» за 1901 г., № 1. Проф. Велихов в книге Теория инженерных сооружений, 1924 г., стр. 205, приводит наш план (фиг. 742), но к сожалению без ссылки на нашу работу.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

движении системы. Эта кривая выражается уравнением [1] и есть парабола. Парабола же будет и в вертикальной плоскости, проходящей через параллель i. Обе параболы при данном x имеют одинаковые ординаты, т. е. отрезки, изображающие момент. На этой и на другой параболе $\max M_i$ будет соответствовать вершине параболы. Найдем проекцию вершины на линии i.

По предыдущему, вершина параболы на параллели i дает точку, определяемую формулой [2] или [3], т. е.

$$y = \frac{l - a - c_i}{2},$$

$$x = \frac{l - a + c_i}{2}.$$

Если из этих двух выражений исключить c_i, то получим прямую

$$x = l - a - y, \qquad [6]$$

на которой в нашем плане лежат вершины парабол для всех грузов.

Из ур. [6] видно, что прямая также идет под углом 45° к осям; положение ее определяется точками на осях координат:

при $y = 0$, $x = l - a$;
при $x = 0$, $y = l - a$.

Прямую эту обозначим через BB.

Итак, определив a, т. е. положение равнодействующей, мы можем получить немедленно же картину, изображенную на фиг. 742. Эта картина дает точки $u_1, u_2, \ldots u_n$ на пересечении BB с параллелями. Эти точки соответствуют $\max M_i$; их положение дает y, т. е. величину сдвижения системы, и x, т. е. сечение, в котором данный груз дает $\max M$.

Если на этой фигуре провести еще прямую $y = d_0$, то полоса плана между осью x-ов и этой прямой есть то поле, на котором совершаются явления соответственно свободе передвижения системы, и мы видим, что *фактически* систему можно поставить под наибольший момент лишь для некоторых грузов, для которых точки u остаются в пределах поля движения. Так, напр., чтобы получить $\max M$ под первым грузом, надо систему сдвинуть вправо больше, чем на d_0, и крайние грузы сойдут с балки. Чтобы получить $\max M$ под последним грузом, систему нужно сдвинуть из начального положения влево ($-y$), а при этом первый, по крайней мере, груз сойдет с балки.

Может случиться так, что ни один груз не будет иметь точки u в поле движения: это укажет на то, что следует свести один из крайних грузов с пролета и рассмотреть оставшуюся систему.

Если же грузы свести нельзя, по условиям службы сооружения, то сравнивают моменты для грузов, дающих ближайшие к полю точки u при предельных положениях на балке.

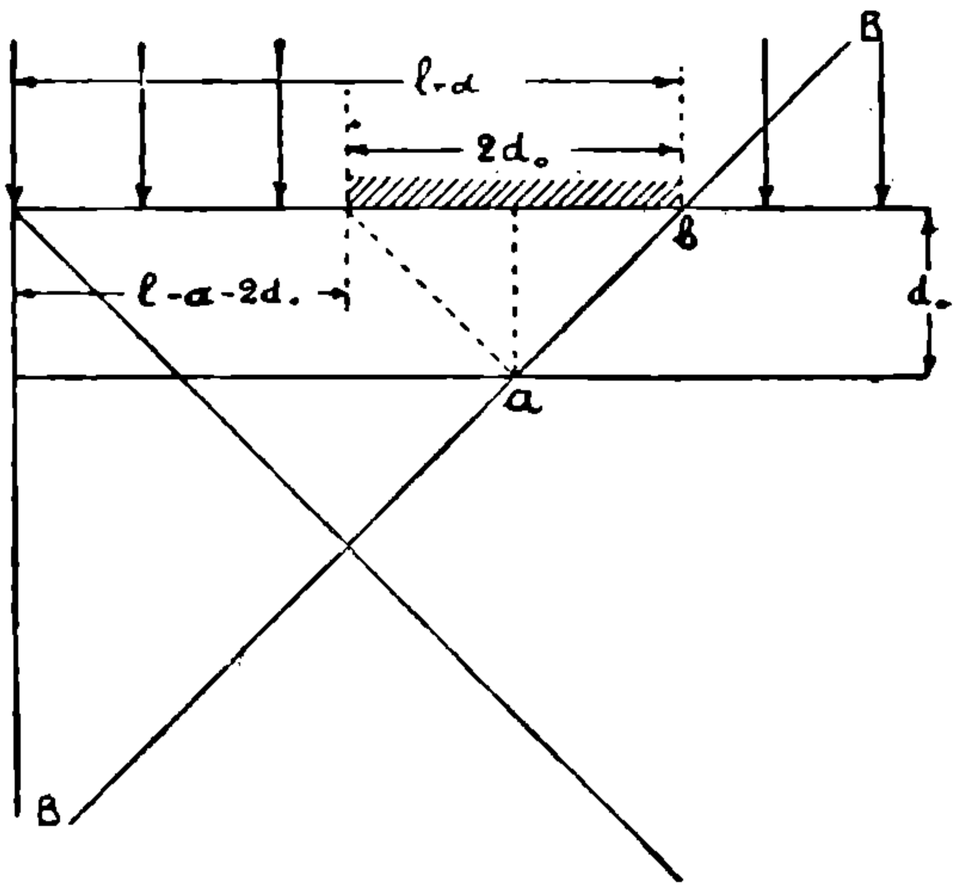
Будет ли в полосе движения находиться точка u для какого-нибудь груза или нет, — легко узнать без плана. В самом деле, из фиг. 743 ясно, что участку ab прямой BB на балке соответствует заштрихованный участок, равный $2d_0$; если в начальном положении на этом участке балки не ока-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

жется ни одного груза, то ни один не даст точки a в полосе движения; система может дать наибольший момент, если свести крайний груз.

Пределы *критического участка* определяются величиною x от

$$\left.\begin{array}{r} x = l - a - 2d_0 \\ \text{до } x = l - a \end{array}\right\} \qquad [7]$$



Фиг. 743.

Пример. Пролет балки 12 *м*; нагрузка состоит из нормального поезда 1896 года; на пролете помещается 7 паровозных осей (фиг. 744).

$$R = 105 \ т;$$

$$a = \frac{60 \cdot 1{,}95 + 45 \cdot 10{,}6}{105} = 5{,}66 \ м;$$

$$d_0 = 0{,}1 \ м.$$

На участке

$$\begin{array}{ll} x = l - a - 2d_0 = 6{,}14 & м \\ x = l - a \quad\quad\ = 6{,}34 & м \end{array}$$

нет ни одного груза. Можно свести крайний правый груз. На пролете будет 6 осей.

$$R = 90 \ м, \quad d_0 = 1{,}4 \ м, \quad a = \frac{60 \cdot 1{,}95 + 30 \cdot 9{,}95}{90} = 4{,}62 \ м;$$

$$\left.\begin{array}{l} l - a - 2d_0 = 12 - 4{,}62 - 2 \cdot 1{,}4 = 6{,}58 \ м \\ l - a = 12 - 4{,}62 = 7{,}38 \ м \end{array}\right\} \text{ в этих пределах нет грузов.}$$

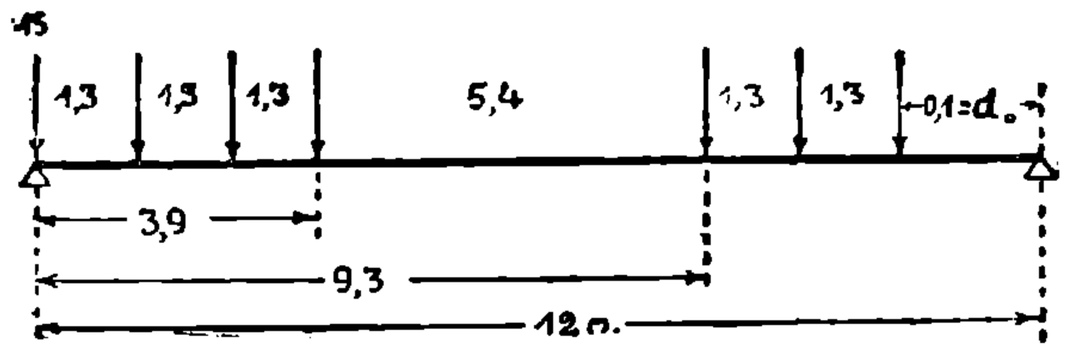
Удаляем 6-й груз. На пролете 5 осей.

$$R = 75 \ м, \quad d_0 = 2{,}7 \ м, \quad a = \frac{60 \cdot 1{,}95 + 15 \cdot 9{,}3}{75} = 3{,}42 \ м;$$

$$\left.\begin{array}{l} l - a - 2d_0 = 3{,}18 \ м \\ l - a = 8{,}58 \ м \end{array}\right\} \text{ в этих пределах находится груз } p_4.$$

Величина c_i для него будет $c_4 = 3{,}9 \ м$.

Момент $\max M_4$ по формуле [3] будет в сечении



Фиг. 744.

$$x = \frac{l - a + c_4}{2} = 5{,}64 \ м.$$

По формуле [4] будем иметь, наконец,

$$\max M_4 = q\left(\frac{l - a + c_4}{2}\right)^2 - \mu_4,$$

$$q = \frac{75}{12}; \ \mu_4 = 15\,(1{,}3 + 2{,}6 + 3{,}9) = 117 \ т \cdot м,$$

$$\max M_4 = \frac{75}{12} \cdot 5{,}64^2 - 117 = 198{,}81 - 117 = 81{,}81 \ т \cdot м.$$

Можно подумать, что мы нашли абсолютный наибольший момент. Но посмотрим, какой момент будет под грузом p_3.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для него $c_3 = 2{,}6$ *м*.

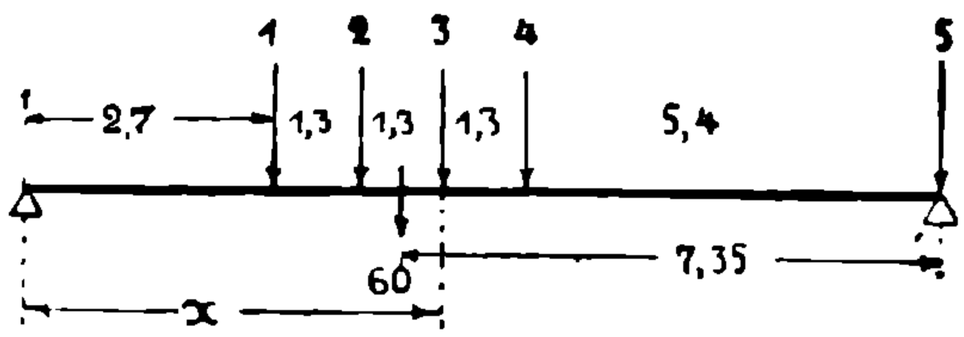
$$y = \frac{l - a - c_3}{2} = 2{,}99 \text{ м} > 2{,}7 = d_3,$$

т. е. при установке p_3 на $\max M_3$ пятый груз сойдет с пролета, что мы уже знали наперед. Поставим тогда систему в крайнее положение, т. е. дадим y величину 2,7 *м* (фиг. 745); $x = 5{,}3$ *м*.

Реакция опоры

$$A = \frac{60 \times 7{,}35}{12} = 36{,}75 \text{ т};$$

$$M_3 = 36{,}75 \cdot 5{,}3 - 15\ (1{,}3 + 2{,}6) = 194{,}77 - 58{,}5 = 136{,}27 \text{ т} \cdot \text{м}.$$



Фиг. 745.

Сравнивая M_3 с $\max M_4$, видим, что M_3 гораздо больше $\max M_4$; последний не есть абсолютный наибольший момент.

Если разбить балку на участки, для сечений которых $\max M$ получается под определенным грузом, то увидим, что груз p_4 давал $\max M_4$ *не на своем участке*. В самом деле, границы участков будут:

1) $x = 0$ до $x = \frac{p_1}{q} = \frac{p_1 l}{R} = \frac{15 \times 12}{75} = 2{,}4$ *м*,
2) $x = 2{,}4$ *м* . $x = 4{,}8$ *м*,
3) $x = 4{,}8$ *м* . $x = 7{,}2$ *м*,
4) $x = 7{,}2$ *м* $x = 9{,}6$ *м*,
5) $x = 9{,}6$ *м* $x = 12{,}0$ *м*.

Груз p_4 стоял на $x = 5{,}64$ *м*, т. е. на участке 3-го груза.

Груз p_3 стоял на $x = 5{,}3$ *м*, т. е. на своем участке.

Соображения, изложенные на стр. 356, и предыдущий подсчет M_4 и M_3 показали, что *не на своем участке груз не может дать абсолютного наибольшего момента*, хотя бы он давал $\max M$ в сечении под ним.

Дело в том, что моменты под каким-нибудь грузом в сечениях балки, принадлежащих участку груза, взятые как ординаты, образуют отрезок параболы; для каждого груза эти отрезки разные, но принадлежат одной и той же параболе, приподнятой на большую или меньшую высоту над осью ab (фиг. 743). Ясно, что хотя M_4 имеет $\max$, но только на участке груза p_3, параболический отрезок для которого выше, чем для груза p_4, а потому p_3 должен дать больший момент.

Итак, в нашем примере надо искать наибольший момент под грузом p_3. Одно значение его мы нашли; оно относится к случаю, когда на пролете 5 грузов; при этом под грузом p_3 еще не получится $\max M_3$. Удалим 5-й груз. На пролете 4 груза (фиг. 746)

$$\max M_3 = q\left(\frac{l - a + c_3}{2}\right)^2 - \mu_3,$$

$$q = \frac{60}{12} = 5 \text{ т/м}, \quad a = 1{,}95 \text{ м}, \quad c_3 = 2{,}6 \text{ м},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

$$\frac{l-a+c_3}{2}=\frac{12-1{,}95+2{,}6}{2}=6{,}32\ м,$$

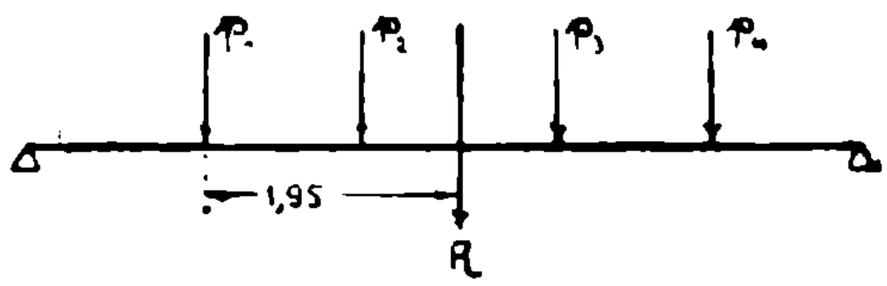
$$\mu_3=15\,(1{,}3+2{,}6)=58,\ 5\ т\cdot м,$$

$$\max M_3=5\times 6{,}32^2-58{,}5=141{,}21\ т\cdot м$$

Таким образом, из 7 поместившихся на балке осей нужно было оставить лишь 4 и под третьей осью взять $\max M$. Это и будет искомый абсолютный наибольший момент.

Из настоящего примера видно, что, кроме ограничений относительно поля движения системы, необходимо ввести в рассмотрение *условие установки груза на его участке*. Это условие легко ввести. Надо лишь на фиг. 742 наметить границы участков; проведем через них вертикали $g_1, g_2, \ldots, g_n$. Утолщенные отрезки косых параллелей нанесены для каждого груза на его участке балки.

Получается зигзаг, *дающий полное представление о положении вещей*. Из чертежа теперь видно, что, хотя для груза p_{i+1} точка u_{i+1} находится в пределах поля движения системы, но она не находится на зигзаге, т. е. лежит вне участка для груза p_{i+1}, а следовательно, груз p_{i+1} и не может дать наибольшего момента.



Фиг. 746.

При желании обойтись без чертежа, изображенного на фиг. 742, нужно поступить следующим образом: убедившись, что один или несколько грузов дают точки u в пределах поля движения системы (т. е. между осью x и прямой $y=d_0$), находим по формуле [3] абсциссы точек u для этих грузов, а затем по формулам [A] (стр. 355) находим пределы участков для тех же грузов и судим, находятся ли точки u на своих участках. Если находятся, *то для них определяем* $\max M_l$ *и сравниваем величины*, а если ни одна точка не находится, то меняем систему, удаляя крайний груз.

Пример. Пролет балки 25 *м*. Нагрузка нормальным поездом 1896 года. На пролете помещается 12 осей: 2 паровоза, тендер и одна ось вагона.

$$R=167{,}5\ т;\ d_0=0{,}40\ м,$$

$$a=\frac{120\times 6{,}6+37{,}5\times 19{,}3+10\times 24{,}6}{167{,}5}=10{,}52\ м,$$

$l-a-2d_0=25-10{,}52-2\cdot 0{,}40=13{,}08\ м$ | в этих пределах
$l-a=14{,}48\ м$ | нет ни одного груза.

Снимаем вагонную ось. На пролете 11 осей.

$$R=157{,}5\ т;\ d_0=4{,}1\ м;\ a=\frac{120\cdot 6{,}6+37{,}5\cdot 19{,}3}{157{,}5}=9{,}52\ м;$$

$l-a-2d_0=7{,}18\ м$ | в этих пределах находятся
$l-a=15{,}38\ м$ | четыре груза: p_5, p_6, p_7, p_8.

Абсциссы соответственных им точек u будут:

$$x_5=\frac{l-a}{2}+\frac{c_1}{2}=7{,}69+4{,}65=12{,}34\ м,$$

$$x_6=7{,}69+5{,}30=12{,}99\ м,$$

$$x_7=7{,}69+5{,}95=13{,}64\ м,$$

$$x_8=7{,}69+6{,}60=14{,}29\ м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Границы соответственных участков на балке при $q=\frac{R}{l}=6{,}3$ *т/м*:

для p_5 $x_1=\frac{60}{6{,}3}=9{,}52$ *м*, $x_2=9{,}52+\frac{15}{q}=9{,}52+2{,}38=11{,}90$ *м*;

для p_6 $x_1=11{,}90$ *м*, $x_2=11{,}90+2{,}38=14{,}28$ *м*;

для p_7 $x_1=14{,}28$ *м*, $x_2=14{,}28+2{,}38=16{,}66$ *м*;

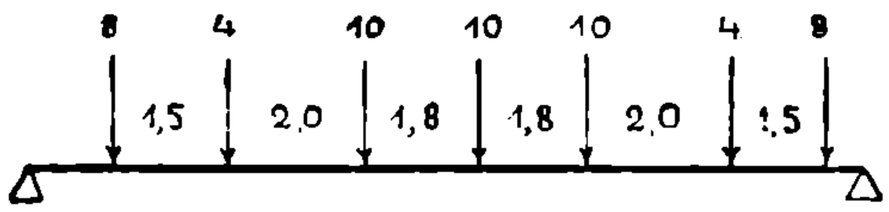
для p_8 $x_1=16{,}66$ *м*, $x_2=16{,}66+2{,}38=19{,}04$ *м*.

Из сопоставления этих величин с предыдущими находим, что только груз p_6 дает max M на своем участке. Абсолютный наибольший момент равен:

$$\max M_6=6{,}3\times 12{,}99^2-60\times 8{,}65-15\times 1{,}3=524{,}56\ т\cdot м.$$

Читателю предлагается исследовать и заметить следующие результаты для простых случаев, относящихся к обсуждаемому вопросу.

Если грузы равны между собой и стоят на равных расстояниях друг от друга или если они по величине и по расстояниям расположены симметрично относительно середины занимаемого ими фронта и по величине возрастают к середине, то:



Фиг. 747.

1) при нечетном числе грузов (фиг. 747) абсолютный наибольший момент будет иметь место под средним грузом, когда он станет над серединой балки;

2) при четном числе грузов абсолютный момент будет под одним (все равно каким) из двух средних грузов; если расстояние между этими грузами d, то момент будет находиться в сечении, отстоящем на $\frac{d}{4}$ от середины балки.

Практические указания. — Нижеследующие практические указания относятся главным образом к нахождению абсолютного наибольшего момента для расчета мостовых балок при действии подвижной нагрузки в виде поезда.

1) Если подвижная система грузов может быть составлена из отдельных групп грузов так или иначе, то для определения max M в балке подбирают такую систему, чтобы *наиболее тяжелые грузы стояли возможно ближе друг к другу и возможно ближе к середине балки.*

2) Если при установке системы на получение абсолютного max M на пролет взойдет новая ось поезда, то, кроме рассмотренной системы (если она возможна по условиям разделения поезда), следует взять новую систему грузов, добавив к прежней взошедший груз, и, найдя абсолютный max M, сравнить с предыдущим.

3) Если выбранная из поезда система дает абсолютный наибольший момент, причем при установке на абсолютный max новый груз не вступает, то это еще не значит, что снятие одного из крайних грузов или добавление нового не даст еще больший момент; но разница в величине моментов получается обыкновенно ничтожная. Можно довольствоваться первой подобранной системой.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

§. 25. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ.

67. Для деревянных мостов. — Для деревянных мостов, как железнодорожных, так и шоссейных, в настоящее время приняты комиссариатом путей сообщения следующие допускаемые напряжения для дерева в *кг* на *кв см*[1])

Таблица 1.

Направление действия усилия	Род напряжения	Сосна		Дуб	
		среднего качества	лучшего качества	среднего качества	лучшего качества
Вдоль волокон	Непосредственное равномерное растяжение .	100	120	120	140
	Непосредственное равномерное сжатие .	70	85	85	100
	Непосредственное равномерное скалывание .	12	14	14	16
	Растяжение и сжатие при изгибе	80	95	100	125
	Скалывание при изгибе и в других случаях при учете неравномерного распределения напряжения .	20	25	25	30
	Смятие торца торцом .	50	60	60	70
	То же через металлическую прокладку .	60	75	75	90
	Равномерное смятие круглыми вкладышами и шпонками (массивными, дисковыми, кольцами) .	60	75	75	90
	Бортовое смятие в отверстиях болтов, штифтов, гвоздей и пр.	100	115	115	130
Поперек волокон	Срезывание перпендикулярно оси дерева . . .	30	35	50	60
	Смятие на ширине, большей половины полной ширины дерева	20	25	35	40
	Смятие на ширине, равной или меньшей половины полной ширины дерева, и под шайбами	35	40	50	60
	Равномерное смятие круглыми вкладышами и шпонками (массивными, дисковыми, кольцевыми) .	35	40	50	60
	Бортовое смятие в отверстиях болтов, штифтов, гвоздей и т. п. . .	60	75		85
	Тангенциальное скалывание .	5	6	12	14

При расчете стоек и подкосов свайных опор допускаемое основное напряжение на непосредственное сжатие понижается против указанных выше норм до 50 и 60 *кг/см*^{2} для сосны и 60 и 65 *кг/см*^{2} для дуба, соответственно среднего и лучшего качества; при этом сжимающее усилие сни-

[1]) Утверждены 15 июня 1928 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

тается равномерно распределенным по всей площади поперечного сечения стойки или подкоса.

В мостовых поперечинах при расчете их на растяжение и сжатие при изгибе: 110 и 130 *кг/см*² для сосны соответственно среднего и лучшего качества и 140 и 170 *кг/см*² для дуба среднего и лучшего качества. Для скалывания при тех же условиях допускаемое напряжение соответственно равно: для сосны — 28 и 34 *кг/см*² и для дуба — 35 и 42 *кг/см*² — и на смятие: для сосны — 35 и 40 *кг/см*² и для дуба — 45 и 55 *кг/см*².

Отнесение леса по качеству к среднему или лучшему делается, помимо внешних признаков в отношении различных пороков и недостатков, производится в зависимости от результатов механического испытания на изгиб (перелом) и скалывание вдоль волокон.

Для леса среднего и лучшего качества требуются следующие средние величины временного сопротивления в *кг/см*²:

Временное сопротивление в *кг/см*²	Сосна		Дуб	
	среднего качества	лучшего качества	среднего качества	лучшего качества
На изгиб не менее.	440	550	520	650
На скалывание вдоль волокон.	50	60	75	90

Указанное временное сопротивление соответствует образцу нормальной влажности в 15%.

Модуль упругости дерева принимается равным:

Модуль упругости в *кг/см*²	Сосна и др. хвойн. породы	Дуб и др. твер. лист. породы
На сжатие вдоль волокон. .	110000	110000
На сжатие поперек волокон	3500	10000

Означенные величины соответствуют воздушно-сухому лесу с влажностью не более 20%. Для сырого леса модуль упругости берется на $^1/_3$ меньше.

При действии сминающей силы под углом между 0° и 90° к направлению волокон допускаемое напряжение на действительную площадь смятия n_ν определяется по формуле:

$$n_\nu = \frac{n_0}{1 + (c - 1)\sin^2\alpha},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

где n_0 — допускаемое напряжение на смятие вдоль волокон, $c = \frac{n_0}{n_a}$, n_a — допускаемое напряжение на смятие поперек волокон.

Вычисленные по этой формуле величины допускаемых напряжений через каждые 15° приведены в таблице 2; допускаемые напряжения для промежуточных значений угла α определяются интерполяцией по таблице 2 с точностью до целых чисел килограммов.

Таблица 2.

Род смятия	Лес		Угол сминающей силы с направлением волокон						
	Порода	Качество	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Смятие на ширине, большей половины ширины дерева	Сосна	Среднее	50	45	36	29	24	21	20
		Лучшее	60	55	44	35	29	26	25
	Дуб	Среднее	60	57	51	44	39	36	35
		Лучшее	70	67	59	51	45	41	40
Смятие на ширину, равную или меньше половины ширины дерева и под шайбами	Сосна	Среднее	50	49	45	41	38	36	35
		Лучшее	60	58	53	48	44	41	40
	Дуб	Среднее	60	59	57	55	52	51	50
		Лучшее	70	69	67	64	62	60	60
Смятие бортовое в отверстиях болтов, штифтов и т. п.	Сосна	Среднее	100	96	86	75	67	62	60
		Лучшее	115	111	99	87	78	72	70
	Дуб	Среднее	115	111	102	91	82	77	75
		Лучшее	130	125	114	103	93	87	85
Смятие круглыми вкладышами и шпонками	Сосна	Среднее	60	57	51	44	39	36	35
		Лучшее	75	71	61	54	45	41	40
	Дуб	Среднее	75	73	67	60	55	51	50
		Лучшее	90	87	80	72	65	61	60

При действии скалывающей силы под углом к направлению волокон в тангенциальной плоскости допускаемые напряжения (равномерные) на угловое скалывание в зависимости от угла берутся из таблицы 3 без интерполяции.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 3.

Углы скалывания с направлением волокон	Сосна		Дуб	
	среднего качества	лучшего качества	среднего качества	лучшего качества
0 — 15°	12	14	14	16
16 — 30°	11	12	14	16
31 — 45°	9	10	13	15
46 — 60°	7	8	13	15
61 — 75°	6	7	12	14
76 — 90°	5	6	12	14

В отдельных, ниже отмеченных случаях от приведенных в таблицах 1 — 3 величин напряжений надлежит делать следующие отступления:

а) При применении в открытых частях сооружений леса с влажностью свыше 20% все допускаемые напряжения понижаются на 20%.

б) В частях надежно закрытых от атмосферного воздействия, если при этом защитные приспособления допускают проветривание, при применении леса с влажностью не свыше 20% данные в таблицах 1 — 3 напряжения повышаются на 10%, а при сыром лесе понижаются на 10%.

в) В частях подводных, ниже горизонта меженних вод, допускаемые напряжения понижаются на 20%, независимо от степени влажности применяемого леса.

г) При расчете прочности сооружения на одновременное действие вертикальной нагрузки и ветра допускаемые напряжения могут быть повышены на 15%.

д) При расчете временных сооружений, как-то: временных мостов (на обходных путях) со сроком службы не более трех лет, допускаемые напряжения могут быть повышены на 20%, а для сборочных подмостей и эстакад для производства работ и т. п. — на 40%.

В случае применения какой-либо породы леса, кроме сосны и дуба, основные допускаемые напряжения определяются на основании результатов механических испытаний леса, в соответствии с напряжениями, установленными для сосны и дуба.

Допускаемые напряжения для железных частей в деревянных мостах устанавливаются следующие:

а) на растяжение в болтах, одиночных тяжах и накладках 900 *кг/см²*;

б) на растяжение в тяжах при двух, трех и четырех тяжах, работающих совместно, — 750 *кг/см²*;

в) на растяжение тяжей со стяжными муфтами: одиночных — 750 *кг/см²* и неодиночных — 600 *кг/см²*;

г) на срезывание заклепок и болтов 720 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

При расчете на одновременное действие вертикальной нагрузки и ветра, а также в частях временных сооружений эти напряжения могут быть повышаемы в соответствии с предыдущими пунктами г) и д).

Сжатые элементы из дерева проверяются на продольный изгиб, причем в этом случае допускаемое напряжение принимается равным

$$n_1 = \varphi \cdot n,$$

где n — основное допускаемое напряжение вдоль волокон.

φ — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения, определяемый для значений $\frac{l}{r}$ больше 5 и меньше 100 по формуле:

$$\varphi = 1 - 0{,}0069 \frac{l}{r}.$$

Для значений $\frac{l}{r}$ больше 100

$$n_1 = \frac{E\pi^2}{s \cdot n \left(\frac{l}{r}\right)^2}.$$

В этих формулах l расчетная длина сжатого элемента, получаемая умножением действительной длины элемента на коэффициенты:

2 — если один конец элемента заделан, а другой свободен;

1 — если оба конца оперты шарнирно;

0,75 — если один конец оперт шарнирно, а другой или оба конца заделаны;

$r = \sqrt{\frac{I}{\omega}}$ — наименьший радиус инерции площади поперечного сечения элемента;

I — наименьший момент инерции сечения брутто;

ω — площадь поперечного сечения брутто;

E — модуль упругости дерева на сжатие вдоль волокон;

n — допускаемое напряжение в *кг/см*² на сжатие вдоль волокон;

s — коэффициент надежности, равный 5.

В таблице 4 даны значения φ в функции от $\frac{l}{r} = 5$ до $\frac{l}{r} = 100$; для $\frac{l}{r}$ свыше 100 даны непосредственно допускаемые напряжения на продольный изгиб, не зависящие от рода и качества леса; промежуточные значения определяются из таблицы 4 прямолинейной интерполяцией.

Таблица 4.

$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	n_1 *кг/см*²
5	0,966	60	0,586	110	18
10	0,931	70	0,517	120	15
20	0,862	80	0,448	130	13
30	0,793	90	0,379	140	11
40	0,724	100	0,310	150	10
50	0,655	—	—	—	—

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для определения действительного напряжения сжатого элемента в расчет вводится площадь его сечения брутто, если ослабление сечения не превосходит 25% площади; при этом действительное напряжение по площади нетто не должно превосходить основного допускаемого напряжения на сжатие вдоль волокон. Если ослабление сечения превосходит 25%, то в расчет вводится площадь сечения элемента нетто, умноженная на $^4/_3$.

При расчете свайных оснований на отдельную сваю не может быть допущено более чем:

10	*т*	на сваю диаметром	20 *см*
11			21
12			22 „
13,5			23
14,5			24
15,5			25
17			26
18,5			27
19,5			28
21			29
22,5			30
25,5			32 „
29			34 „
32,5			36 „

Для мостов Петербурга по нормам городского управления были допущены следующие напряжения для леса среднего качества:

	Сосна *кг/см²*	Дуб *кг/см²*
Для непосредственного сжатия	60	80
„ растяжения .	100	140
нормальных напряжений при изгибе	75	110
смятия поперек волокон	20	40
смятия при глубине врубки до 20 *мм* .	50	60
„ „ „ „ „ 40	40	50
скалывания во врубках	8	15
скалывание вдоль волокон при изгибе .	20	30

При учете ветра приведенные напряжения увеличиваются на 10%.

Для деревянных арочных мостов допускаемые напряжения в арке должны быть на 20% меньше указанных.

При расчете составных балок на шпонках, как целых брусьев, допускается лишь 70% вышеуказанных нормальных напряжений на изгиб, если в состав балки входит 2 бруса, и 50% — при 3 брусьях. Для тех же случаев составных балок, но соединенных зубьями, допускается 80% и 60%.

При расчете деревянных длинных сжатых частей таковые должны быть проверены на продольный изгиб с семикратным запасом прочности.

Для временных мостов все указанные нормы могут быть повышены на 25%.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

68. Для железных пролетных строений. — *а) В мостах железнодорожных.*

По приказу ГУПС от 13 августа 1921 г. предписываются следующие нормы допускаемых напряжений.

Основное нормальное напряжение на растяжение и сжатие для всех элементов ферм всяких систем и при расчете изгибаемых балок при действии *одной вертикальной нагрузки* определяется для каждого элемента ферм в отдельности по формуле:

$$\beta = \frac{13}{1 + \mu\left(1 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)}, \text{ но не} > 12{,}5 \text{ и не} < 8 \ кг/мм^2;$$

$\mu = \frac{0{,}625}{1 + 0{,}02\lambda}$, где λ — длина в *м* загруженной части линии влияния для наибольшего усилия, min S и max S — наименьшее и наибольшее по абсолютной величине усилие или момент в данном элементе фермы. Знак минус при одинаковых знаках усилий, знак плюс при разных знаках усилий.

При расчете на вертикальную нагрузку *и ветер* в числителе предыдущей формулы берется 15, а результат не $>14{,}5$ и не $<9{,}23$ *кг/мм²*.

При расчете на вертикальную нагрузку и изменение температуры от $-40°$ до $+40°$ С в числителе берется 14,5 и предел не >14 *кг/мм²*.

При расчете на вертикальную нагрузку, ветер и колебания температуры числитель равен 16,5 и предел не >16 *кг/мм²*.

Если для получения наибольшего усилия необходимо загрузить два или несколько участков линии влияния, то λ берется для наибольшей из этих площадей.

Сжатые части должны удовлетворять не только поверке на прочность по сечению нетто, но и поверке на устойчивость в отношении продольного изгиба по сечению брутто с уменьшением основного допускаемого напряжения умножением на коэффициент φ.

Если ослабление сечения заклепочными отверстиями выразить коэффициентом

$$\alpha = \frac{\omega_{netto}}{\omega_{brutto}},$$

то при $\alpha < \varphi$ достаточно произвести поверку на прочность, а при $\alpha > \varphi$ лишь поверку на устойчивость.

Значения коэффициента φ по нормам НКПС 1928 г. в зависимости, от отношения $\frac{l}{r}$, где l — свободная длина элемента, а $r = \sqrt{\frac{I}{\omega}}$ — наименьший радиус инерции сечения брутто, приводятся в нижеследующей таблице.

Вполне достаточно исчислять отношение $\frac{l}{r}$ с точностью до единицы, значения же φ брать с точностью до 0,01. Промежуточным значениям $\frac{l}{r}$ отвечает большее значение φ.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица значений коэффициента уменьшения φ.

$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ
0	0,87	64	0,71	95	0,55	116	0,39	141	0,23
3	0,86	67	0,70	96	0,54	117	0,38	143	0,22
7	0,85	69	0,69	98	0,53	118	0,37	146	0,21
11	0,84	72	0,68	99	0,52	119	0,36	148	0,20
15	0,83	74	0,67	101	0,51	120	0,35	151	0,19
19	0,82	76	0,66	102	0,50	122	0,34	154	0,18
23	0,81	78	0,65	103	0,49	123	0,33	157	0,17
27	0,80	80	0,64	105	0,48	124	0,32	160	0,16
31	0,79	82	0,63	106	0,47	126	0,31	164	0,15
35	0,78	84	0,62	107	0,46	128	0,30	168	0,14
39	0,77	86	0,61	108	0,45	129	0,29	172	0,13
43	0,76	87	0,60	110	0,44	131	0,28	176	0,12
47	0,75	89	0,59	111	0,43	133	0,27	181	0,11
51	0,74	90	0,58	112	0,42	135	0,26	187	0,10
55	0 73	92	0,57	113	0,41	137	0,25	193	0,09
59	0,72	94	0,56	114	0,40	139	0,24	200	0,08

Допускаемое напряжение на скалывание берется 0,75 основного.

Для элементов проезжей части: для элементов полотна и настила 8, на скалывание 6 *кг/мм*², для прочих элементов по предыдущей основной формуле.

Для заклепок: в фермах на срез 0,8 основного, но не $<$ 6,4 и не $>$ 10 *кг/мм*² — для одной вертикальной нагрузки, не менее 7,4 и не более 11,6 *кг/мм*² — для усилий от вертикальной нагрузки и ветра. В частях полотна и в прикреплениях балок проезжей части 6 *кг/мм*², в прочих случаях 0,8 основного. На смятие допускается удвоенное основное.

При определении размеров металлических опорных частей принимаются следующие допускаемые напряжения:

	Отливки: из чугуна	Отливки: из стали
На сжатие	750 *кг/см*²	1000 *кг/см*²
При изгибе на растяжение	250 .	1000 .
. . . сжатие . . .	500 .	1000
На перерезывание	200 .	750

Для *стали* с временным сопротивлением 50 — 60 *кг/мм*² при удлинении не менее 12% допускается:

на растяжение	1200 *кг/см*²
. изгиб	1400
. перерезывание	1000

При расчете *шарниров* и *катков* на смятие в местах соприкасания таковых с подушками при расчете по нижеприведенным формулам, допускается:

НБ УДУНТ (ДІТ)

	Отливки: чугунные *кг/см²*	Отливки: стальные *кг/см²*	Сталь *кг/см²*
При свободном касании цилиндрических поверхностей или цилиндрической поверхности с плоскостью	2500	5000	5500
При свободном касании шаровых поверхностей или шаровой поверхности с плоскостью .	3000	6500	7000
При плотном касании цилиндрических и шаровых поверхностей	1000	1250	1500

В случае применения для шарниров и катков стальных отливок с временным сопротивлением более 45 *кг/мм²* или стали с временным сопротивлением более 50 *кг/мм²* указанные нормы допускаемых напряжений на смятие могут быть соответственно повышены.

При проверке шарниров и катков на сжатие по диаметральному сечению допускается:

для стальных шарниров	250 *кг/см²*
чугунных катков	30
стальных	40

При пролетах более 100 *м* напряжение в стальных шарнирах может быть повышено до 300 *кг/см²*.

Давление на *подферменные камни* из гранита с временным сопротивлением раздроблению от 1250 до 1500 *кг/см²* не должно превышать 40 *кг/см²*.

Для гранита с временным сопротивлением свыше 1500 *кг/см²* допускается $^1/_{25}$ временного сопротивления.

Для подферменников из других (не полевошпатовых) твердых пород с временным сопротивлением раздроблению не ниже 750 *кг/см²* допускается $^1/_{25}$ временного сопротивления.

Для мостов с пролетом 15 и менее метров допускаемое давление на подферменные камни должно быть уменьшено на 10 — 12%.

Давление *на распределительные ряды* под подферменными камнями не должно превышать 25 *кг/см²*, если ряды делаются из гранита и других твердых пород при грубой теске. На ряды из известняка при такой же теске допускается 15 *кг/см²*.

Давление *на бутовую кладку* из постелистого камня от подферменных камней или распределительных рядов не должно превышать 12 *кг/см²*.

Допускаемые напряжения *в кладке* высоких опор см. след. п°.

Наибольшие напряжения *на смятие* в шарнирах и катках определяются по следующим формулам: при плотном касании шаровых поверхностей

$$\sigma_{max} = \alpha \frac{P}{r^2};$$

при плотном касании цилиндрических поверхностей:

$$\sigma_{max} = \beta \frac{P}{l \cdot r},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

где σ_{max} — наибольшее напряжение в *кг* на *мм*², P — сжимающая сила в *кг*, r — радиус поверхностей в *мм*, l — длина касания цилиндров в *мм*, α и β в зависимости от угла обхвата равны:

$\varphi = 90°$	120°	150°	180°
$\alpha = 0{,}739$	0,546	0,486	0,477
$\beta = 0{,}778$	0,676	0,641	0,657

При свободном касании шаровых поверхностей:
при одинаковых материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}388 \sqrt[3]{PE^2\left(\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}\right)^2},$$

при различных материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}617 \sqrt[3]{P\left(\frac{\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}\right)^2}.$$

При свободном касании цилиндрических поверхностей:
при одинаковых материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}418 \sqrt{pE\left(\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}\right)};$$

при различных материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}591 \sqrt{p\frac{\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}}.$$

Для случая касания шаровой поверхности с плоскостью:
при одинаковых материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}388 \sqrt[3]{\frac{PE^2}{r^2}},$$

при различных материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}617 \sqrt[3]{\frac{P}{r^2\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)}}.$$

Для случая касания цилиндра с плоскостью:
при одинаковых материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}418 \sqrt{\frac{p\cdot E}{r}};$$

при различных материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}591 \sqrt{\frac{p}{r\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)}}.$$

Здесь означают: P — сжимающая сила в *кг*, p — давление в *кг* на 1 погонный *мм* линии касания цилиндрических шарниров и катков; r_1 и r_2 —

НБ УДУНТ (ДІІТ)

радиусы соприкасающихся поверхностей в *мм*; E — модули упругости материалов в *кг* на *мм*^{2}.

b) *Для мостов под обыкновенную дорогу.* Допускаемые напряжения для мостов под обыкновенную дорогу не нормированы так определенно, как для мостов под железную дорогу. Здесь берут частью нормы для железнодорожных мостов, частью же руководствуются практикою.

Нормы б. городского управления Петербурга. — Для деревянных конструкций приведены на стр. 370, для каменных — на стр. 381.

Для железных конструкций:

Расчет железных частей должен производиться по *приведенным* усилиям, получающимся от суммирования усилия от постоянной нагрузки с усилием от подвижного груза, умноженным на коэффициент приведения $(1+\alpha)$, где, по соображениям проф. Соловьева, $\alpha = \frac{75}{100+l}$; l — длина в метрах той части моста (или балки), которая занята подвижной нагрузкой для получения усилия от этой подвижной нагрузки; поэтому, например, для определения необходимой площади сечения вытянутой или сжатой части служит формула

$$\omega \geqslant \frac{N_p + (1+\alpha) N_k}{R},$$

где N_p — усилие от постоянной нагрузки, N_k — усилие от временной нагрузки, R — основное допускаемое напряжение.

Для определения необходимого момента сопротивления изгибаемой части служит формула:

$$W \geqslant \frac{M_p + (1+\alpha) M_k}{R},$$

где M_p — момент от постоянной нагрузки, M_k — момент от временной нагрузки.

Основные допускаемые напряжения принимаются:

На растяжение и изгиб R_1:

при расчете на действие вертикальной нагрузки — 12 *кг/мм*^{2};
„ вертикальных сил и ветра — 14 „

На сжатие R_2:

основное допускаемое $R_2 = \varphi R_1$, где φ — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения при продольном изгибе, определяемый по формуле Тетмайера или Ясинского [1]).

На перерезывание в заклепках допускаемое напряжение $R_3 = 0{,}75\ R_1$.

На скалывание в вертикальной стенке в балках R_4 берется 0,6 R_1 при расчете на простые скалывающие напряжения, и $R_4 = 0{,}75\ R_1$ при расчете на наибольшие (косые) скалывающие напряжения.

Для сжато-вытянутых частей приведенное усилие находится по следующим формулам:

---

[1]) $\varphi = 1 - \frac{1}{228}\ \frac{l}{r}$ при $\frac{l}{r} < 110{,}1$: $\varphi = 6281 \left(\frac{r}{l}\right)^2$ при $\frac{l}{r} > 110{,}1$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

при расчете на растяжение:

$$\pm N_p + (1 + \alpha') N'_k + 0{,}5\alpha'' N''_k;$$

при расчете на сжатие:

$$\pm N_p + 0{,}5\alpha' N'_k + (1 + \alpha'') N''_k,$$

где N_p — абсолютное значение усилия от постоянной нагрузки (знак — при усилии, обратном расчитываемому), N'_k — абсолютная величина наибольшего вытягивающего усилия от подвижной нагрузки; N''_k — наибольшего сжимающего усилия от подвижной нагрузки; α' — коэффициент $\frac{75}{100 + l}$, соответствующий значению l для N'_k; α'' — то же соответственно l для усилия N''_k.

При этих условиях принимаются основные допускаемые напряжения на растяжение и сжатие.

Допускаемые напряжения для чугуна при статическом расчете:

на непосредственное сжатие	5 *кг/мм²*
растяжение при изгибе	2,5
сжатие	7,4

Допускаемые напряжения для стали:

на изгиб стальных отливок	10 *кг/мм²*
изгиб кованой стали	14
растяжение стали	12
раздробление стальных катков на *кв. см* площади диаметрального сечения катка	40 *кг*

Петроградские нормы приняты были и московским городским управлением для технических условий проектирования Бородинского моста с тем лишь изменением, что допускаемое напряжение для сжато-вытянутых частей предложено расчитывать по формуле Вейрауха:

$$R_6 = R_1 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{N_{min}}{N_{max}}\right),$$

где N_{min} и N_{max} — абсолютные значения наименьшего и наибольшего по численной величине усилия.

Нормы Московской окружной жел. дор. — При расчете путепроводов Московской окружной ж. д. приняты нормы допускаемых напряжений такие же, как для железнодорожных мостов.

69. Для каменных мостов. — Для каменных мостов из естественных камней применяют: гранит, песчаник и известняк; из искусственных — бетон, бетонные камни и кирпич.

Весьма ответственную роль играет связующий элемент — цементный раствор.

Естественные камни употребляются в необработанном состоянии в виде бута; для устоев в ответственных местах и для сводов и быков применяется камень, приведенный грубым околом в более или менее правильный вид; для облицовки, а иногда и для сводов употребляют камень получистой тески; камни, чисто отесанные с наружных поверхностей и получисто в заусенках, применяют для облицовки с целью получить правильные швы.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Для бутовой кладки хорошим материалом служат постелистые песчаники, известняки и доломиты; гранит в виде больших осколков употребляется редко и может быть допущен лишь при весьма тщательном подборе камней и расщебенке пустот. На облицовку идут стойкие известняки, песчаники и гранит; последний род представляет наиболее дорогую и прочную облицовку.

Вес 1 *куб. м* гранита . . .	2600 — 2750 *кг*
1 „ известняка . .	2400 — 2750 „
1 „ песчаника	2000 — 2660
1 „ хорошего кирпича	1800 — 2100

В нижеследующей таблице приведены данные о временном сопротивлении естественных камней раздроблению и скалыванию.

Временное сопротивление русских камней

Название материала	Временное сопротивление сжатию *кг/см²*	Временное сопротивление скалыванию *кг/см²*
Известняки.		
Гатчинский, слабо-глинистый, доломитовый, красный . . .	300	—
Ковровский, светло-серый, доломитовый .	324	26
Чудовский	453	—
Подольский (Моск. губ.), желтовато-серый, однородный .	471	—
Жигулевский	489	52
Ревельский . .	500	45
Орловский .	611 — 981	—
Севастопольский . . .	81—1217	—
Тульский .	374 — 893	—
Алексинский	1502	—
Песчаники.		
Туапсинский (Черн. губ) . .	446	22
Котельнический	551 — 1690	—
Амвросиевский (Миусского округа) . .	1988	—
Граниты.		
Выборгский (Сенио) . .	580	—
Сердобольский .	718	—
Выборгский (Симола) .	1296	—
Гангеудский .	1406	115
Бугский	1328 — 2078	—
Кирпичи.		
Алый .	85	—
Красный . .	170	—
Полукрасный .	120	—
Железняк	310 — 370	—
Клинкер	600	—

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Важно отметить здесь найденное опытами увеличение сопротивления камня, если не все поперечное сечение его подвергается нажатию. Так, напр., по опытам Баха найдено для песчаника в виде кубика с ребрами около 10 *см*, на который давление передавалось через стальную подкладку 10 *см* длины и переменной ширины:

Площадь давления:	10 раз по 10	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5 *см*
Сопротивление, отнесенное к действительной площади давления . .	653	926	943	1044	1193	2050 *кг/см²*
То же, на полное сечение	653	232	188	156	120	102 *кг/см²*

Что касается сопротивления *разрыву*, то, по данным механической лаборатории Института инженеров путей сообщения, таковое равно:

Для песчаников .	15 — 30 *кг/см²*
известняков .	40—100 „
гранитов	40 — 80 „

Временное же сопротивление раздроблению одного *раствора* в кубиках, в зависимости от рода связующего вещества, при составе 1 : 2 до 1 3 примерно, выражается следующими цифрами:

Раствор портландского цемента	180 — 280 *кг/см²*
„ романского	70 — 100 „
„ извести	30 — 50 „

Чем тоньше шов, тем выше сопротивление раствора.

Сопротивление раствора на разрыв составляет, в среднем, от 15 до 20 *кг/см²*, при составе 1 2, 1 $2^1/_2$ и при возрасте $1 — 1^1/_2$ месяца.

Для временного сопротивления сцепления раствора с камнями можно принять для бутовой кладки, в среднем, 8,5 *кг/см²*, кирпичной — 6 *кг/см²*. (Комиссия общества австрийских инженеров 1895 г.)

Сопротивление *раздроблению кладки* зависит как от прочности камня, так и от прочности раствора и от величины и правильности формы камней. Наибольшее сопротивление дает кладка из штучных камней с правильными гранями.

По опытам Лейббранда, в среднем:

сопротивление камня . .	640 *кг/см²*
раствора	240
кладки	405

т. е. в общем сопротивление кладки ниже сопротивления камня, но выше сопротивления раствора, взятого отдельно.

По иностранным данным (Комиссия общества австрийских инженеров 1900 г.), для различного рода кладки на цементном растворе от 1 2 до 1 3 можно принять следующие средние величины временного сопротивления:

для кладки из штучного камня твердой породы при сопротивлении больше 700 *кг/см²*	500 — 600 *кг/см²*
кладки правильными рядами из постелистого камня с сопротивлением больше 500 *кг/см²*	300 — 400
постелистой бутовой кладки .	200 — 300
кирпичной кладки из клинкера	200 — 250
кладки из обыкновенного кирпича	100 — 150

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Коэффициент упругости кладки, вычисленный на основании деформаций сводов, испытанных Комиссией австрийских инженеров, выражается следующими числами:

для бутовой кладки из песчаника . .	$E = 67000$ *кг/см²*
кирпичной кладки	$E = 28000$ „

Бетон, употребляемый в мостовом деле, имеет различный состав. Для сводов его следует составлять с раствором 1 2 или 1 3; для фундаментов, в зависимости от напряжения, — до 1 : 4. Для составления бетона нужно брать столько раствора, чтобы с небольшим избытком заполнить пустоты в щебне, величина которых принимается в 40 — 50% объема щебня. При щебне различной величины для сводов можно брать раствора 50% от объема щебня, для фундаментов — 45%.

В бетон массивных фундаментов прибавляют иногда до 20% бутового камня.

В среднем, для сводов бетон имеет состав от 1 : 2 3 до 1 : 3 6; для фундаментов и устоев от 1 3 6 до 1 4 8; для заполнений пазух сводов от 1 6 12 до 1 8 20.

Сопротивление бетона колеблется в значительных пределах, в зависимости от многих обстоятельств, из которых напомним: качество цемента и щебня, количество цемента (состав бетона), возраст бетона, количество воды, условия трамбования, влажность воздуха, условия твердения и т. д.

При средних условиях по Тетмайеру бетон дает величины временного сопротивления раздроблению, приведенные в нижеследующей таблице.

Временное сопротивление бетона раздроблению.

Количество цемента на 1 *куб. м* гравия	Состав			Врем. сопр. сжатию в *кг* на *кв. см*		
	цемент	песок	гравий	7 дней	28 дней	1 год
150	1	2,31	9,26	105	137	173
200	1	2,43	6,96	141	200	267
250	1	2,51	5,55	160	228	306
300	1	2,54	4,63	169	236	325

По опытам над бетоном Мундеркирхенского моста получены следующие величины сопротивления сжатию при составе бетона 1 ч. цемента, $2^1/_2$ ч. песку и 5 ч. щебня:

Возраст	28 дн.	5 мес	$2^2/_3$ года	9 лет
Врем. сопр. сжатию *кг/см²* .	254	332	520	570
Отношение	1	1,31	2,1	2,3

Это замечательное свойство бетона выгодно в мостовом деле, когда параллельно с ростом подвижной нагрузки растет и сопротивление мате-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

риала. Для железных мостов имеется обратное соотношение: сопротивление моста вследствие ржавчины падает с течением времени.

Сопротивление бетона растяжению можно считать около $^1/_{10}$ — $^1/_{12}$ временного сопротивления раздроблению, т. е. для 1 3 или 1 6 (гравий) от 20 до 12 *кг/см*^{2}, соответственно сопротивление сжатию 250 до 150 *кг/см*^{2}.

Сопротивление бетона скалыванию гораздо выше сопротивления растяжению и может быть принято в среднем 20 *кг/см*^{2} или в $1^1/_2$ — 2 раза больше сопротивления растяжению. Это нужно иметь в виду и, где это имеет место, поверять на косые (главные) растягивающие напряжения.

Коэффициент упругости бетона изменяется с изменением напряжения (не постоянен для одного и того же тела). Принимают его от 110000 до 250000 *кг/см*^{2}. При напряжениях сжатия до 40 *кг/см*^{2} принимают 150000 *кг/см*^{2}; при напряжениях растяжения $E = 56000$ *кг/см*^{2}.

Для подсчета деформаций свода подходящей величиной будет

$$E = 140000 \text{ кг/см}^2.$$

При расчете бетонных мостов приходится считаться с деформациями и напряжениями от изменений температуры; коэффициент расширения для бетона в среднем равен 0,000012.

Наконец, надо иметь в виду свойство бетона сокращаться в объеме при твердении на воздухе; чем богаче бетон цементом, тем больше сокращение его объема. По Мелану, коэффициент сокращения (линейного) в среднем равен 0,0003 до 0,0005. Другие исследователи приравнивают это сокращение действию понижения температуры на 15°.

Величину допускаемого напряжения определяют в виде части $\frac{1}{n}$ временного сопротивления. Коэффициент безопасности выбирается в широких пределах от 5 до 10, смотря по обстоятельствам расчета и работы сооружения, а также в зависимости от условий производства работ по возведению сооружений. Предельное значение $n = 5$ и даже 4 можно брать при учете по возможности всех факторов, влияющих на величину напряжения: постоянной и подвижной нагрузки, колебаний температуры, влажности, упругих и неупругих перемещений опор и т. п. Производство работ по возведению сооружения должно быть поставлено на научных началах, временное сопротивление материалов должно проверяться на месте работ.

Для мостов малых и средних пролетов следует держаться более умеренных норм: $n = 8$ до 10; для бетона $n = 5$.

Придерживаясь этих коэффициентов, Мелан получает на основании вышеприведенных австрийских данных следующие величины допускаемых напряжений, причем он отличает напряжения при неравномерной нагрузке от напряжений при равномерной нагрузке, понижая последние в виду возможности неравномерного напряжения и в этом случае (не учитываемого).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Допускаемое напряжение для кладки разного рода.

Род кладки	Допускаемое напряжение в ребре	Допускаемое напряжение при равномерном сжатии
	в *кг* на *кв. см*	
Для кладки из штучного твердого камня (гранит) . .	50 — 60	40
„ рядами	30 — 40	20 — 25
постелистой бутовой кладки .	20 — 30	12 — 18
кладки из клинкера	20 — 25	15 — 20
обыкновенной хорошей кирпичной кладки на цементном растворе	10 — 15	8 — 10
бетона состава 1 : 5 до 1 : 3 . . .	25 — 40	20 — 25

На растяжение для кладки допускается 2 *кг/см*^{2} и для хорошо утрамбованного бетона 3 *кг/см*^{2}.

По австрийским нормам (1907 г.) для бетонных мостов под обыкновенную дорогу допущены следующие напряжения (l — расчетный пролет) в трамбованном бетоне (полусухом, содержащем воды 5 — 8%):

Допускаемые напряжения для бетонных мостов.

Количество цемента на 1 *куб. м* смеси песку и щебня	Допускаемые напряжения *кг/см*^{2}			
	при изгибе и неравномерном сжатии		при равномерном сжатии	скалывание, косое растягивающее
	сжатие	растяжение	сжатие	
470 *кг* цемента (по объему 1 : 3) . . .	$33 + 0{,}2l$	2	20	3
350 „ („ 1 : 4) .	$29 + 0{,}2l$	2	18	3
280 „ („ 1 : 5) .	$25 + 0{,}2l$	1,5	16	2
230 „ („ 1 : 6) .	$21 + 0{,}2l$	1,5	13	1,5
160 „ („ 1 : 9) .	13	—	9	—
120 „ („ 1 : 12) .	8	—	6	—

В технических условиях для проектирования городских мостов в Петербурге были приняты следующие нормы допускаемых напряжений на сжатие:

Для кладки из тесаного гранита	30 *кг/см*^{2}
„ „ тесаной плиты, известняка или песчаника . .	20 „
бутовой кладки	10
кирпичной кладки (обыкновенной)	8
бетонной (1 3 5) . . .	8

НБ УДУНТ (ДІІТ)

При определении напряжений и поверке устойчивости опор должно быть принято во внимание давление ветра, а в виадуках, расположенных на кривых, — и центробежная сила.

Во II части курса, отдел I[1]), приведены допускаемые напряжения в кладке по *проекту* норм НКПС. В настоящее время нормы утверждены и по ним допущены следующие напряжения на сжатие при изгибе для сводов и опор:

1) Для кладки из грубо околотых в правильную форму камней с соотношением размеров 3 1 и временным сопротивлением сжатию не менее 600 *кг/см²* на цементном растворе 1 : 3.	50 *кг/см²*
2) Для кладки из постелистого отборного бутового камня в прикол при толщине камней не меньше 20 *см* и составляющей не меньше $^1/_4$ длины их с временным сопротивлением сжатию не менее 400 *кг/см²* на цементном растворе состава 1 4. .	35
3) Для кладки из обыкновенного бутового камня с временным сопротивлением сжатию не менее 300 *кг/см²* на цементном растворе состава не ниже 1 : 4	15
4) Для кладки из кирпича с временным сопротивлением сжатию не менее 150 *кг/см²* на цементном растворе состава не ниже 1 : 4 . .	15
5) Для бетона с временным сопротивлением не менее 200 *кг/см²*.	40
. . с временным сопротивлением не менее 150 *кг/см²* . . .	30
6) Для частей сооружения, расчитываемых на равномерное сжатие под действием центрально приложенных сил, вышеприведенные допускаемые напряжения должны быть понижены на 20 %.	

70. Допускаемые давления на грунт. — При выборе очертания и размеров фундаментов под устои и быки необходимо считаться с безопасно допускаемыми давлениями на грунты различного рода. На основании многочисленных опытов и практики существующих сооружений ныне принимаются следующие нормы давлений на пласты достаточной мощности (в глубину от 3 до 5 метров, не менее):

По „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“:

Песок	от	4	до 5	*кг/см²*
Обыкновенный твердый грунт.		4	5	
Илистая или песчаная глина . . .		2	3	
Сухая твердая глина на прочной каменистой подстилке.		7	12	
Грунт, искусственно укрепленный подсыпкой слоя песку, толщиной до 2 *м*		2	3	

Грунт, укрепленный сваями:

Глубокое болото со сваями по 1 на 0,6 *кв. м* площади при сопротивлении сваи 4 — 7,5 *т* .	от	0,8	до 1,2	*кг/см²*
Лучший грунт при 1 свае на 0,8 *кв. м* с сопротивлением при 4-кратном запасе 25 *т*		2	4	
Твердый, уплотненный сваями, илистый, глинистый или песчаный грунт		—	7	

[1]) *Г. П. Передерий*, Курс мостов, Часть II, Мосты больших пролетов, Отд. I, Каменные мосты, Ленинград, 1925 г.

НБ УДУНТ (ДІТ)

По Николаи:

Для наносных грунтов	от 1 до 1,2 *кг/см²*
„ песчано-глинистых	2 „ 3 „
„ твердых глинистых и песчаных .	4 „ 5 „

По нормам НКПС, приведенным в „Технических условиях для проектирования каменных мостов" 1925 г.:

а)	для мергелистого сухого грунта	5 *кг/см²*
б)	„ „ влажного „	3
в)	„ глинистого сухого плотного грунта.	5
г)	„ глинистого влажного плотного грунта	2
д)	„ „ слабого „	1
е)	гравия и крупного песка.	6
ж)	„ плотно слежавшегося сухого песка.	4
з)	сухого чистого песка .	2
и)	„ скалы независимо от глубины заложения основания, при условии снятия выветрившегося слоя:	
	для твердой сплошной скалы	30
	скалы среднего качества	15
	слабой скалы.	8

При углублении фундамента в глинистый или песчаный грунт на глубину более 2,5 метра, указанные допускаемые давления на его подошву могут быть повышены на основании результатов опыта, но не более как:

а) при углублении в грунт от 2,5 до 5 *м* на 0,10 *кг/см²* на каждый метр глубины, считая от поверхности грунта, или при пересечении водотоков, — от межени.

б) свыше 5 до 10 *м* на 0,20 *кг/см²* на каждый метр углубления свыше 5 *м*;

в) свыше 10 *м* на 0,25 *кг/см²* на каждый метр углубления свыше 10 *м*.

Нагрузки, допускаемые в СССР на сваи оснований, приведены в п° 67.

При глубоком заложении оснований при помощи кессонов, опускных колодцев давление на грунт допускается более высокое. Для мостов через Неву в Ленинграде допущено на валунную глину от 10 до 15 *кг/см²*.

На песок при таких условиях допускают до 8 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ГЛАВА ПЯТАЯ.

ВЫБОР СИСТЕМЫ И СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА.

§ 26. — ВЫБОР СИСТЕМЫ ПО МАТЕРИАЛУ.

71. Общие соображения. — Под системою моста будем разуметь общий характер его, выражаемый указанием *материала*, из которого он будет сделан, числа и величины *пролетов*, рода *опор*, вида *пролетных* частей, расположения ездового полотна и, вообще, всего того, что дается *схемой* моста.

Система моста зависит от 1) величины его отверстия; 2) возвышения полотна пути над горизонтом воды или дном лога; 3) других местных условий, как глубина реки, условия судоходства, ледохода, качества грунта и т. под.; 4) рода пути, который проводится по мосту; 5) интенсивности движения на мосту; 6) срока, на который расчитана служба моста; 7) материальных и технических средств, имеющихся в распоряжении строителя, и, наконец, 8) от личных взглядов проектирующего и эстетических требований, предъявляемых к сооружению.

Рассмотрим влияние важнейших из перечисленных условий на выбор системы моста.

Из предыдущего видно, что для мостов *малых отверстий* и для мостов хотя и больших отверстий, но подразделенных на *малые пролеты*, могут быть предложены следующие основные типы конструкции, отличающиеся по материалу:

1) деревянный мост;
2) железный на каменных опорах;
3) каменный или бетонный;
4) железобетонный мост.

Выбор системы прежде всего и надлежит произвести по этому признаку (строительный материал), вследствие чего рассмотрим общий характер перечисленных видов в отношении стоимости, долговечности и технических достоинств.

72. Характеристика деревянных мостов. — Деревянные мосты строятся в настоящее время на железных дорогах в виде временных сооружений, до

НБ УДУНТ (ДІІТ)

первого их капитального ремонта, вместо которого мост заменяется постоянным, т. е. одним из типов, перечисленных выше после деревянного моста. Причины, по которым временно устраивают деревянные мосты, заключаются в следующем. Устройство мостов или так называемых искусственных сооружений составляет в большинстве случаев самую дорогую часть строящейся дороги; на эти сооружения падает иногда около 30% полной стоимости ее. Если для средней величины отверстия малых мостов взять 3,00 саж. и высоту насыпи тоже 3,00 саж., то деревянный мост при полуторных откосах конусов будет иметь длину $2 \cdot 1{,}5 \times 3 + 3{,}00 + 0{,}50 = 12{,}5$ саж.; считая по 300 руб. одну пог. саж. моста, получим стоимость моста, в среднем, около 3750 руб. [1]), тогда как стоимость постоянного моста при том же отверстии и при средней стоимости его на пог. саж. отверстия 2500 руб. будет 7500 руб.; принимая во внимание возможность уменьшения отверстия посредством укрепления лотка, можно считать стоимость постоянного моста равной 7000 руб., т. е. почти вдвое больше стоимости моста деревянного.

Если дорога местного значения с небольшим грузооборотом, то для постройки такой дороги труднее приискать строительный капитал и тем труднее, чем дороже дорога. В этом случае одним из средств уменьшения первоначальных затрат является постройка временных деревянных мостов.

На такой дороге деревянные мосты могут пользоваться предпочтением долгое время, пока дорога не разовьется настолько, что будет в состоянии привлечь капитал, необходимый для приведения ее к полному благоустройству.

Если же дело идет о постройке магистрали, т. е. пути первостепенного значения, то первоначальное применение деревянных мостов может оправдываться тем, что огромный строительный капитал лежит мертвым, не приносящим дохода, все время постройки, которая тянется в русских условиях два-три года, и первые годы по окончании постройки, пока экономическая жизнь не овладеет новым средством сообщения. Имеет поэтому смысл на этот период уменьшить затраты, что и достигается в значительной мере постройкой временных деревянных мостов, служба которых до капитального ремонта может продолжаться 8—10 лет.

Кроме того, все виды постоянных мостов могут строиться лишь в теплое время года, в так называемые строительные сезоны, продолжительность которых для СССР, в общем, не превосходит $^1/_2 - ^3/_4$ года. Деревянные же мосты можно строить и зимой, а своевременное окончание искусственных сооружений в полотне дороги дает возможность ускорить укладку рельсов и открыть временное движение по дороге, которое в свою очередь может быть использовано для ускорения и удешевления доставки материалов для других сооружений дороги и для ее окончания. Этим сокращается срок постройки, т. е. время мертвого состояния строительного капитала.

Если же дорога строится на вполне достаточные средства и даже сразу

---

[1]) Нижеследующие подсчеты стоимости сделаны по довоенным ценам.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

под два пути, то деревянные мосты не применяются, так как они невыгодны, в конце концов, по сравнению с постоянными.

Деревянный мост требует капитального ремонта чрез 8—10 лет; через 15 лет он должен быть возобновлен полностью. Нужно, таким образом, иметь капитал в 3750 руб. на постройку моста и затем такой еще капитал K, который за 15 лет дал бы процентов 3750 руб. на возобновление моста. По сложным процентам из 5 годовых этот капитал составит:

$$K=\frac{3750}{(1+0{,}05)^{15}-1}=3475 \text{ руб.}$$

Кроме того, на ремонт деревянного моста ежегодно тратится приблизительно 2,5% его стоимости; капитализируя этот расход из 5%, получим 1875 руб.

Таким образом, постоянное существование деревянного моста требует затраты капитала:

$$3750+3475+1875=9100 \text{ руб.}$$

За меньшую сумму, затраченную при постройке, можно построить каменный мост и тем избавиться от слабого места пути, представляемого деревянным мостом, который может даже сгореть и прервать движение. Каменный мост неограниченно долговечен и требует самого ничтожного ухода.

73. Железные мосты. — Железные балочные мосты малых пролетов имеют у нас исключительное распространение на железных дорогах, не оправдываемое, однако, ни их стоимостью, ни долговечностью, ни техническими свойствами.

В техническом отношении железные мосты дают место разрыву сплошности однообразного пути; езда на мосту неспокойная; мост представляет место, требующее значительного ухода для поддержания пути в исправности. Пролетное строение мостов этого рода весьма чувствительно к изменениям в нагрузке, вследствие чего его приходится время от времени, с увеличением веса паровозов, усиливать или заменять новым. Пролетное строение подвержено ржавчине, от чего не предохраняет даже и окраска. Автору пришлось видеть железо мостика, прослужившего 40 лет, проржавевшее во всю его толщину, около 1 *см*; это железо представляло слоистую массу, легко разрушаемую руками.

Ржавчина появляется на железе тотчас по выходе его из прокатного станка; в сборку оно поступает уже значительно заржавленное, очистить его не легко, и олифа или краска прикрывают ржавчину, но не уничтожают ее, она продолжает увеличиваться, оставаясь прикрытой, пока не достигнет таких размеров, что краска разрушается; тогда она становится видной на поверхности, на внутренних же поверхностях прилегания частей она остается невидной, и судить о степени ослабления частей ржавчиной весьма затруднительно.

При ремонте окраски на железном строении старую краску и ржавчину необходимо очищать железными щетками весьма основательно: это никогда,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

однако, не делается, так как во многих случаях даже наружные поверхности не представляют достаточных удобств для работы, а часто и совсем недоступны. Применяют иногда очистку струей песка, но это обходится дорого.

В сырых местах, особенно на приморских дорогах, где морские испарения способствуют развитию ржавчины, окраску возобновляют каждые 2—3 года, но без успеха: в 25 лет железо обращается в труху, соединения расстраиваются, и пролетное строение надо менять.

В Германии иногда применяется химическая очистка железных частей посредством погружения их в кислотные ванны, с немедленным покрытием олифой очищенных поверхностей. Если такую очистку производить на месте сборки, она сильно стеснит работы и обойдется не дешево; если на заводе, то при перевозке олифа пострадает, поверхность железа обнажится, и ржавчина неизбежна. Неизбежно ее появление и потому, что до сих пор не найдено надежных красок; масляная краска разрущается, и ржавчина начинает развиваться; между тем, перед новой окраской химическая чистка не применима. В России, во всяком случае, еще совершенно не применялся этот способ очистки железа. Ржавчина, таким образом, является крупнейшим фактором разрушения железных мостов.

Железные мосты должны подвергаться периодическим испытаниям и осмотру заклепочных соединений и всех других частей, с производством смены ослабевших заклепок и т. п.

Периодический осмотр железных мостов и их испытание должны быть производимы весьма тщательно, так как конструкция их заключает множество мелких частей, имеющих, однако, важное значение для прочности моста. Заклепки нужно перестукивать, нужен опытный глаз для распознавания опасного развития ржавчины; послужившие мосты требуют обмера толщин и поверочного расчета напряжений; при испытании нагрузкой необходима наличность пробного поезда и пр. и пр.

В подобном обследовании должны принимать участие сведущие специалисты и тратить много времени. В результате, конечно, надзор за железными мостами доставляет много забот и обходится недешево.

Предельный срок службы железных мостов на железных дорогах, обусловливаемый свойствами материала и сильным динамическим воздействием подвижного состава, колеблется от 30 до 70 лет, в зависимости от величины моста и богатства страны. Большие мосты дольше держат на службе, замедляя движение на мосту и т. п. В богатой стране Северо-американских соединенных штатах смена производится через 15—30 лет. Те железные мосты малых и средних пролетов, которые построены 50 и более лет тому назад, теперь вряд ли где существуют, так как либо усилены, либо заменены новыми вследствие увеличения нагрузки, разрушения от ржавчины и т. п.

Остается еще открытым вопрос о перерождении железа, под действием динамических нагрузок и вообще напряженного состояния, из материала пластического в хрупкий. Наблюдения над осями вагонных скатов указывают на сравнительно короткий срок, в который железо мелкозернистое

НБ УДУНТ (ДІІТ)

обращается в хрупкое кристаллическое. В мостовых сооружениях это перерождение требует значительно большего времени. Проф. Байков приписывает этому явлению обрушение в 1905 г. Египетского висячего моста в Петербурге, который просуществовал 70 лет.

Затем, что касается расходов на поддержание железного моста в исправности, то прежде всего укажем на необходимость окраски через каждые 3 — 4 года; окраска оценивается в 10 коп. на пуд металла; для взятого выше примера моста 3-саженного пролета, при весе его пролетного строения в 300 пуд., это составляет 30 руб., затем каждые 10 лет требуется смена деревянных поперечных брусьев и настила, что составляет расход, приблизительно, 50 руб. на пог. саж. моста, или 150 руб. на весь мост.

Если положить на мелкий ремонт ежегодно 1% стоимости моста, которую для среднего моста определили выше в 7000 руб., и допустить, что срок службы пролетного строения весом 300 пуд. и стоимостью 1000 руб. составляет 30 лет, то, на основании вышеизложенных соображений, существование железного пролетного строения на каменных устоях обеспечивается капиталом, равным

$$7000 + \frac{1000}{(1+0{,}05)^{30}-1} + \frac{30}{0{,}05 \cdot 3} + \frac{150}{(1+0{,}05)^{10}-1} + \frac{7000}{100 \cdot 0{,}05} =$$
$$= 7000 + 300 + 200 + 240 + 1400 = 9140 \text{ руб.}$$

За меньшую сумму можно, как увидим, построить каменный мост.

Приводим некоторые данные о стоимости железных мостов (табл. 1) (см. на стр. 389).

На постройке Петровско-Бакинской ветви были следующие цены на работы с материалами:

1)	1 куб. саж. кладки бутовой или бетонной	125 руб.
2)	1 „ бетонных сводов	135 „
3)	1 „ сводов из постелистого камня	145 „

Добавочная плата за 1 кв. саж. облицовки:

4)	из бутового камня горизонтальными рядами с приколом под скобу или на манер циклопской . . .	12
5)	Получистая без правильной разрезки	от 40 до 65
6)	Облицовка быков	55 „ 75
7)	Облицовка быков чистой тески .	70 „ 5
8)	Одна пог. саж. полотна моста (брусьев, настила и пр.)	60 „ 70
9)	Пуд железа в пролетном строении .	4
10)	Водоотлив на 1 куб. саж. колеблется в очень широких пределах, но, в среднем, можно положить	20

Средняя стоимость для всех мостов, построенных на линии, — по отчету постройки:

1 куб. саж. кладки, считая вырытие котлована, облицовку, карнизы и пр.	217 руб.
1 куб. саж. кладки с облицовкой и пр., но без котлована и накладных расходов	168
1 погон. саж. отверстия моста (отв. от 1,00 до 12 саж.)	1900

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 1.—Железные мосты Владикавказской железной дороги (Петровск—Баку).

Глубина заложения фундамента саж.	Высота устоя от обреза фундамента саж.	Объем кладки куб. саж.			Количество облицовки кв. саж.	Вес железа пролетных частей пуд.	Длина мостового полотна пог. саж.	Стоимость			Примечания
		Фундамента	Устоев	Всего				1 куб. саж. моста без пролетных строений	Всего моста	1 пог. саж. отверстия	
Отверстие 1,00 саж.											
0,70	0,98	3,80	2,84	6,64	6,42	74	1,54	248	2075	2075	
Отверстие 2,00 саж.											
0,80	1,09	5,30	3,78	9,08	11,45	255	2,56	194	3010	1505	
1,15	1,46	9,61	7,15	16,76	10,77	178	2,54	247	5384	2692	
0,75	1,98	5,59	9,83	15,42	16,44	255	2,56	135	3318	1659	
Отверстие 3,00 саж.											
1,56	0,87	11,72	2,61	14,33	6,54	402	3,62	235	5337	1779	
1,80	1,60	18,57	6,68	25,25	11,34	306	3,56	217	7250	2418	Котлован стоит 1169 руб. (63 руб. куб).
0,80	2,05	8,74	11,29	20,03	15,94	306	3,60	194	5710	1903	
Отверстие 5,00 саж.											
2,30	2,57	41,46	24,91	66,37	27,33	571	5,70	260	20212	4052	Котлован стоит 1811 руб, накладные расходы 1867 руб.
1,50	2,97	20,75	27,40	46,15	29,94	563	5,70	192	12337	2457	
Пять пролетов по 10 саж.											
2,50	3,85	90,43	60,58+ +3,58	154,59	117	9231	55,55	311	93224	1864	Котлованы стоят 5780 руб.; накладные расходы 5780 руб.

74. Каменные мосты. — Каменный мост можно считать сооружением вечным, если он построен из соответствующего условиям материала при надлежаще обдуманной конструкции и достаточных размерах. Эти же условия нужно считать элементарными и легко удовлетворимыми, на что указывает, напр., служба огромного количества каменных труб, построенных на русской сети железных дорог. Таким образом, расход на возобновление моста равен нулю не только вследствие стойкости материала, но

НВ УДУНТ (ДІІТ)

также и вследствие нечувствительности к изменениям в весе подвижного состава.

По данным проф. Н. А. Белелюбского, мосты в России расчитывались на поезд, паровоз которого весил в 1875 г. 36 *m*, в 1884 г. — 50 *m*, в 1896 г. — 60 *m*, в 1907 г. — 100 *m*, а теперь — 180 *m*. Эквивалентная нагрузка для наиб. момента возрастала для моста, пролетом 10 *м*, так:

1875	1884	1896	1907	1925
5,76	7,74	8,97	12,80	18,7 *т/м*

Из железных мостов, построенных до 1884 года, остались на службе лишь очень немногие из самых больших, дорогих и трудно перестраиваемых мостов, но и их вынуждены постепенно заменять новыми, отвечающими современным нагрузкам, так как эти мосты заставляют не только держаться малой полезной нагрузки вагонов, но уменьшать скорость движения поездов. То же самое можно сказать и относительно большинства мостов, построенных до 1896 года. Между тем, не было ни одного случая перестройки каменной трубы из-за увеличения веса подвижного состава. А каменная труба представляет собой лишь особый тип каменного моста. Да оно и понятно: во-первых, в напряжениях каменного свода, имеющего сравнительно большой собственный вес, временная нагрузка играет меньшую роль, чем в мостах железных, для которых при малых отверстиях временная нагрузка имеет решающее значение. Во-вторых, размеры ответственных частей моста, напр., толщина сводов, задаются не только по полученным расчетом напряжениям, но и сообразно с условиями производства прочной кладки; в большинстве случаев толщина имеет запас, а расчеты построены на таких низких допускаемых напряжениях, которые могут быть несколько раз превзойдены без вреда для сооружения. Для бутовой кладки у нас допускали 6 — 10 *кг/см²*. Между тем, при более или менее тщательном производстве работ на цементном растворе, что для кладки сводов всегда подразумевается, совершенно свободно можно допустить вдвое, если не втрое больше.

За границей реакция против увлечения железными мостами началась уже лет 25 тому назад, и в настоящее время каменные мосты выдвинуты всюду на подобающее им место. Железные мосты малых отверстий возможны там теперь или в виде исключения, или в виде недоразумения. В Германии издан циркуляр, предписывающий мосты малых отверстий строить каменными, а если предположен железный, то его постройка допускается лишь с разрешения министерства по представлении мотивированного ходатайства.

В Италии [1]), как и в других странах, с 1918 года, когда обрушился мост в Mönchenstein'е через р. Бирс (близ Базеля), была предпринята ревизия железнодорожных мостов не только с точки зрения увеличения напряжений под действием увеличившегося веса подвижного состава, но и в отношении повреждений ржавчиной, недостатков конструкции и пр.

Результатом ревизии явился решительный отказ от железных мостов

[1]) Bulletin de l'association du congrès intern. des chemins de fer. 1891. Январь. Доклад инж. Randich.

НБ УДУНТ (ДІТ)

во всех тех случаях, где можно было построить каменный или железобетонный мост, даже при более высокой их стоимости. На новых линиях железные мосты строят лишь для больших пролетов, при невозможности построить каменный мост; на старых железнодорожных линиях пользуются первым случаем, чтобы заменить железо более долговечным материалом всюду, где возможно, главным образом в мостах малых и средних (до 20 саж.) пролетов.

На итальянских дорогах имелось 4400 железных мостов, общей длиной 75 *км.* В настоящее время это количество сократилось вдвое.

Еще в 1857 г. Молино и Пронье высказывали убеждение, что металлические мосты должны быть предпочтены каменным, когда приходится делать большие пролеты; во всех других случаях следует строить каменные мосты, не требующие почти никаких расходов на содержание. Теперь к этому нужно добавить необходимость смены железных мостов вследствие разрушения от ржавчины и увеличения нагрузок подвижного состава. Смена или перестройка мостов обходится значительно дороже постройки, так как работы приходится вести без перерыва движения, при чем страдают и работы и движение.

Если дело идет о большом дорогом железном мосте, то сперва замедляют на нем движение поездов [1]), затем ограничивают вес поездов: все это сопряжено с ущербом для торгового оборота, и когда положение вещей становится уже невыносимым, решаются мост перестроить. Если учесть все потери, причиненные слабостью моста, мешающего повысить эксплоатацию всей линии, то, несомненно, пределы выгодного применения каменных мостов могут найти ограничение лишь в состоянии техники постройки каменных мостов, а железные мосты станут в разряд временных сооружений для особых случаев, когда каменный мост построить невозможно.

Вообще, можно принять за правило: как только инженеру представится вопрос о постройке постоянного моста, он прежде всего должен подумать о мосте каменном и, отказываясь от него, должен сознавать, что отказывается от наилучшего решения, на что, конечно, должны быть достаточно уважительные причины.

К указанным выше техническим преимуществам каменных мостов следует прибавить еще следующее:

Поддержание каменных мостов в исправности, т. е. расход на ремонт, требует ничтожных затрат.

Каменные мосты дают возможность укладывать путь по мосту на балласте и обыкновенных шпалах; путь получается непрерывно однообразным и спокойным.

Каменные мосты не зависят от профиля пути и изломов его в плане, тогда как для железных мостов существуют на этот счет ограничения, стесняющие разработку профиля и плана железнодорожного пути.

Наконец, каменные мосты чрезвычайно легко поддаются архитектурной обработке,—свойство, которое нашими инженерами, вообще говоря, недостаточно еще ценится, о чем тоже нельзя не пожалеть.

---

[1]) При открытии движения по *новому* мосту через р. Оку (на линии Москва — Рязань, в начале 80-х годов) движение было ограничено скоростью 12 — 15 верст в час.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Рациональное железнодорожное хозяйство не может не оценить всех преимуществ каменных мостов. К сожалению, до сего времени этот род мостов получил у нас широкое применение лишь в виде труб.

Против каменных мостов у нас приводят следующие возражения:

Во-первых, СССР беден камнем.

Между тем, для постройки каменных опор железных мостов и каменных труб камень находится в достаточном количестве и удовлетворительный по качеству. В случае необходимости, можно применить и хороший кирпич, который при тщательной изоляции кладки от влаги, что обязательно теперь при постройке всякого каменного моста, может считаться долговечным материалом.

Затем, говорят, для каменных мостов нужен прочный грунт, по меньшей мере скала. Это соображение также противоречит практике тех же русских инженеров, строящих каменные трубы на обыкновенных грунтах. А затем, свайное основание может считаться вполне надежным основанием для каменных мостов в тех же случаях, когда таковое применяется и для железных мостов.

Изыскивая возражения против каменных мостов, приводят неудачи с этими мостами, построенными раньше; указывают на появление в них трещин, следы выветривания и пр. В настоящее время техника постройки каменных мостов настолько разработана, что появление трещин должно быть отнесено либо к недостаткам проекта, либо к недостаткам производства работ.

Говорят еще, что каменные мосты значительно дороже железных. Действительно, каменные трубы по единовременным затратам дороже железных мостов, и, тем не менее, у нас принято за правило делать трубу там, где позволяет высота насыпи; где высота насыпи недостаточна, там ставить железный мост. Очевидно, технические преимущества каменных труб вполне оценены. То же должно иметь место и по отношению к каменным мостам.

В таблице 2 приводим данные о количестве кладки и стоимости каменных мостов по отчетам постройки железной дороги Петровск — Баку о-ва Владикавказской ж. д.

Цены на отдельные работы указаны выше по поводу таблички для железных мостов.

В среднем выводе из действительной стоимости (по отчету) всех мостов линии получается стоимость:

1 куб. саж. кладки с облицовкой, котлованом и пр. (причем на 1 куб. саж. фундамента рытье котлована ложится суммою 56 руб.) — 232 руб.

1 куб. саж. кладки с облицовкой, но без котлована и накладных расходов — 176 руб.

1 погон. саж. отверстия моста (от 1,00 до 18 саж. при пролете до 6 саж.) — 4100 руб.

Сравнивать последнюю цифру со средней стоимостью железных мостов нельзя, так как по условиям распределения сооружений каменные мосты строились при более высоких насыпях, чем железные.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 2. — Стоимость каменных мостов.

(По отчету Владикавказской ж. д. Ветвь Петровск — Баку.)

Пролеты (саж.)	Высота устоя от обреза фундам. (саж.)	Глубина заложения фундамента (саж.)	Количество кладки (куб. саж.)			Количество облицовки (кв. саж.)	Стоимость в рублях					Примечания
			В фундаменте	В устоях и сводах	Всего		Кладки 1 куб. с.	Карнизов, облицовки и пр. на 1 куб. с.	Всего моста	На 1 куб. с. кладки	На 1 погон. саж. отверстия моста	
1 × 1,00	1,33	0,55	3,82	4,57	8,39	9,53	121	44,5	1679	200	1679	
1 × 1,00	1,52	0,95	7,08	5,55	12,63	13,70	157	41	3024	239	3024	
1 × 1,00	2,00	0,84	7,71	10,83	18,54	19,98	139	45	4364	235	4364	
1 × 1,00	2,44	0,83	9,32	16,44	25,76	25,28	139	45	5780	224	5780	
1 × 1,00	3,19	0,87	12,11	28,19	40,30	37,32	131	40	8632	214	8632	
1 × 2,00	1,42	0,50	7,80	11,60	19,40	27,07	185	44	5245	270	2622	
1 × 2,00	2,07	0,75	9,74	14,57	24,31	12,75	130	36	4856	200	2428	Котлован по 93 р. куб. с. объема фунд.
1 × 2,00	2,44	0,76	9,53	19,86	29,39	25,82	152	34	7278	248	3640	
1 × 2,00	2,88	0,92	12,05	26,24	38,29	33,74	112	46	7297	190	3648	
1 × 2,00	4,26	0,80	18,15	70,83	88,98	74,60	89	29	16114	181	8072	Котл. 154 р. куб. с. Накл. расх. 2800 р.
5 × 2,00	2,08	1,00	24,30	45,20	69,50	87,11	157	49	16721	241	1672	Накл. расх. 2183 р.
1 × 3,00	2,87	1,27	17,07	32,06	49,13	26,12	201	29	1.942	304	4980	Котл. 123 р. куб. с. Накл. расх. 1500 р.
1 × 3,00	3,46	0,75	14,75	46,37	61,12	37,26	117	38	11568	189	3856	Накл. расх. 1920 р.
1 × 4,00	4,21	1,00	20,82	62,94	83,76	91,43	152	49	22157	264	5539	Котл. 100 р. куб. с. Накл. расх. 2600 р.
1 × 5,00	2,97	2,50	54,12	42,65	96,77	45,10	199	23	33809	349	6762	Котл. 9288 р. Накл. расх. 3040 р.
1 × 5,00	4,00	2,50	64,13	54,39	118,52	74,29	152	38	27719	233	5543	Котл. 1500 р. Накл. расх. 3724 р.
3 × 5,00	3,03	2,50	86,92	85,82	172,74	172,18	97,5	26	28111	163	1874	Накл. расх. 5427 р.
1 × 10,00	6,15	2,50	83,06	188	271	197	168	32	86122	317	8612	Котл. 22075 р. Накл. расх. 8533 р.
10 × 10,00	4,85	2,97	352,60	830	1182	1057	100	35	316775	267	3167	Котл. 310 р. куб. с. Накл. расх. 48700 р.

НБ УДУТТ (ДІІТ)

Сравнивать нужно мосты одинаковых пролетов и длин при одинаковой высоте насыпи и одинаковых условиях заложения оснований.

Для более точного сравнения следует исключить стоимость котлована, которая колеблется в зависимости от условий водоотлива и глубины заложения — разных для разных частных случаев.

Затем, примем однообразную среднюю цену кладки, также на самом деле колеблющуюся в зависимости от дальности возки песка, камня, цемента. Для 1 куб. саж. кладки моста возьмем среднюю цену, равную около 240 руб., для кладки каменного моста, соответственно данным отчета, немного больше — 250 руб. Имеем:

1) Каменный мост отв. 1,00 саж., при высоте устоя 1,33 саж., глубине заложения основания 0,55 саж.; кладки 8,39 куб. саж. по 250 руб. — 2098 руб.

Железный мост отв. 1,00 саж. при высоте устоя 0,98 саж., глубине заложения 0,55 саж.

Кладки устоев 5,83 куб. саж. по 240 руб.	1399 руб.
Железных ферм 74 пуда по 4 руб. . .	296 „
Полотна 1,54 погон. саж. по 60 руб. .	92 „
	1787 руб.

Допуская, что объем устоев железного моста пропорционален высоте насыпи, получим стоимость железного моста 2250 руб. Таким образом, каменный мост дешевле железного даже без учета стоимости ремонта, смены и пр.

2) Каменный мост отв. 2,00 саж. Китайской Восточной жел. дор., при высоте устоя 1,43 саж., глубине заложения 0,72 саж.; кладки 8,90 куб. саж. по 250 руб. 2225 руб.

Железный мост отв. 2,00 саж. при высоте устоя 1,47 саж. (Владикавказской жел. дор.), глубине заложения 0,72 саж.

Кладки устоев 13,17 куб. саж. по 240 руб. .	. . 3161 руб.
Железных ферм 178 пуд. по 4 руб.	712
Полотна 2,54 погон. саж. по 60 руб. . .	152 „
	4025 руб.

3) Каменный мост отв. 2,00 саж. Владикавказской жел. дор., при высоте устоя 2,07 саж., глубине заложения 0,75 саж.

Кладки 24,31 куб. саж. по 250 руб.	. 6078 руб.

Железный мост отв. 2,00 саж. при высоте устоя 1,98 саж., глубине заложения 0,75 саж.

Кладки устоев 15,42 × 240	. 3701 руб.
Железных ферм 255 × 4 .	1020 „
Полотна 2,5 × 60	. 150 „
	4871 руб.

4) Каменный мост отв. 5,00 саж. Владикавказской жел. дор., при высоте 2,97 саж., при глубине заложения 1,50 саж.

Кладки 72,6 × 250	18150 руб.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Железный мост отв. 5,00 саж., при высоте 2,97 саж., при глубине заложения 1,50 саж.

Кладки устоев 47,15 × 240	11316 руб.
Железных ферм 605 × 4.	2420 „
Полотна 5,7 × 70	99 „
	14135 руб.

Последние примеры в отношении единовременных затрат дают некоторое преимущество железному мосту. Но, капитализируя ремонт и смену, получим преимущество на стороне каменных мостов.

Из предыдущих примеров возможен вывод, что, по крайней мере для пролетов до 5,00 саж. включительно, каменные мосты дешевле железных и разница в пользу каменных мостов тем значительнее, чем меньше высота насыпи и меньше отверстие.

Можно предполагать, что при пролетах свыше 5,00 саж. железные мосты будут дешевле, но не настолько, чтобы по этой причине предпочесть их каменным, не обращая внимания на их технические недостатки.

Сравнение стоимости каменных и железных мостов представится более наглядно, если взять несколько усовершенствованные железные мосты в смысле приближения по техническим свойствам к каменным, а именно, если взять железные мосты с баластным корытом. К сожалению, данных о весе пролетного строения по практике русских дорог у нас не имеется, так как этих мостов в России построено немного. Воспользуемся данными германских дорог.

По формуле Dircksen'a, приведенной в § 29 стр. 488 настоящей главы, вес металла в пролетном строении с баластным корытом при отв. 5,00 саж. и расчетном пролете 11,5 *м* равен 1250 пуд. Расстояние между фермами 3,7 *м*. Ширина устоя должна быть 2,60 саж. вместо 2,20 саж., что дает увеличение кладки устоев с обратными стенками приблизительно на 10%. При таких условиях мост будет стоить:

кладка устоев . . .	12450 руб.
железных ферм 1250 × 4	5000 „
	17450 руб.

т. е. первоначальная стоимость мостов железного и каменного почти одинакова.

В каменной трубе большая часть кладки находится под насыпью, наружные поверхности сводов мало видны и требуют малого количества облицовки; таким образом, при одном и том же количестве кладки труба дешевле моста, для которого расход на облицовку занимает очень видное место и тем ощутительнее, чем уже мост. При двойной ширине моста (под два пути) его стоимость не в два раза больше, а около $1^1/_2$ раз, так как облицовка для узкого и широкого моста почти одинакова по количеству.

В техническом отношении труба и каменный мост одинаковы и имеют одни и те же преимущества перед железными и деревянными мостами.

В смысле художественности труба, конечно, не может итти ни в какое

НБ УДУНТ (ДІІТ)

сравнение с мостом. Если эта сторона не играет существенной роли, то вопрос о выборе между этими двумя типами решается соображениями о стоимости, продолжительности и простоте производства работ и т. п.

Помещение трубы при той или другой высоте насыпи зависит от высоты трубы, считаемой от обреза фундамента, располагаемого на уровне подошвы насыпи, и от слоя насыпи, требуемого над замком трубы (0,50—0,20 саж. до подошвы рельса).

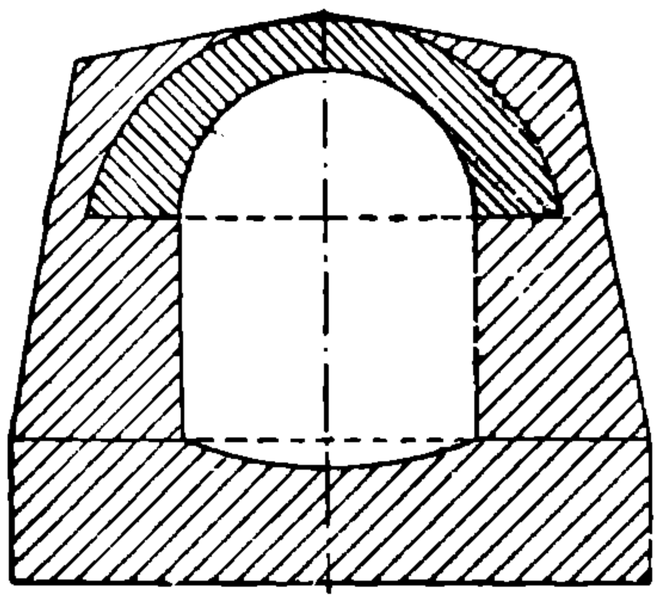
Трубы Китайской Восточной жел. дор. имеют следующую высоту H' от обреза фундамента до верха трубы в замке:

При отверстии	0,50 саж.	$— H' = 1,10$	саж., min	H насыпи	1,60 саж.
»	0,75	$— H' = 1,30$		H	1,80
	1,00	$— H' = 1,66$		H	2,16
	1,25	$— H' = 1,99$		H	2,49
	1,50	$— H' = 2,30$		H	2,80
	1,75	$— H' = 2,66$		H	3,16
	2,00	$— H' = 2,83$		H	3,33
	2,50	$— H' = 2,74$		H	3,24
	2,75	$— H = 3,02$		H	3,52
	3,00	$— H' = 3,25$		H	3,75

Конструктивная высота H' труб Среднесибирской жел. дор. (фиг. 748) от обреза фундамента до верха в замке в зависимости от отверстия и толщины в замке приведена в нижеследующей табличке:

Отв.	0,50 саж.	$— H' = 1,10$	до 1,23 саж.,	min насыпи	$= 1,73$ саж.
	0,75	$— H' = 1,53$	1,66		$= 2,16$
	1,00	$— H' = 1,75$	1,88		$= 2,38$
	1,50	$— H' = 2,32$	2,44		$= 2,94$
	2,00	$— H' = 2,82$	2,88		$= 3,38$
	2,50	$— H' = 3,07$	3,19		$= 3,69$

Стоимость 1 куб. саж. бутовой или бетонной кладки труб определилась по отчету постройки Петровско-Бакинской линии в 198 руб., считая здесь все расходы на устройство трубы (приблизительно 20 р. за $м^3$).



Фиг. 748.

Отсюда видим, что 1 куб. саж. кладки трубы обошлась дешевле 1 куб. саж. кладки железных мостов. Это объясняется еще и тем, что большинство сводов сделано из бетона с оголовками в виде косо срезанного звена, применение которых устраняет надобность в облицовке.

Каменные мосты и каменные трубы имеют почти одинаковую стоимость при тех высотах насыпи, которые допускают устройство и того и другого рода сооружений. Преимущество каменных мостов в красоте, преимущество труб — в отсутствии облицовки. Отдавая решающее значение тому или другому обстоятельству в зависимости от местных условий, в особенности от высоты насыпи — выбирают мост или трубу.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

75. Железобетонные мосты. — Мосты этого рода появились лет 35 тому назад и в настоящее время строятся самых разнообразных систем: балочные, арочные — в виде железнодорожных труб, аналогично каменным трубам, арочные — в виде, напоминающем каменные мосты, арочные — по типу железных мостов и т. п.

Железобетон представляет собою столь гибкий материал, что из него можно делать мосты, похожие и на деревянные, и на железные, и на каменные. Но материал этот не столь определенных свойств, как железо, и пока не подчинен такой подробной нормировке, как это последнее; с другой стороны, невыгодно давать при железобетоне такие запасы, какие даются при применении камня. Все это вместе, в особенности же зависимость прочности сооружения от тщательности производства работ, задерживает пока развитие применения железобетонных мостов на железных дорогах. В настоящее время тщательность ведения работ обходится в СССР очень дорого, что сказывается и на каменных мостах, которые у нас не прививаются.

На шоссейных дорогах дело обстоит несколько лучше, и там можно ожидать значительного распространения этого рода сооружений. Для русских шоссейных дорог нужны дешевые, легкие и долговечные мосты. Железобетонные мосты, в общем, дешевле железных, требующих каменных опор, и дешевле каменных, требующих тоже солидных опор. Хотя они дороже деревянных по строительному капиталу, но дешевле при учете стоимости эксплуатации. Ответственность их службы на шоссейных дорогах гораздо меньше, чем на железных. Все это выдвигает железобетонные мосты на первое место для обыкновенных дорог, за исключением мостов, располагаемых в крупных городах, где красота и монументальность требуют применения каменных мостов. В последнее время заметен у нас переход к постройке железобетонных мостов как малых пролетов, так и больших. Мосты малых пролетов были построены, напр., Петроградским земством.

76. Выбор системы по сроку службы, стоимости и техническим достоинствам. — Соображения и данные предыдущих параграфов дают возможность сделать первый и важнейший шаг в выборе системы моста при малом отверстии или пролетах, а именно, выбор строительных материалов для моста в зависимости от срока службы его, средств для его постройки, технических и эстетических требований.

Выбор того или другого материала для моста уже во многом предопределяет его основные черты как в смысле размеров, так и в смысле конструкции. Примером для пояснения этой мысли могут служить большие деревянные мосты в Ленинграде: Биржевой, Тучков, Сампсониевский и пр. По недостатку средств эти мосты сделаны из дерева и имеют малые пролеты 10—15 *м*; при перестройке их на постоянные им дадут пролеты гораздо большие, и вид их будет совсем другой.

По долговечности мосты из разных материалов мы располагаем в таком порядке: каменные, железобетонные, железные, деревянные.

По стоимости с учетом содержания и возобновления порядок бу-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

дет, примерно, такой же: каменные, железобетонные, железные и деревянные.

По техническим достоинствам в смысле жесткости, непрерывности пути, легкости надзора, нечувствительности к росту временной нагрузки— порядок остается снова тот же.

Порядок остается без изменений и при распределении мостов по легкости, разнообразию и богатству допускаемой материалом художественной обработки.

В качестве временных сооружений на первом месте должны быть поставлены мосты деревянные как по стоимости, так и по легкости разборки.

По наименьшей конструктивной высоте, занимаемой пролетным строением моста, т. е. по наименьшему расстоянию от поверхности полотна (или подошвы рельса) до низа пролетных частей, рассматриваемые типы мостов могут быть расположены в следующем порядке: железные, железобетонные, деревянные, каменные. Железные мосты стоят на первом месте при условии применения волнистого клепаного настила для проезжей части.

Таким образом, при проектировании временного моста следует остановиться на группе деревянных мостов; при проектировании постоянного моста прежде всего следует рассмотреть возможность постройки каменного моста. Если грунт слаб, а укрепление его простейшими приемами, напр., сваями, сильно увеличивает издержки по постройке, то уместно будет применение легкой долговечной системы из железобетона и такой, например, как балочная, которая допускает осадку опор.

Для железных пролетных строений в области мостов с малыми пролетами остаются исключительные случаи малого конструктивного просвета.

Логическая потребность в минимальной конструктивной высоте имеет место в *путепроводах*, устраиваемых в соединении с насыпями. Если путепровод перекрывает нижнюю дорогу, лежащую в выемке достаточной глубины, то для верхней дороги не требуется делать насыпь для подъема верхнего пути на высоту, достаточную для пропуска нижней дороги. Эта высота при железном строении должна быть по русским нормам не меньше 5,50 *м* (по новым нормам НКПС — 5,81 *м*), а при деревянном строении — 6,40 *м*, считая от головки рельса до нижней грани пролетного строения. В большинстве же случаев приходится подниматься на путепровод по насыпи, причем желательно, конечно, делать насыпь наименьшей высоты, не только с целью уменьшения затрат, но и ради уменьшения работы по подъему всех грузов, идущих по верхней дороге.

Отсюда вытекает потребность в выборе для путепровода такой системы пролетного строения, у которой расстояние от ездового полотна или головки рельсов верхнего пути до низа пролетного строения было бы наименьшее. Этому условию наилучшим образом отвечают мосты с железным пролетным строением с клепаным настилом. Множество путепроводов и построено у нас по этому типу. Еще больше построено, однако, с прием-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

нением системы поперечных и продольных балок, когда конструктивная высота значительно больше и превосходит уже минимальную конструктив. ную высоту для мостов из железобетона.

Но применение для путепроводов железобетона дает существенное преимущество в долговечности и дешевизне при той же высоте насыпи. Железобетон не страдает от дыма и пара паровозов, а стоимость железобетонного путепровода, по подсчетам инж. Успенского, на 16 — 30% меньше стоимости железного. Таким образом, по техническим преимуществам применение железобетона для путепроводов через железные дороги может оказаться более правильным, нежели применение железа, хотя бы при этом пришлось сделать насыпь немного большей высоты.

77. Выбор системы в зависимости от интенсивности движения по дороге. — Чем гуще движение, происходящее на дороге, чем важнее значение ее в экономическом отношении, тем капитальнее может быть оборудование ее мостами. Шоссейные дороги в России не имели времени получить общегосударственное значение, эта роль выпала на долю железных дорог; этим и объясняется малое количество больших мостов на русских шоссе. А такие дороги, как Сибирский тракт, до половины девятидесятых годов прошлого столетия соединявший Сибирь с Европейской Россией и пересекавший большие сибирские реки, обходились без постоянных мостов вследствие того, что движение по ним было столь невелико, что можно было обойтись совершенно свободно паромными переправами. Зимой путь через реки шел по льду, а во время осеннего и весеннего ледохода река становилась препятствием, прерывавшим движение на одну-две недели. Это возможно допустить лишь при редком населении, слабой экономической жизни и благоприятных политических условиях. При таких условиях не только на шоссе, но и на железных дорогах через большие реки, вместо миллионных мостов, устраиваются паромные переправы. Напр., Рязанско-Уральская жел. дор. имеет конец одной из своих ветвей под Саратовом: для сообщения с левым берегом вагоны переправляются на особых барках, буксируемых пароходами. То же самое имело место до недавнего времени под Казанью на линии Московско-Казанской жел. дор. Дорога оканчивается на правом берегу; город Казань расположен на левом берегу, к городу проложена ветка; через Волгу устроена была паромная переправа вагонов.

Что касается мостов малых отверстий, то на дорогах со слабым движением, грунтовых и шоссейных, их устраивают минимальной ширины и наиболее дешевой системы; в России главным образом — из дерева, в виде обыкновенных мостиков или труб. На дорогах с оживленным движением устраивали более долговечные деревянные мосты на каменных опорах подкосной или арочной систем и, наконец, каменные мосты, строившиеся когда-то главным образом близ столиц.

В настоящее время на шоссейных дорогах строят бетонные трубы из готовых, привозимых на место звеньев, строят железобетонные мосты, изредка железные и еще более редко каменные.

При сильном движении на обыкновенных дорогах и при большой стои-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

мости постоянного моста строят в виде временного сооружения иногда на большие сроки (до 100 лет) деревянный мост. Таких мостов много в Ленинграде, напр.: Тучков, Каменноостровский, Строганов и пр. Они построены на рукавах Невы при глубине воды 5—6 *м*. На Неве же при глубине 10—12 *м* эта система не применялась, в таких случаях прибегали к устройству наплавных мостов, плашкоутных или плотовых. Примером мог служить до недавнего времени Дворцовый мост в Петрограде. Однако здесь эта система отжила свое время. Теперь деревянный мост на Неве возможен с применением опор конструкции, принятой автором для железнодорожного моста на р. Волхове, свободно выдерживающих сильный ледоход при глубокой воде (стр. 167).

Итак, в отношении мостов малых пролетов рост интенсивности движения заставляет переходить от мостов дешевых и недолговечных к мостам долговечным и более дорогим по единовременным затратам. Самым полным ответом будет устройство каменных мостов, затем можно поставить железобетонные и, наконец, деревянные. Железные мосты малых отверстий ни в техническом, ни в экономическом, ни в эстетическом отношении не выдерживают сравнения с каменными мостами, с одной стороны, и железобетонными — с другой. Где нельзя почему-либо построить каменный мост, там наверное можно построить железобетонный; он окажется долговечнее железного, дешевле его и красивее.

Интенсивность движения имеет значение также в установлении дальнейших основных черт моста; так, в комбинации с родом пути она определяет ширину моста под обыкновенную дорогу, ширину тротуаров, а в связи с длиной моста может помешать расположению пути по низу главных ферм. Более подробные указания по этим вопросам будут даны при изложении правил составления эскиза.

78. Выбор системы в зависимости от местных условий. — Под условиями местными мы подразумеваем условия, связанные с географическим положением места, со свойствами и бытом реки или другого пересекаемого пути, с положением относительно населенных центров: в городе, в окрестностях города или в поле, лесу и пр. В отношении малых мостов местные условия выражаются, кроме того, в высоте насыпи, крутизне боковых склонов лога, расположении моста на прямом или кривом участке пути и т. п.

Различие систем старого Дворцового наплавного моста и Биржевого свайного, находившихся в одинаковых условиях по интенсивности движения и по большинству местных обстоятельств, вытекает, как выше видели, из разницы глубины воды. В одном случае глубина воды дает возможность поставить сравнительно недорогие и прочные деревянные опоры, а в другом — не давала.

Затем, большие и многие малые ленинградские мосты имеют другое еще свойство, связанное с местными условиями: они все имеют разводные части, необходимость которых при большой глубине воды создает значительные трудности для постройки моста и налагает на сооружение особый отпечаток. Устройство каменного моста через Неву не представляло бы особых

НВ УДУНТ (ДІІТ)

трудностей, и сооружение могло бы явиться необычайно красивым при общей панораме Невы, но разводной пролет, который должен быть железным и должен резко отличаться от остальной массы моста, представляет трудную задачу для художника и инженера. Знаменитый французский инженер Перроне в конце XVIII века дал проект каменного моста через Неву, оставшийся неосуществленным. Для того времени это, действительно, была задача чрезвычайно трудная, а проект очень смелым, но в доброе старое время выдающиеся строители были вместе с тем и выдающимися по характеру людьми; препятствия возбуждали их энергию, они создавали сооружения, которыми может гордиться человечество, вырабатывали приемы борьбы с техническими трудностями, которые мы теперь обратили в ремесленные приемы; их девизом было: „чтобы научиться строить — нужно строить", и мы убеждены, что Перроне 140 лет тому назад мог бы построить через Неву каменный мост с разводным пролетом.

Наконец, ленинградские мосты отличаются еще одним свойством, вытекающим из местных условий. Все мосты, кроме Охтенского, имеют езду поверху. Это отвечает не только требованиям интенсивного движения, но и характеру столицы, расположению ее на плоскости и положению мостов на улицах. Возвышение пролетного строения над полотном моста, над берегами, будет загораживать вид на здания, будет резать перспективу и будет составлять нарушение художественных требований. Это было понятно всем прежним техникам, которые на протяжении двух веков занимались постройкой мостов в Петербурге, и если допускали мосты с ездою понизу, то лишь в отношении висячих систем, оставлявших посередине большой просвет.

Из мостов малых отверстий резкий отпечаток *местных условий* носят путепроводы. Если под мостом проходит железная дорога, то по причинам, указанным выше, путепроводы долговечного типа должны строиться из камня и из железобетона.

На русских железных дорогах и при таких условиях строят главным образом железные путепроводы. Примером может служить Московская окружная жел. дор., имеющая множество путепроводов и из них ни одного каменного или железобетонного. На многих дорогах построены деревянные путепроводы, в особенности для полевых дорог, как наиболее дешевый тип по единовременным затратам.

В Германии в последнее время уничтожают переезды через железнодорожное полотно в уровне рельсов и сотнями строят бетонные и каменные путепроводы.

Выбор систем путепроводов над обыкновенной дорогой, шоссе или улицей в городе производится, в общем, на тех же основаниях, причем, если пересекается улица, приходится считаться с местными условиями, не только в отношении движения по улице, стеснять которого не следует, не только в отношении внешнего вида, который должен быть согласован с окружающей картиной, но и в отношении спокойствия граждан. Последнее обстоятельство, в случае проведения по путепроводу железной дороги, требует устройства моста, не дающего шума при проходе поезда; этому

НБ УДУНТ (ДІІТ)

требованию меньше всего удовлетворяет железная конструкция. Но она имеет и преимущество в том, что отнимает сравнительно мало места и света, хотя железобетон и здесь может конкурировать с железом. При устройстве в подобных местах железных мостов надо применять глухие типы проезжей части: на баласте с железным, лучше с железобетонным или каменным сводчатым заполнением балочных клеток.

При пересечении обыкновенных дорог следует оградить также публику от грязной воды, кусочков раскаленных углей и т. п.; в этом случае надлежит устраивать глухое покрытие полотна путепровода.

Во многих случаях, чтобы не пугать поездом лошадей, путепроводы для железных дорог снабжают заборами высотою около 2 *м*. По большей части их делают из волнистого железа.

79. Схема моста и основные данные для нее. — Составление эскиза моста начинается с составления общей *схемы* его, в которой намечаются лишь типы отдельных его частей и общее распределение масс сооружения. Если снабдить такую схему более или менее обоснованными размерами частей и указать существенные детали моста, то схема обращается в *эскиз*, по которому может быть уже произведен более или менее систематический расчет сооружения. Составление общей схемы моста по его фасаду или продольному разрезу и по плану и поперечному разрезу начинается, конечно, с нанесения профиля поверхности земли или русла реки, с показанием уровня меженних и самых высоких вод и напластования грунта. Затем проектирующему дается обыкновенно положение пути на мосту в виде отметки поверхности ездового полотна, головки рельса или бровки насыпи, определенной при общем проектировании профиля пути. Более высокое положение полотна дает возможность, если нужно, увеличить пролеты и тем сократить число промежуточных опор, что может быть выгодным, когда основание их при слабом грунте обходится очень дорого. Более высокое положение полотна дает возможность увеличить стрелку каменных сводов и тем понизить величину распора и точку его приложения, что уменьшает объем устоев и проч. Повышение полотна дает иногда возможность расположить езду поверху и тем сократить расстояние между фермами, а, следовательно, и ширину быков и устоев.

Если по исследовании различных вариантов станет ясно, что повышение сильно упростит задачу и окупится выгодами, от этого получающимися для моста, то следует рассмотреть возможность поднятия пути в связи с другими условиями полотна (предельные уклоны и пр.), и в случае положительного результата — поднять полотно.

Таким образом, *уровень ездового полотна* — одно из основных данных проектирования моста. Оно определяет высоту моста.

Другим данным является *отверстие моста*, также определяемое наперед.

Из перечисленных уже данных, нанесенных на бумагу, выясняется одно характерное обстоятельство, от которого в значительной степени зависит общий очерк сооружения: это — просвет по вертикали между головкой рельса (поверхностью полотна вообще) и высоким (подпертым) гори-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

зонтом воды; назовем его конструктивным просветом. В пределах этого просвета на тех или других началах, указываемых в технических условиях проектирования, должно поместиться пролетное строение моста.

Имея высоту моста, отверстие его и конструктивный просвет, на основании комплекса местных и других данных, о которых была речь в предыдущем параграфе, намечаем тот или другой строительный материал для применения в данном случае и чисто творческим путем создаем общую идею сооружения с размещением опор и с выбором их типа и типа пролетного строения. Нанося схему на чертеж и подвергая ее детальному обсуждению как в отношении техническом, так и эстетическом, внося изменения, непременно придем к различным вариантам моста; для каждого варианта будем иметь схему. Некоторые из комбинаций отпадут по тем или другим соображениям; останется одна или несколько приемлемых комбинаций.

По каждому варианту, заслуживающему внимания, следует составить эскизный проект для более подробного сравнения их, если без этого окончательный выбор системы не дается.

§ 27. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА КАМЕННОГО МОСТА.

80. Общие соображения. — Конструкция каменных мостов, как упоминалось уже, почти не зависит от рода пути на мосту. В постройке лишь высоких виадуков можно заметить бо́льшую смелость, когда они возводятся для шоссейной дороги. Вообще же говоря, размеры отдельных частей моста, например свода, больше зависят от пологости свода, чем от действия железнодорожной, более тяжелой подвижной нагрузки, так как действие подвижной нагрузки на каменные мосты при значительном их собственном весе не столь ощутительно, как в мостах железных.

Каменные мосты малых отверстий местного утилитарного значения строятся из местных пород камня: известняков и песчаников, причем для облицовки наружных поверхностей, подверженных действию морозов, применяется камень, выдержавший подлежащие испытания на замораживание. При недостатке местного камня применяется хороший кирпич для сводов — наиболее чувствительной части сооружения, и обыкновенный бут для фундаментов. При отсутствии облицовочного материала применяется также бетон.

Каменные мосты художественного значения, в городах или в общественных парках, строятся из материала, какой будет признан необходимым по замыслам художника.

Что касается выбора материала с точки зрения его прочности на сжатие, то по отношению к мостам малых пролетов этот вопрос может возникнуть лишь при значительной пологости очертания арок, т. е. при малой относительной величине стрелки, примерно, от $^1/_6$ пролета. В большинстве же случаев арки мостов подвергаются весьма невысоким напряжениям, которые могут быть допущены на камни самых умеренных технических свойств и на обыкновенный хорошо обожженный кирпич.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Каменный мост является сооружением гораздо более простым, чем железный мост, и соответственно этому составление проекта его не сопряжено с изучением большого количества мелких и, тем не менее, ответственных и важных деталей, как проект железного пролетного строения, с его сложными и многочисленными соединениями отдельных частей. Соединение отдельных частей каменного моста основано на однообразном применении раствора, и изменению подлежит лишь состав раствора. Получается монолитное сооружение, в котором можно выделить более крупные части по их роли в целом сооружении — свод, надводные стенки, опоры, парапет и т. п.

Свойства материала и его стоимость таковы, что здесь уже не приходится определять размеры с точностью до миллиметров. Во многих случаях толщина каменной части (например, свода) определяется не высотой допускаемых напряжений, а практически выполнимым пределом наименьшей толщины кладки (бутовой, например).

Условия проектирования каменных мостов малых пролетов (до 20 *м*, примерно) в настоящее время таковы, что проект можно составить почти без всяких расчетов, на основании знакомства лишь с существующими сооружениями и понимания назначения отдельных частей и условий их работы.

Успехи технической мысли нового времени во многих областях мостового дела предоставили обширную свободу в композиции при проектировании; при этом расчеты играют самую важную роль, они дают основание и оправдание всем обдуманно предлагаемым замыслам. В области каменных мостов это положение вещей сказывается лишь при больших пролетах или при большой высоте сооружения. Что касается области малых мостов, то здесь техническое творчество очень ограничено. Материал должен работать только в виде свода на сжатие, между тем как железо допускает и в малых мостах употребление его на сжатие, растяжение, изгиб и на комбинации их. По сравнительной громоздкости каменных частей, для более или менее сложного комбинирования их необходимо достаточное количество места; в области малых мостов места для этого мало, что, с другой стороны, ограничивает количество возможных комбинаций и дает возможность современной технике быстро исчерпать эти комбинации при различных условиях. Это и приводит к тому положению, что теперь при составлении проекта каменного мостика приводят расчеты почти только по формальным причинам.

Главная работа здесь заключается в составлении эскиза, определяющего основную форму и размещение частей сооружения; размеры частей при некотором опыте или знакомстве с чужим опытом можно назначить по чувству меры, тем более, что колебание размеров на несколько сантиметров, иногда и на десяток их, не имеет здесь существенного значения ни в техническом, ни в экономическом отношениях. В техническом отношении — потому, что, начиная с собственного веса и кончая коэффициентами безопасности и допускаемых напряжений, мы имеем дело с величинами, весьма грубо определяемыми.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Определению расчетом в каменном мосте подлежат:

1) напряжения в своде, в зависимости от его толщины и очертания, при заданных нагрузках;

2) устойчивость опор и подпорных стенок и напряжения в них;

3) давление на грунт или сваи.

Отсюда мы видим, что размеры главнейших частей моста колеблются в зависимости от весьма немногих факторов, возможные комбинации которых изучены уже практикой давнего времени.

Для дальнейших соображений необходимо располагать величиной нагрузок на свод и опоры моста. Кроме веса полотна, на свод действует вес щековых стенок, заполнения пазух, собственный его вес, подвижная нагрузка, боковое давление земли, которое принимается во внимание при расчете, если свод крутой, примерно: $f:l > 1:3$.

Подвижная сосредоточенная нагрузка приводится к равномерной делением общего веса паровоза или фуры на площадь базы, с учетом распространения давления через толщу баласта и полотна под углом 45 — 50° на всю ширину свода.

Для паровоза нагрузки типа „*H*“ (стр. 341) с базой 7,5 *м* при весе 150 *т*, ширине свода 4,5 *м* и толщине баласта под шпалами 0,85 *м*, — площадь передачи давления на плоскость, касательную к своду в замке, равна $4{,}50\,(7{,}5 + 2 \cdot 0{,}85) = 41{,}4$ *м*²; давление от подвижной нагрузки на 1 *кв. м*:

$$p = \frac{150}{41{,}4} = 3{,}62 \ \ т.$$

Если на загружаемой части помещается, кроме паровоза, тендер или другой паровоз, то нагрузка определяется тем же путем.

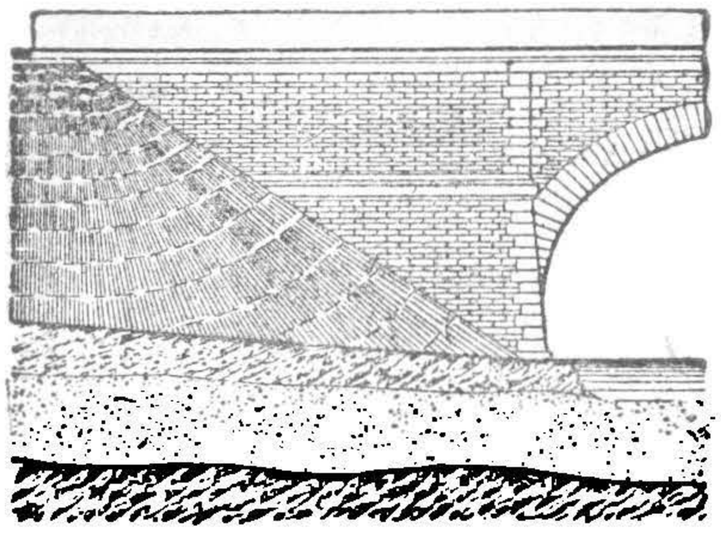
Для облегчения проектирования каменных мостов НКПС издал „Технические условия проектирования каменных и бетонных мостов“, утвержденные 16 ноября 1925 г. В них между прочим указаны веса строительных материалов для подсчета нагрузки. Приводим эти данные для некоторых материалов.

Кладка	тесовая	из гранита	2700 *кг/м*³
	„	известняка .	2500
	„	песчаника	2400 — 2600
	бутовая	гранита .	2400
	„	песчаника	2200
	„	известняка .	2000 — 2300
	„ кирпичная	клинкера	1900
	„ „	обыкновен. кирпича .	1800
Бетон	из	гравия или щебня естеств. породы	2200
	„	кирпичного щебня . . .	1800
	„	угольного шлака или пемзы .	1200
	„ „	кокса . .	1100
Щебень и гравий сырые .			2000
„ „ „		сухие	1800
Растительная земля .			1500 — 1700
Песок .			1600 — 2000
Асфальт литой			1500
„		прессованный	2000

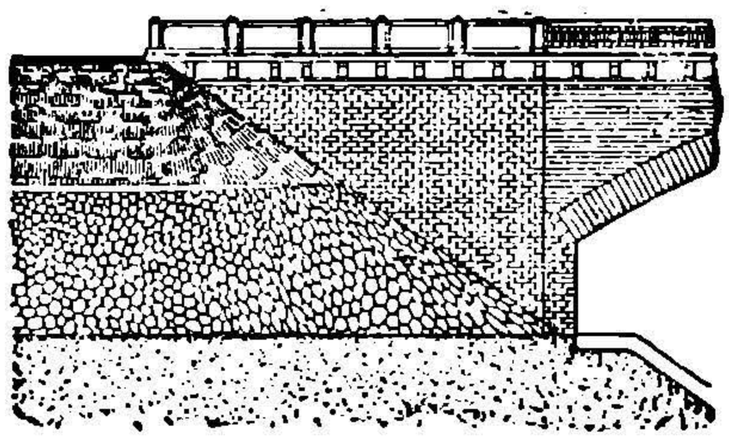
НБ УДУНТ (ДІІТ)

81. Сопряжение моста с насыпью или берегом. — При проектировании прежде всего нужно выяснить границы моста в длину, высоту и ширину. Величина отверстия есть основное данное, определяющее длину моста между гранями его опор; местные условия могут потребовать увеличения длины моста в связи с устройством сопряжения моста с берегом или насыпью.

Огромное большинство мостов, особенно железнодорожных, сопрягаются с насыпями. Из примеров отдела первого мы видели для таких случаев два типа сопряжений, которые являются простейшими.

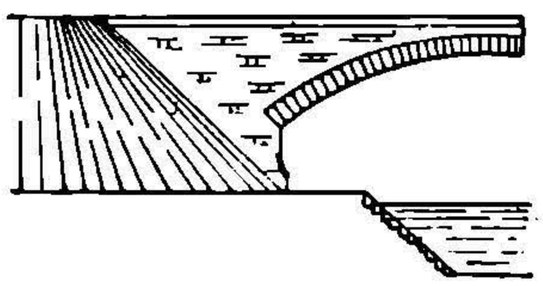


Фиг. 749.

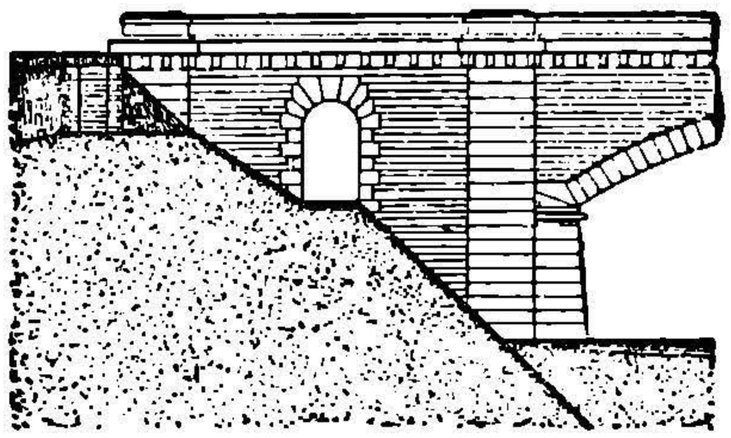


Фиг. 750.

Первый тип — устройство конусов и устоя с обратными стенками (фиг. 749, 750). Чаще всего в таких случаях отверстие моста, определенное для пропуска воды, остается без изменений. Но возможен случай, когда по береговой полосе, пересекаемой насыпью, происходит оживленное движение или когда по судоходной реке необходимо сохранить свободный бечевник. В таком случае рассматриваемый тип сопряжения соответственно видоизменяется. На фиг. 751 отверстие моста увеличено, крайние пролеты перекрывают проезд и бечевник; на фиг. 752 отверстие моста оставлено без изменения; проезд или бечевник пропускается в особые береговые пролеты, образующие просветы в устоях.



Фиг. 751.



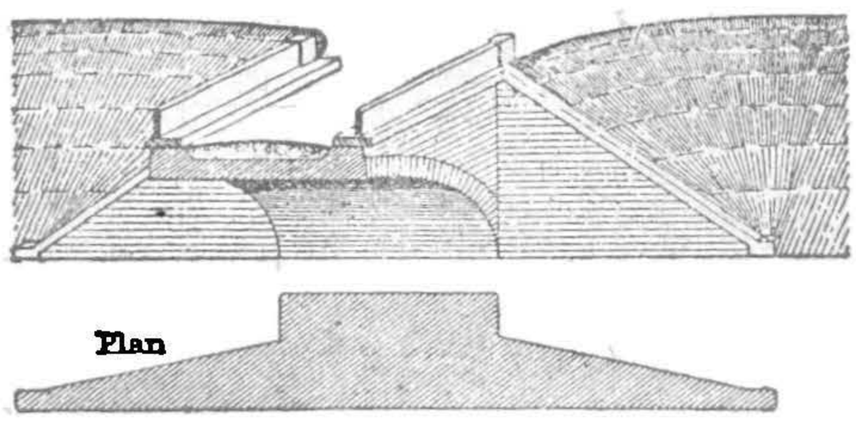
Фиг. 752.

При высоких насыпях обратные стенки получают значительную длину и толщину; возникает вопрос об экономной форме устоев; здесь уместны формы, приведенные для балочных железных мостов, с соответственным изменением для принятия распора.

В каменных мостах форма устоя теснее связана с пролетным строением, чем в железных мостах, а потому форму устоя следует окончательно выбирать в связи с очертанием сводов, о чем речь ниже.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

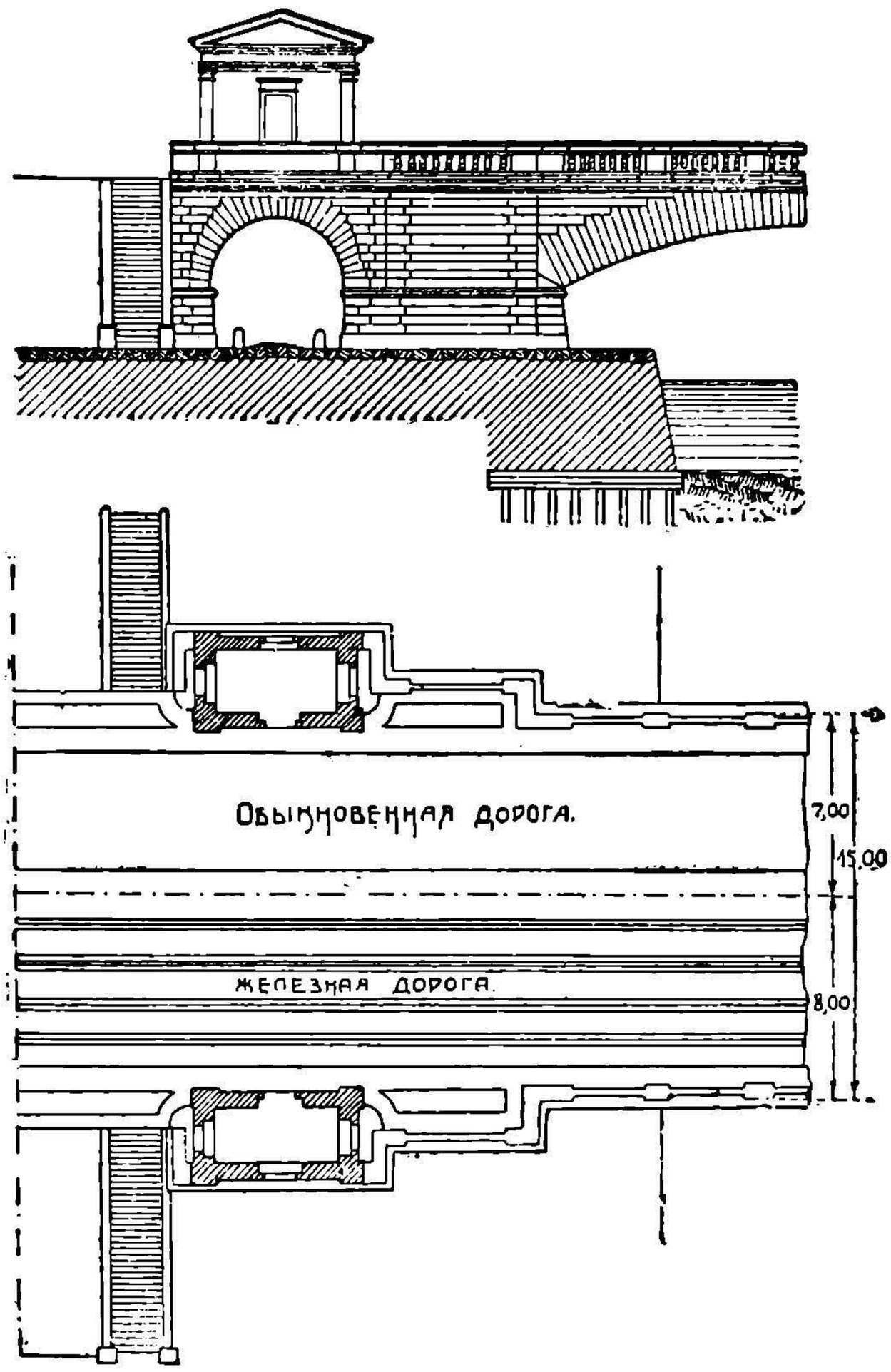
Второй основной тип сопряжения моста с насыпью заключается в устройстве откосных крыльев (фиг. 753). Применение этого типа в чистом виде не всегда выгодно; если свод дает большой распор, то выгоднее поставить обратные стенки, дающие возможность легко увеличить устойчивость опоры. При устройстве сквозного берегового сообщения этот тип допускает те же комбинации, что и предыдущий. При необходимости соорудить солидную лестницу, применение откосных крыльев дает больше простора, нежели обратные стенки. Например, сопряжение с насыпью набережной моста Val-Benoît через Маас (фиг 754 — 755). по берегу под мостом оставлен бечевник, в устое сделан проезд и у самого проезда лестница по откосным крыльям.



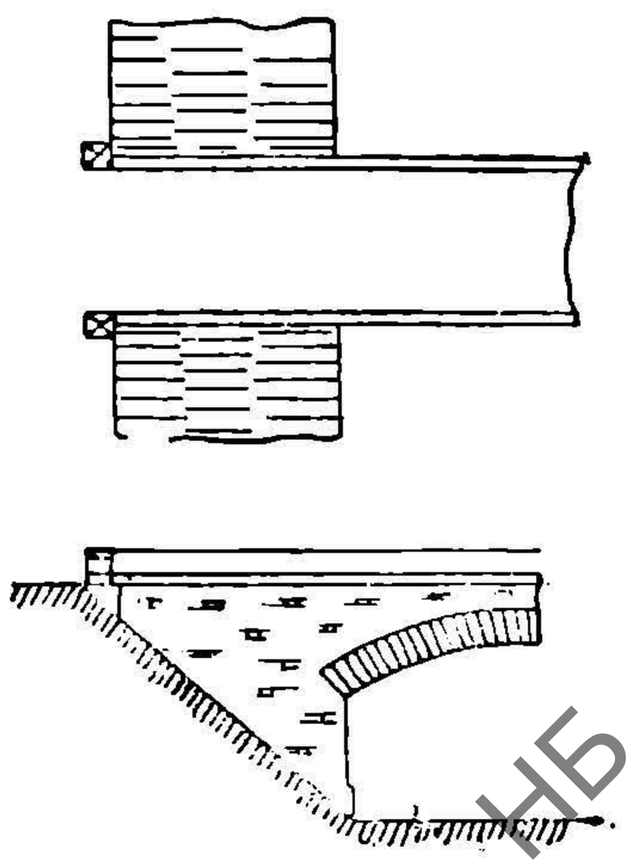
Фиг. 753.

Когда мост примыкает непосредственно к берегам реки, то простейшее сопряжение дается устоем с обратными стенками (фиг. 756 — 757).

В городских мостах монументального характера сопряжение с берегом представляет крупную задачу, в решении которой необходимо уча-

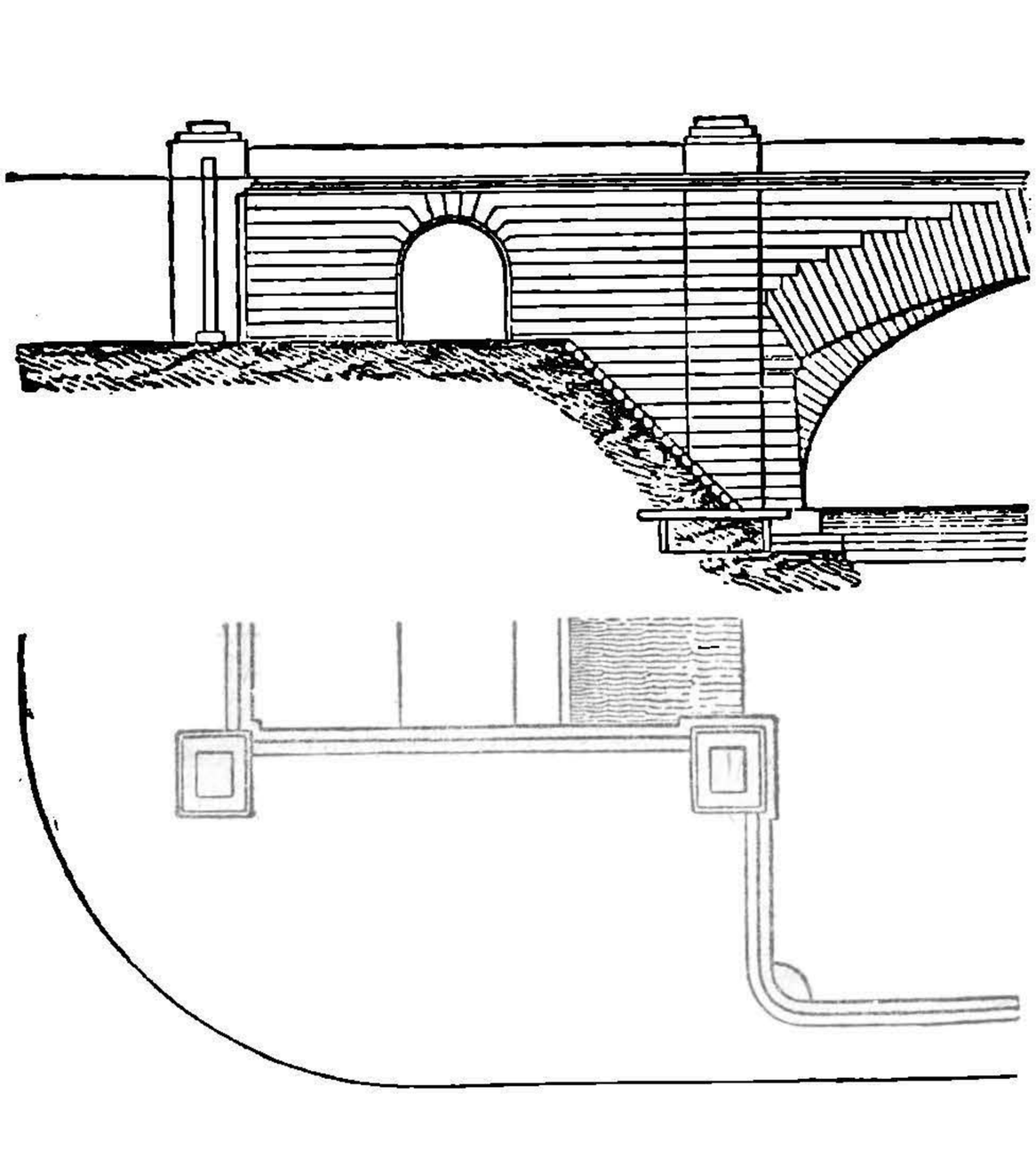


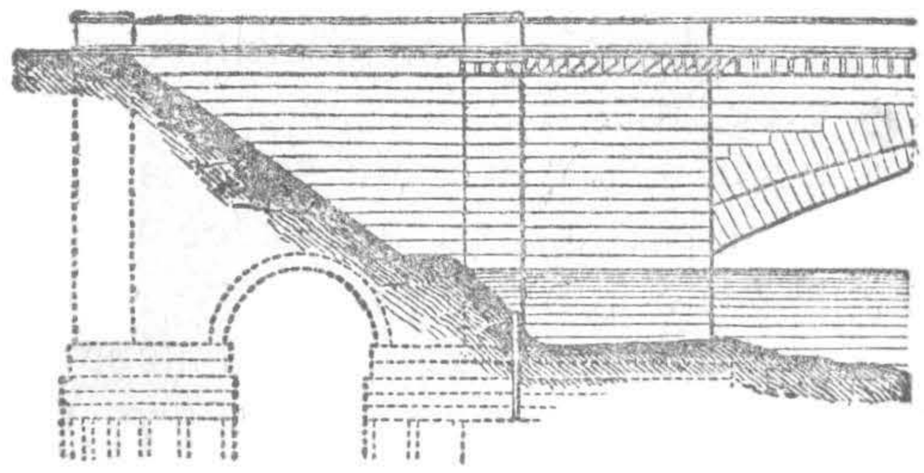
Фиг. 754 — 755. Мост Val-Benoît через Маас.

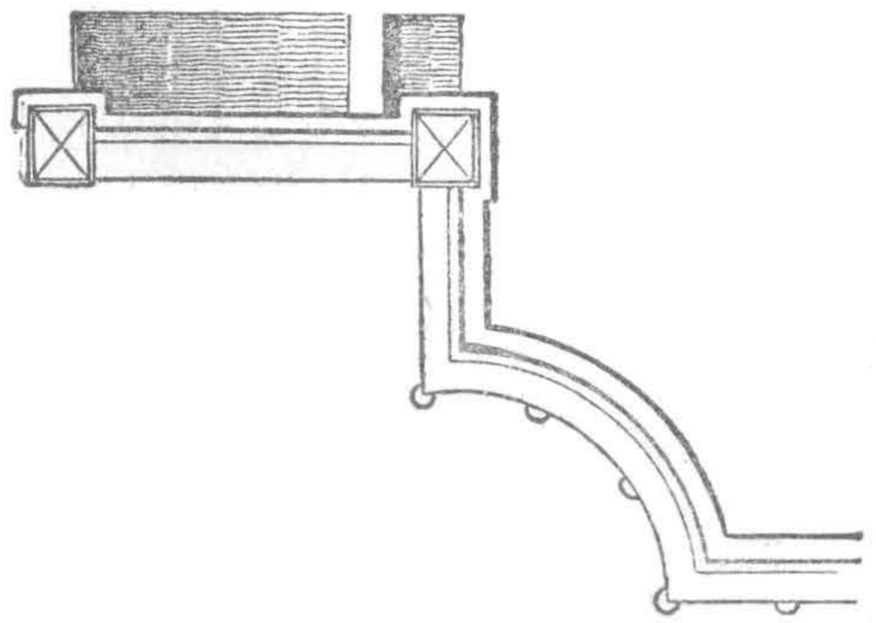


Фиг. 756 — 757

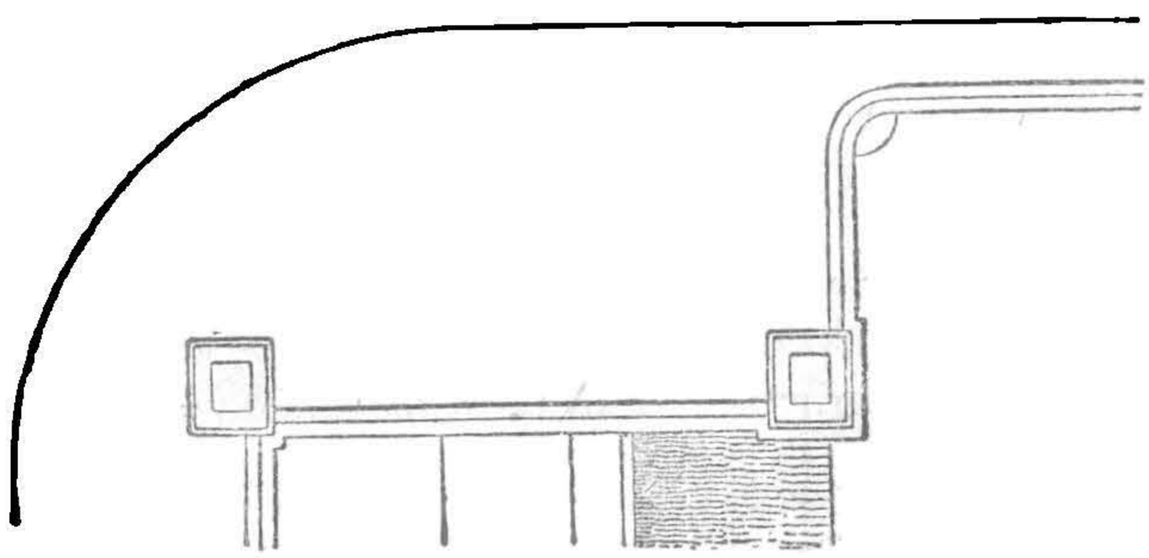
НБ УДУНТ (ДІІТ)

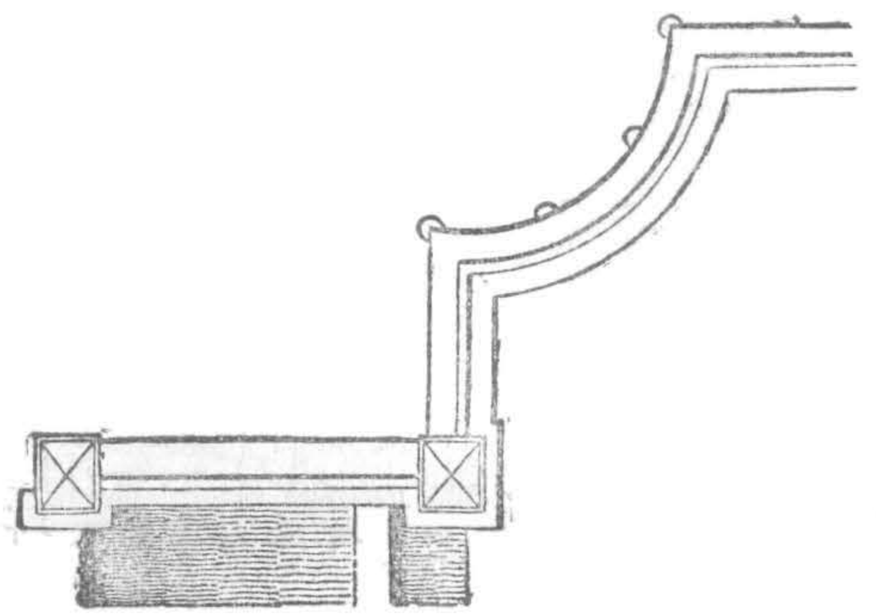




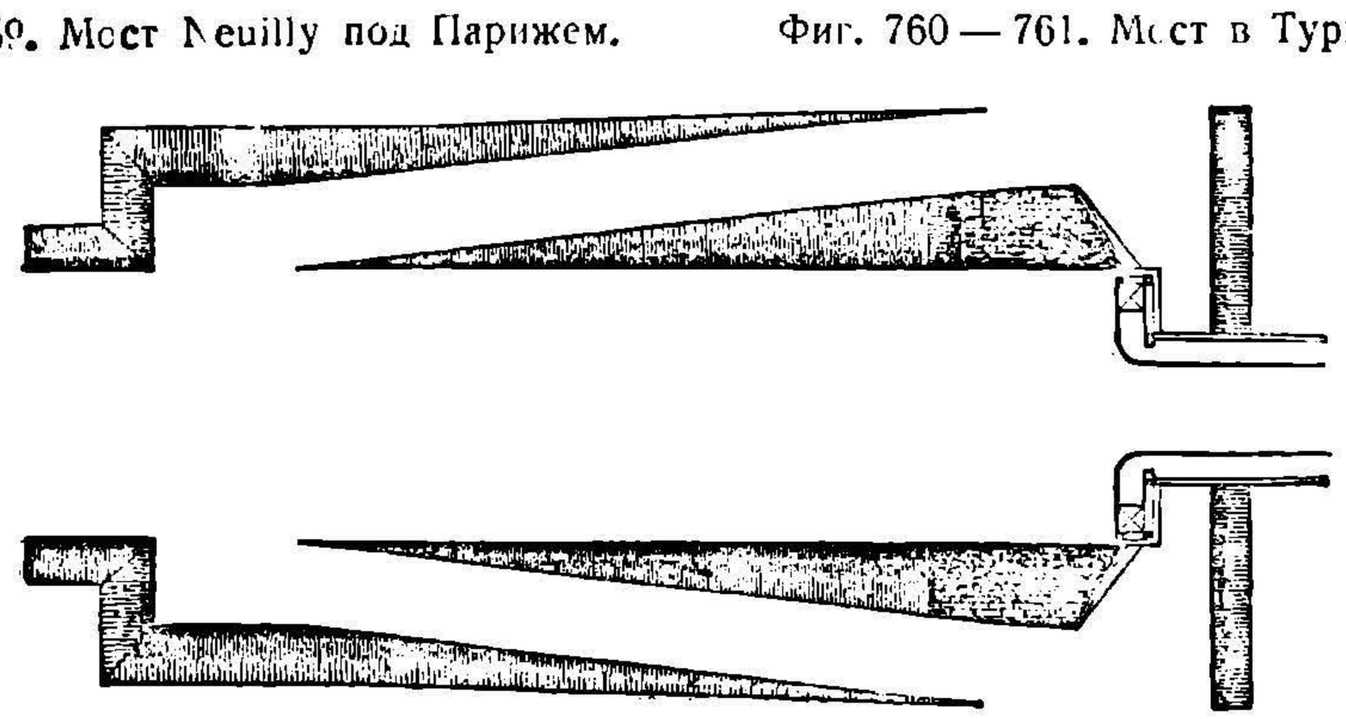


Фиг. 758 — 759. Мост Neuilly под Парижем.





Фиг. 760 — 761. Мост в Турине через р. Дору.

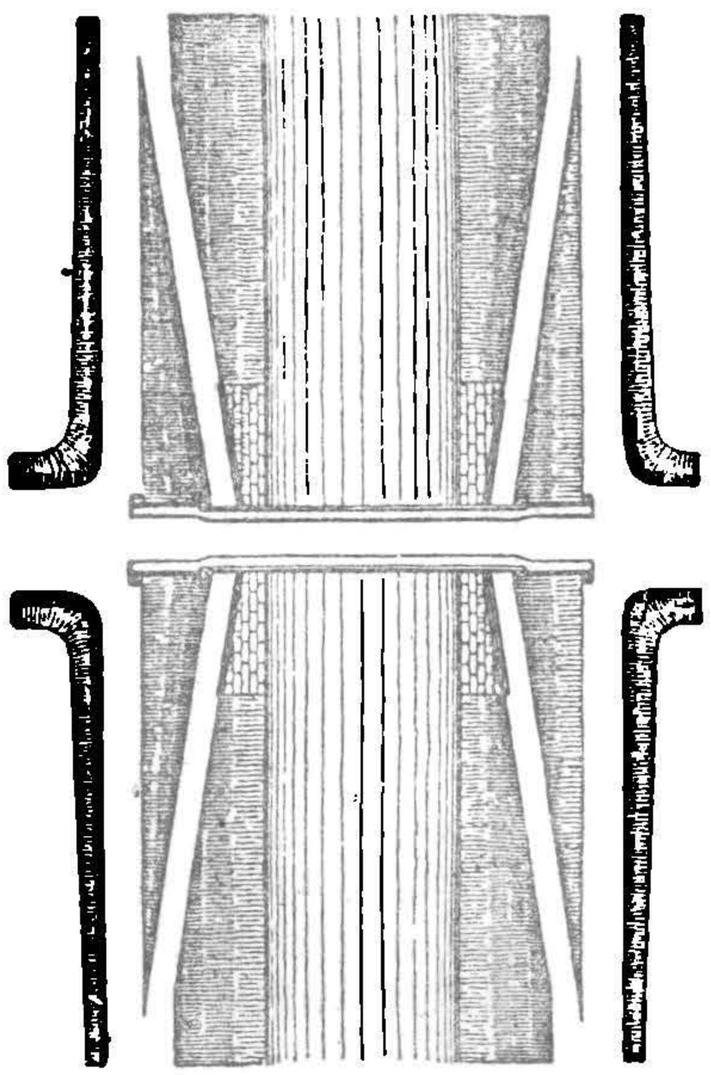


Фиг. 762.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

стие художника. Приведем несколько примеров.

Монументальный мост Neuilly в окрестностях Парижа имеет вполне отвечающее характеру моста сопряжение в виде мощного берегового массива, полученного значительным уширением устоя (фиг. 758—759); в связи с этим уширением создается удобный воронкообразный въезд на мост со стороны набережных, а также — место для постановки предметов украшения моста: фонарей, обелисков и т. п.



Фиг. 763.

Еще более богатую комбинацию сопряжения имеет мост в Турине через р. Дору (фиг. 760—761); уширение устоя сопрягается с мостом при помощи подпорных стен, очерченных по кругу.

Если дорогу, для которой построен мост, необходимо соединить с бечевником, то прибегают к расположению спусков к реке вдоль насыпи (фиг. 762). Если мост примыкает к набережной, то спуски к реке располагают вдоль реки (фиг. 763). Последняя комбинация применима также и для сопряжений с насыпью, как показано на фигуре, но в таком случае первое решение следует признать более компактным.

82. Верхние пределы очертания моста. — В зависимости от рода пути и полотна на мосту, назначают продольный профиль последнего, а затем отмечают ту высоту, которую займет баластный слой или мостовая. Таким образом будет получен верхний предел для наружной поверхности свода (верхней).

Профиль пути на мостах под железную дорогу, за весьма редкими исключениями, — горизонтальная или наклонная прямая.

Для железнодорожного моста толщина баласта, в видах возможности хорошей подбивки, должна быть не меньше 0,5 *м* от верха свода до подошвы рельса. Но для более равномерной передачи нагрузки на свод по его ширине и для смягчения действия сосредоточенных грузов на свод желательно, где возможно по величине стрелки свода и конструктивной высоте, давать баластному слою толщину в 1,00 *м*.

На каменных мостах под обыкновенную дорогу полотно может располагаться непосредственно на своде с прикрытой изоляцией. Оно может быть щебеночным, булыжным, брусчатым (каменным), торцовым или асфальтовым. Выбор того или другого рода полотна зависит от местных условий, определяющих продольный профиль полотна, от интенсивности движения, от характера полотна прилегающих участков дороги, от средств и общего характера моста.

Наиболее отвечающими конструкции каменного моста при заполнении пазух сыпучими телами можно признать мостовые: булыжную, щебеночную

НВ УДУНТ (ДІІТ)

и брусчатую; торцовые и асфальтовые мостовые требуют бетонного основания, для чего надо заполнить пазухи тощим бетоном, либо высоко перекрыть надсводные пустоты. Можно слой бетона уложить на сыпучем заполнении, но тогда надо принять меры против неравномерной осадки заполнения, чтобы предупредить излом бетонной подушки.

Щебеночное полотно — самое дешевое как по первоначальной стоимости, так и по содержанию в исправности, когда и прилегающие участки дороги покрыты тою же одеждой. Вес его в *кг* на 1 *кв. м* равен $20d$, где d — толщина слоя в *см*. Толщину щебеночной коры можно принимать в середине полотна 25 — 30 *см*, по краям — не менее 20 *см*.

Булыжная мостовая стоит дешево по первоначальным затратам, но дорого по ремонту. Если мостовая замощена булыгами средней величины, дающими достаточно гладкую ездовую поверхность, то она вместе с тем весьма пригодна для мостов с тяжелым грузовым движением и с большими уклонами, когда ногам лошадей требуется хороший упор. Крупные булыжные камни неудобны для мостов даже каменных, так как вызывают сотрясения сооружения, чего, конечно, следует избегать. Мелкий булыжник не дает достаточно прочного покрытия. Толщину булыжной мостовой можно принимать около 30 *см*, полагая 15 *см* на толщину одежды и 15 — на слой песку. Вес на 1 *кв. м* в килограммах $25d + 19d_1$, где d — толщина камня, d_1 — слоя песку в сантиметрах.

Для брусчатой мостовой толщину можно взять около 15 *см*, при слое песку 10 — 15 *см*. Вес такой же, как для булыжной мостовой.

Для тротуаров годны каменные плиты толщиною 5 — 6 *см*, на слое песку, железобетонные или бетонные плиты; слой асфальта толщиною 2—3 *см*, на слое бетона в 3 — 5 *см* толщины.

Для отвода дождевой воды поверхности моста под обыкновенную дорогу придают продольные и поперечные уклоны. Поперечные уклоны берут от 1 до 2% (tg угла наклона) в зависимости от рода мостового полотна; чем поверхность глаже, тем уклон может быть взят меньше. При этом уклоны придают с обеих сторон моста, поднимая полотно к середине; для избежания образования ребра в середине моста уклоны сопрягаются обыкновенно параболой.

Хороший внешний вид полотна получается, если в поперечном разрезе профиль полотна взят по параболе на всю ширину полотна; касательные к параболе на ее концах должны иметь упомянутый выше уклон. При этом стрелка выпуклости полотна равна половине подъема по прямой.

Тротуарам также придают поперечный уклон внутрь моста; уклон берется около 1%.

Продольный уклон полотна в коротких мостах часто не делается; вода стекает по жолобу переменной глубины, которому одному придается уклон от $^1/_{200}$ до $^1/_{400}$, и отводится трубами. Проще, конечно, дать воде продольный сток на набережные; если же мост длинный, его разбивают на участки, и с каждого участка вода отводится трубами.

Бывают случаи, когда местные условия (условия судоходства) требуют возможно бо́льшего поднятия пролетного строения моста, если не всего

НБ УДУНТ (ДІІТ)

что сопряжено с поднятием набережных, не всегда возможным, то хотя бы лишь средней его части. Это требование, напр., предъявляется к мостам через реки и каналы Ленинграда. В таких случаях подъем делается продольными уклонами, идущими от обоих концов к середине моста, сопрягаемыми здесь пологой кривой. Очень хороший вид получается при расположении всего продольного профиля полотна на мосту по параболе (Аничков мост в Ленинграде).

При этом приходится прибегать к предельным большим величинам уклонов, в соответствии с тем, что можно допустить без значительных затруднений для конного движения. Возможность беспрепятственного конного движения определяется нагрузкой фур, сообразованной с рельефом местности, и характером ездового полотна, дающего хороший или плохой упор ногам лошади.

В местностях ровных наибольший уклон моста на проезжей дороге допускается в 2,5%, в местах холмистых — 3,3%, гористых — 5%.

Для городских мостов, в зависимости от ездового полотна, допускают, как предельные уклоны:

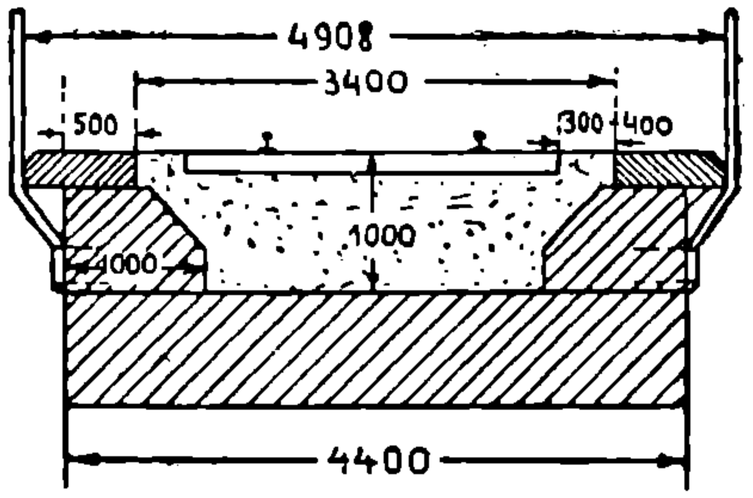
при асфальтовой мостовой	$^1/_{70}$
» торцовой	$^1/_{40}$
булыжной	$^1/_{30}$
щебеночной коре	$^1/_{20}$

В Ленинграде предельный уклон въезда на мост Равенства (б. Троицкий) $^1/_{30}$. В больших городах желательно не превосходить уклона в 0,03, лучше держаться 0,02.

83. Ширина моста и ширина свода. — Ширину моста можно считать по расстоянию между перилами на мосту; она зависит от размеров полотна.

Для железнодорожного моста ширина свода определяется шириной баластного ящика.

Длина шпалы 2,65 *м*; на концах надо оставить место для удобной подбивки не менее, чем по 30 *см*; получается ширина корыта 3,25 — 3,40 *м*. Полагая на толщину боковых стенок ящика по 40 — 50 *см* вверху, получим (фиг. 764) наименьшую ширину свода 4,40 — 4,50 *м*. Для постановки перил необходимо по габариту иметь между ними просвет не меньше 4,908 *м* [1]), вследствие чего в таких случаях перила могут быть устроены со стойками на весу. Той же цели можно достигнуть выпуском карнизов, на которых можно установить перила или парапет (фиг. 765). В последнее время для уменьшения ширины свода пользуются для конструкции баластного ящика железобетоном (фиг. 766), позволяющим устраивать ящик со свешивающимися боками. Здесь ширина свода определяется условиями боковой

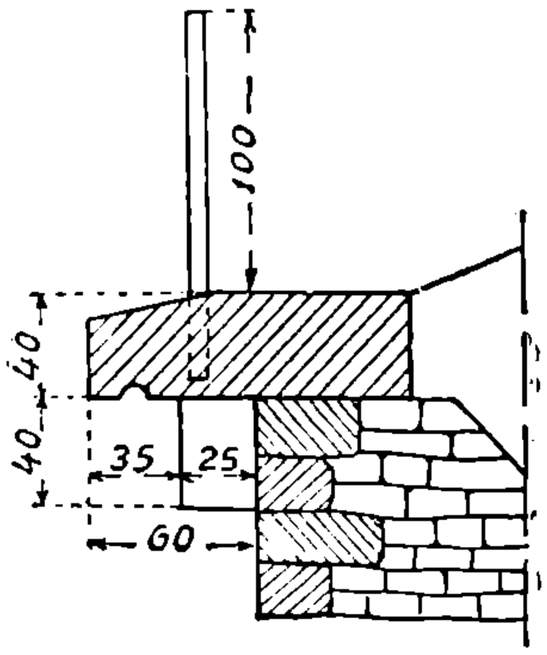


Фиг. 764.

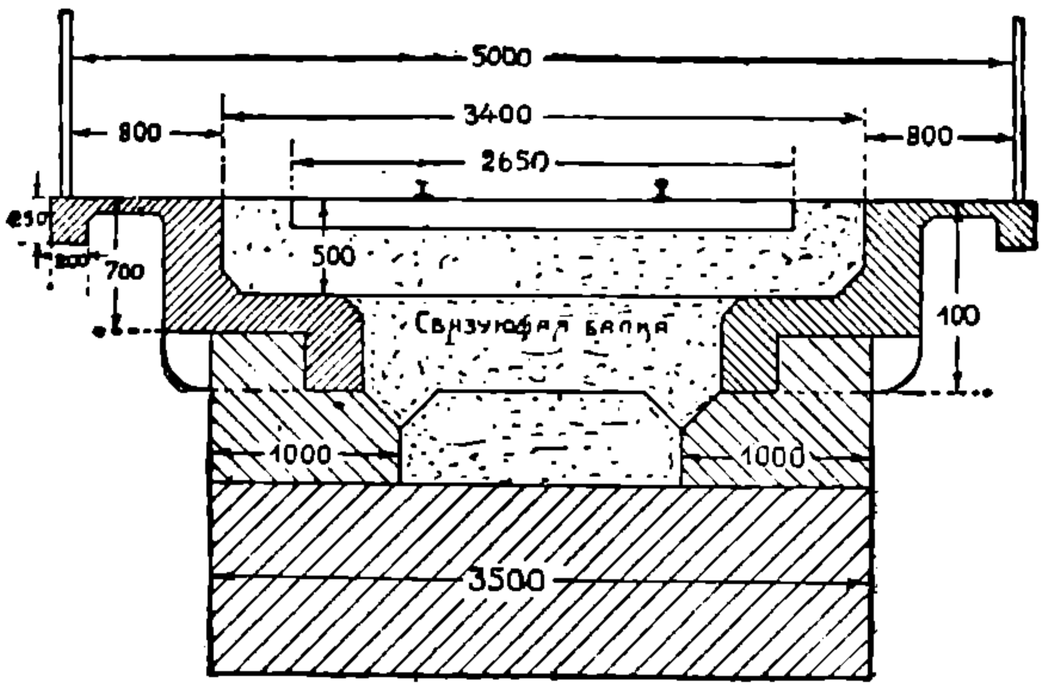
[1]) По новому габариту, 4,90 *м*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

устойчивости свода и при малых пролетах может быть значительно уменьшена.



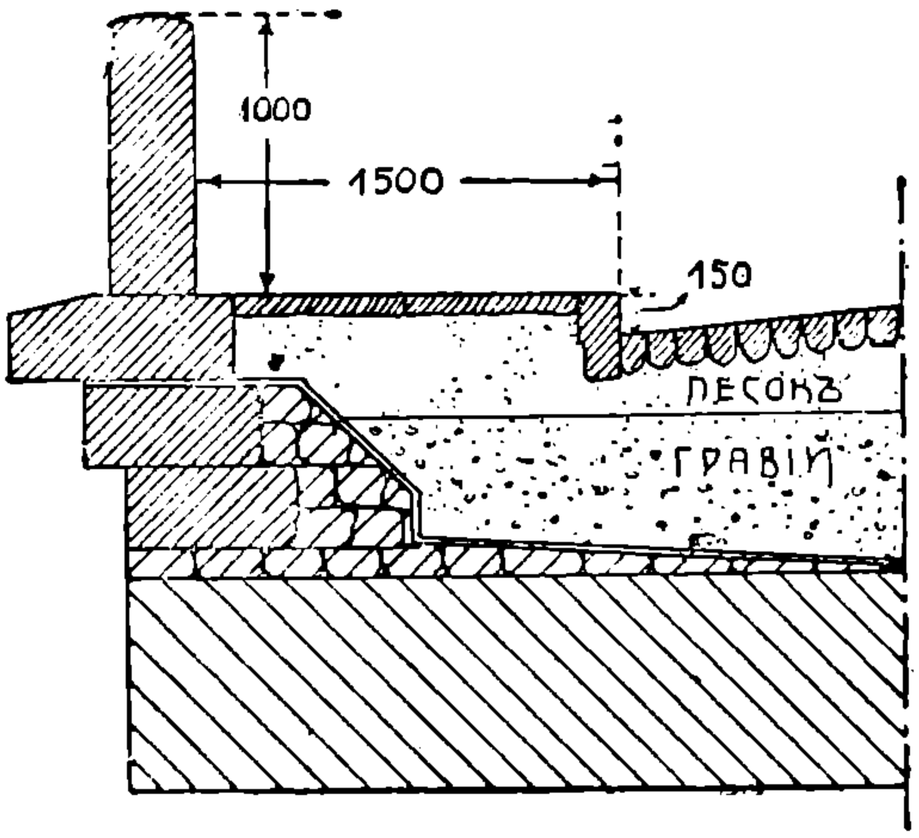
Фиг. 765.



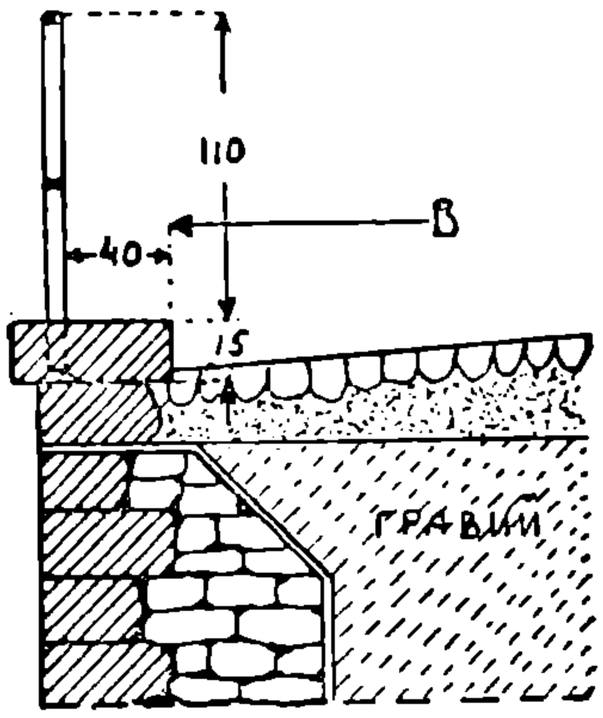
Фиг. 766.

В мостах под обыкновенную дорогу ширина свода определяется шириною ездового полотна и тротуаров, а кроме того конструкцией перил (фиг. 767). Устройство тротуаров и перил на весу сокращает ширину свода. Устройство парапета из камня при толщине парапета около 30 *см* увеличивает ширину свода. Наиболее экономное расположение дают железные перила (фиг. 768), но иногда в ущерб внешнему виду моста.

Применение железобетона для проезжей части дает возможность и здесь сократить ширину сводов в широких городских мостах. В последнее время построены некоторые из виднейших каменных мостов с разделением



Фиг. 767.



Фиг. 768.

свода на две отдельные арки (фиг. 769), поставленные по краям, вследствие чего действительная ширина свода может быть сокращена в два раза и более. Ширина отдельной арки в существующих сооружениях не меньше 1 : 14 пролета. В последние годы построены во Франции мосты с бетонными арками больших пролетов, ширина которых доходит до 1 : 35 пролета.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Ширина полотна определяется местными условиями.

При редком движении на загородных дорогах можно было бы взять ширину, достаточную лишь для проезда одного экипажа, т. е. 3 *м*. Но в виду того, что каменный мост является сооружением долговечного типа, не следует брать ширину ездового полотна меньше 6,5 *м*.

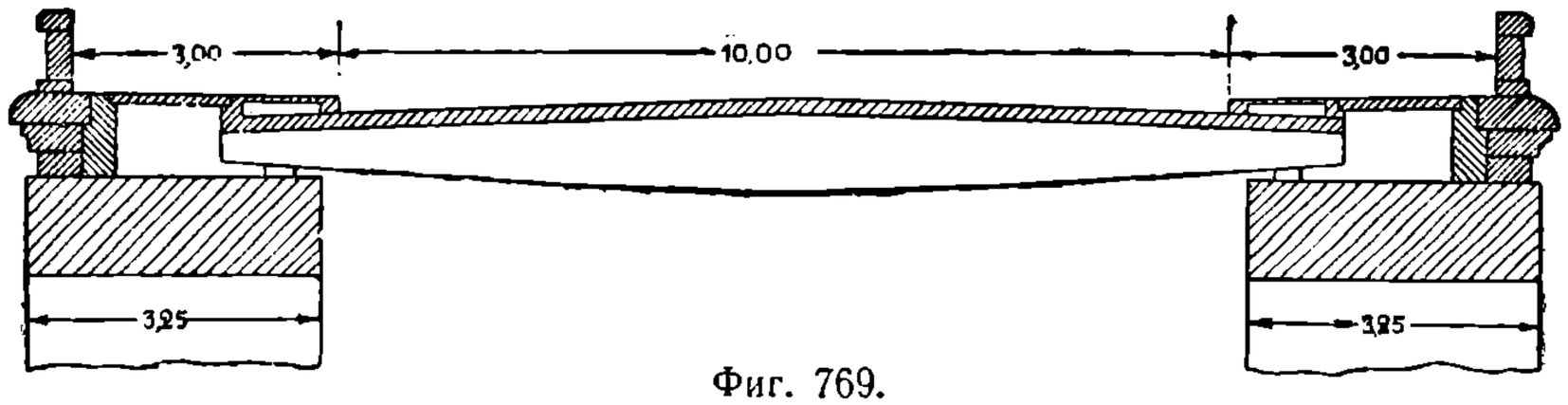
На путепроводах Московской окружной ж. д. ширина ездового полотна принята в 8,4 *м*.

На земских мостах б. Петербургской губ. ширина моста была принята 5,3 *м* без тротуаров.

При одновременном движении в каждую сторону по одному ряду фур достаточно, если ширина ездового полотна будет взята 5,00 *м*.

Если мост находится близ большего города, то ширину ездового полотна следует брать около 8 *м* и больше, в зависимости от интенсивности движения. Для городских мостов небольших отверстий ширина моста должна быть равна ширине улицы.

Чем больше мост, тем, вообще говоря, он должен быть шире, или должно быть предусмотрено и облегчено уширение его, которое может потребо-



Фиг. 769.

ваться в сравнительно недалеком будущем. Большие мосты должны быть проектируемы с запасом в ширине на предстоящее увеличение движения, подобно тому, как водопроводы проектируются с запасом на предвидимое увеличение населения.

Для пропуска трамваев (напр., в Москве) принимается полоса моста шириною 5 *м*, считая по стенкам вагонов, занимающих два пути.

В каменных мостах тротуары примыкают непосредственно к ездовому полотну; ширина моста между перилами определяется суммою ширины полотна и двух тротуаров.

Ширина тротуаров, допускающих расхождение двух пешеходов, должна быть не менее 1,0 *м*, лучше 1,20 *м*. В столицах ширина доходит до 3—3,5 *м*.

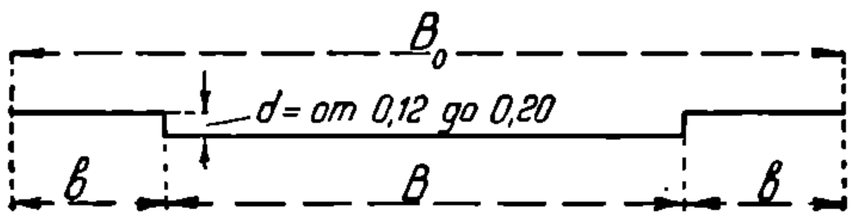
Мостам городским или находящимся близ городов, особенно при значительной их длине, следует давать ширину ездового полотна на три фуры. Такая ширина моста допускает ремонт полотна без тяжелого стеснения движения по мосту, допускает остановку на мосту фуры в случае поломки оси, колес и т. п. и допускает, наконец, обгон тяжелых фур легкими колясками.

В больших городах при значительном движении по мосту ширина его ездового полотна расчитывается на четыре экипажа.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

В Ленинграде большие постоянные мосты имеют ширину ездового полотна около 20 *м*.

Выбирая ширину моста и ее распределение на ездовое полотно и тротуары, нужно памятовать, что стоимость моста почти пропорциональна его ширине, с одной стороны, и что, с другой стороны, уширение моста, по его возведении, является делом трудным, дорогим и весьма стеснительным для движения.



Фиг. 770.

В настоящее время НКПС предлагает следующие размеры ширины ездового полотна и тротуаров для мостов с ездою поверху под обыкновенную дорогу (фиг. 770), утвержденные им 22 июня 1928 года.

Таблица 3.—Поперечные размеры (в метрах) полотна для мостов под обыкновенную дорогу с ездою поверху[1]).

Наименование величин (фиг. 770)	На 4 фуры		На 3 фуры		На 2 фуры		На 1 фуру
	Автомобильное движение						
	сильное	слабое	сильное	слабое	сильное	слабое	
1. Ширина проезда B. .	12,0	10,0	9,0	7,5	5,5	4,5	3,5
2. Ширина тротуаров b:							
а) при сильном пешеходном движении . .	1,50	1,25	1,50	1,25	0,75	0,50	0,50
б) при слабом пешеходном движении . .	1,00	0,75	1,00	0,75	0,50	0,50	0,50
3. Ширина моста между перилами B_0:							
а) при сильном пешем движении . . .	15,0	12,5	12,0	10,0	7,0	5,5	4,5
б) при слабом пешем движении .	14,0	11,5	11,0	9,0	6,5	5,5	4,5

Примечание. Ширина тротуаров может быть увеличена в случае надобности.

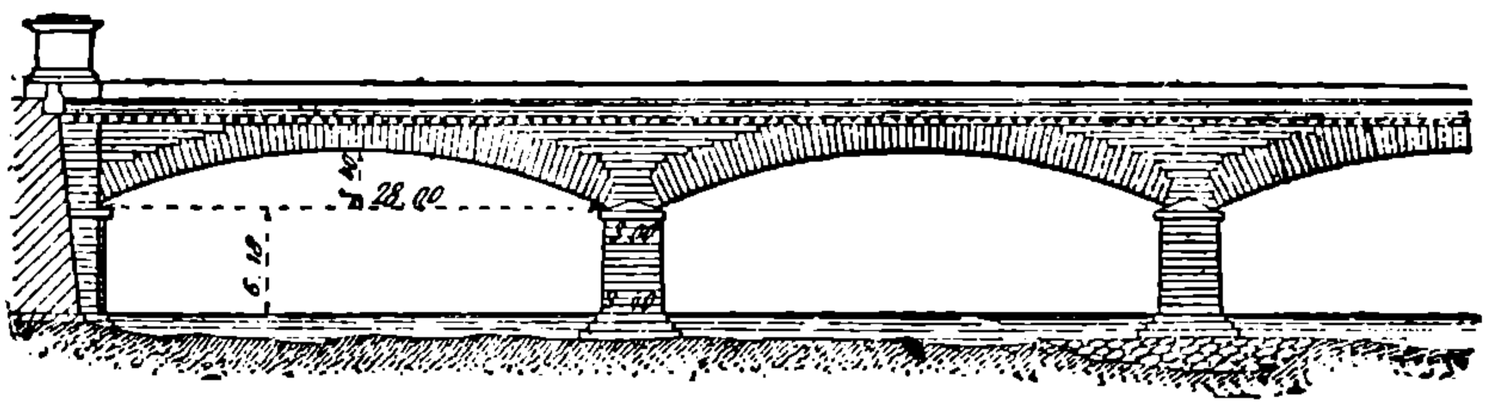
84. Пол жение пят свода. — Важнейшим вопросом при общей композиции каменного моста является вопрос о положении пят свода. Этот вопрос решается на основании либо технических соображений, либо эстетических в зависимости от общего очертания главнейших масс сооружения. Художник может потребовать пологой арки, отчетливо отделяющейся от опор (фиг. 771, мост Иены в Париже), имея в виду достижение наибольшей легкости сооружения. В таких случаях пяты определяются ясно. Для

[1]) Таблица поперечных размеров, а также габариты для мостов с ездою понизу см. ниже п° 113, стр. 514.

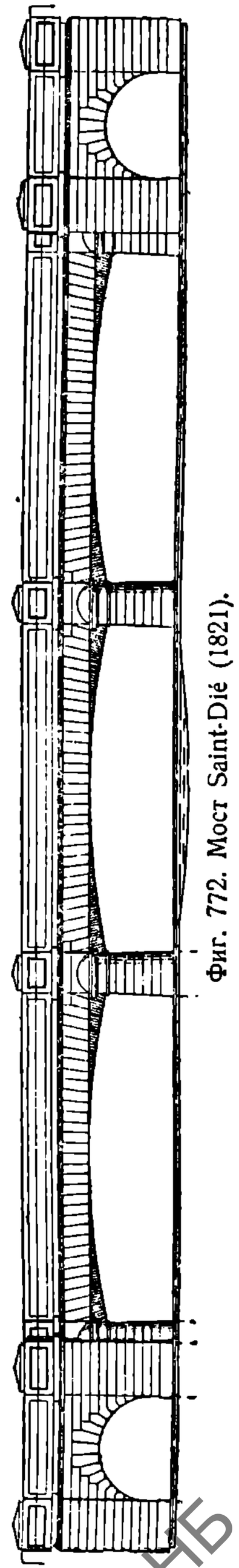
НБ УДУНТ (ДІТ)

регулирования стремлений художника нужно иметь при этом в виду, что пологость арок обусловливает значительные напряжения материала, а потому для свода необходимо иметь соответственной прочности материал; кроме того, повышается стоимость устоев, увеличивается площадь облицовки как устоев, так и быков; при этом, однако, уменьшается длина свода и объем кладки в нем. Наименьшая стрела при обычных условиях возведения сооружения может быть принята в $^1/_{12}$ пролета. При тщательно обдуманном проектировании, строго научном возведении сооружения и при наличности подходящих условий стрелу можно довести до $^1/_{20}$.

Наибольшей пологостью обладают французские мосты: мост de Nemours, построенный в 1805 г. по проекту Перроне, имеющий три пролета по 16,2 *м* при стрелке 1 : 15, и мост Saint-Dié, построенный в 1821 г. (фиг. 772) со стрелкой 1 18.



Фиг. 771. Мост Иены в Париже.



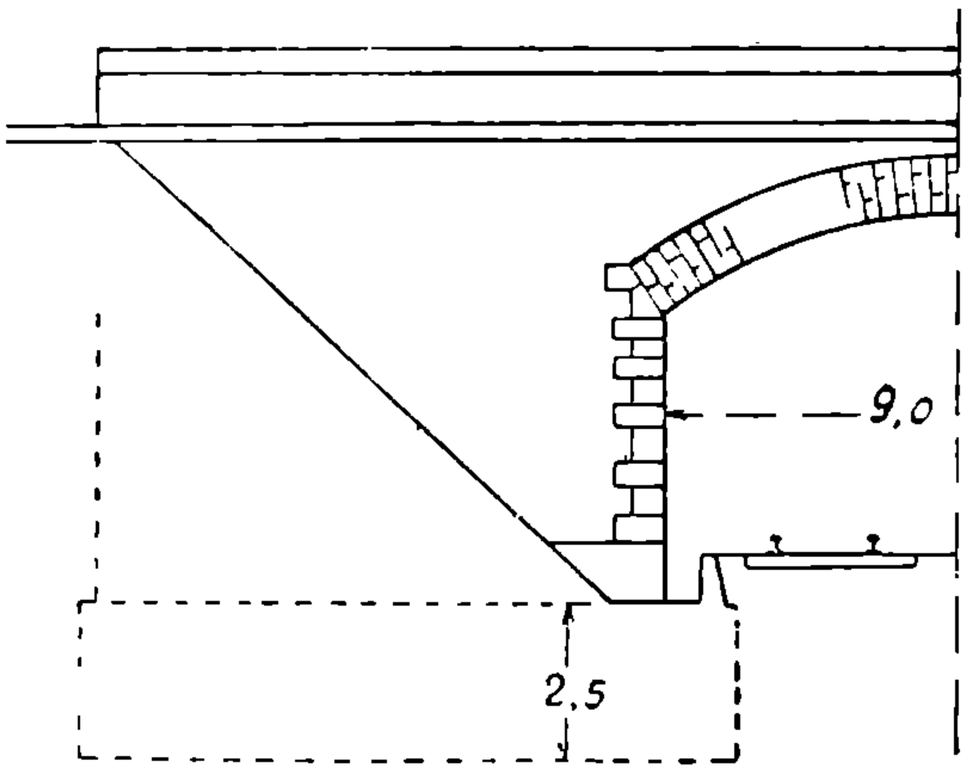
Фиг. 772. Мост Saint-Dié (1821).

С технической точки зрения, пологие арки выгодны в отношении величины просвета под мостом, когда слабо опускающиеся рамена свода отнимают небольшую площадь просвета. Это расположение, смотря по местным условиям судоходства или движения по улице, в случае устройства моста через таковую, может дать одно из возможных хороших решений (фиг. 773).

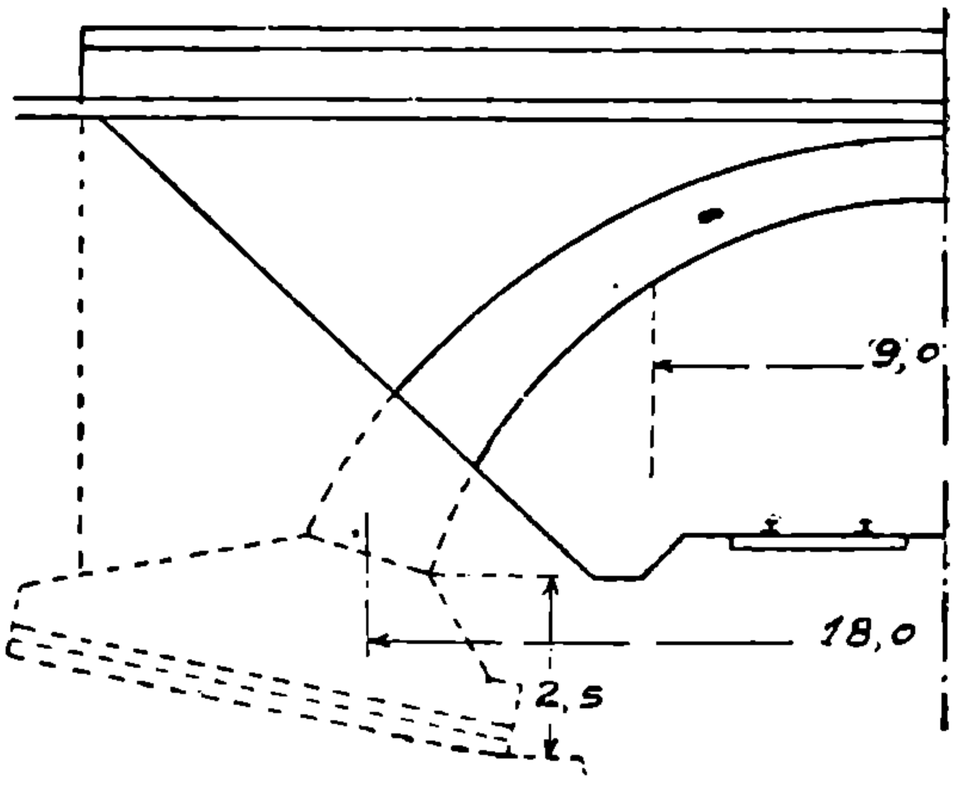
Другим предельным положением пят свода будет положение их на обрезе фундамента (фиг. 774). Пролет свода, объем его кладки возрастают в несколько раз, а устой сводится к одному фундаменту и обратным стенкам. Если мост узкий, то обратные стенки, если между ними дать засыпку, утолщаясь книзу, сойдутся и образуют массив. Этот массив надо использовать, а значит приподнять пяты до уровня схождения обратных стенок. Если же мост широкий, или между стенками оставлена пустота, то пяту можно удержать на уровне обреза; тогда задача сводится к развитию площади фундамента настолько, чтобы давление на грунт было в пределах возможного. Если грунт осадочный (не скала), то для резкого развития площади основания потребуется либо глубоко зарываться в землю, либо ставить железо у по-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

дошвы фундамента, — то и другое может оказаться дорогим или в смысле деформаций нежелательным. Если грунт скалистый, получается наиболее благоприятное положение (фиг. 775) в отношени объема фундамента.

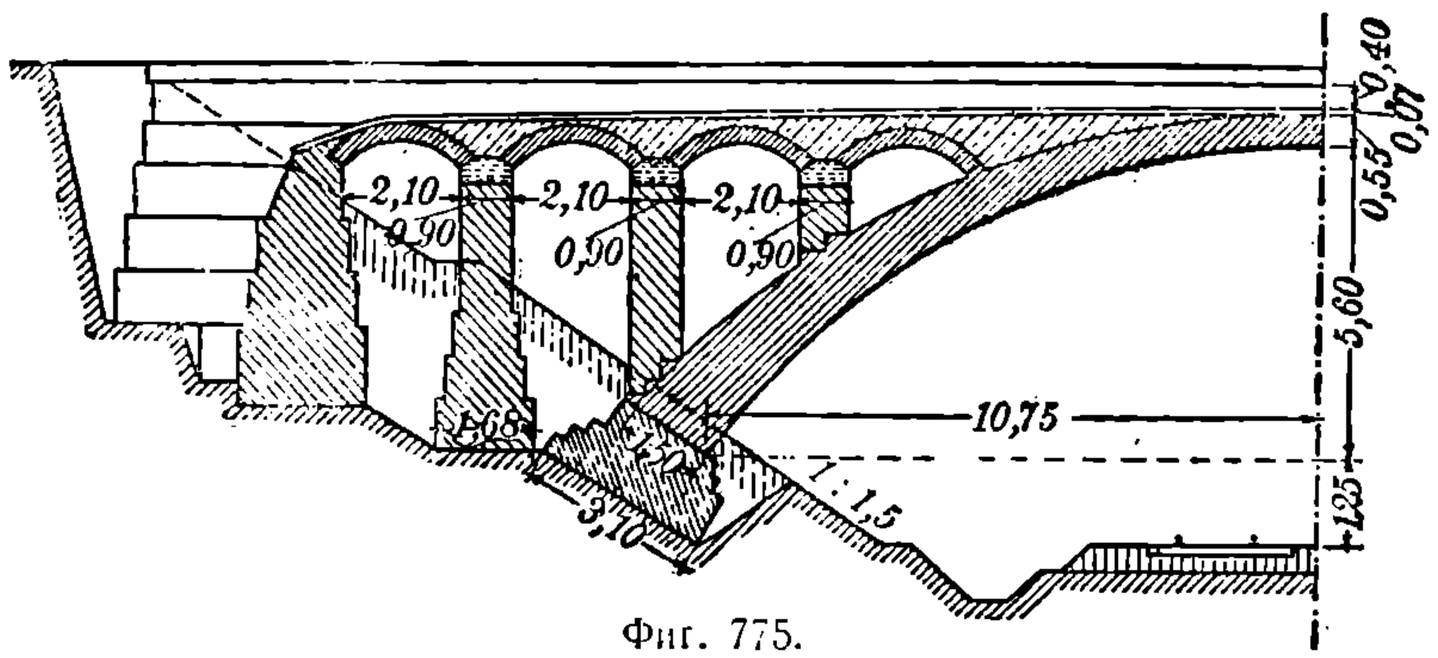


Фиг. 773.



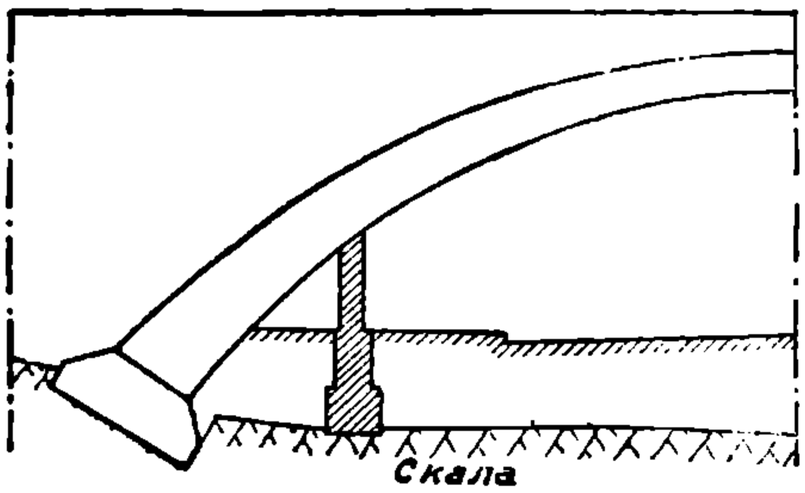
Фиг. 774.

Если при этом необходимо по хозяйственным или эстетическим соображениям ограничить отверстие под мостом вертикальными гранями, прибегают к постановке под сводом декоративных (не несущих нагрузки) стенок



Фиг. 775.

(фиг. 776). Чтобы такие стенки действительно не подвергались нагрузке при деформациях свода, между нею и сводом должен быть устроен подвижной шов, заполненный паклей и т. п. В противном случае, здесь и для свода появится новая и трудно определяемая по величине сила в виде реакции стенки снизу вверх.

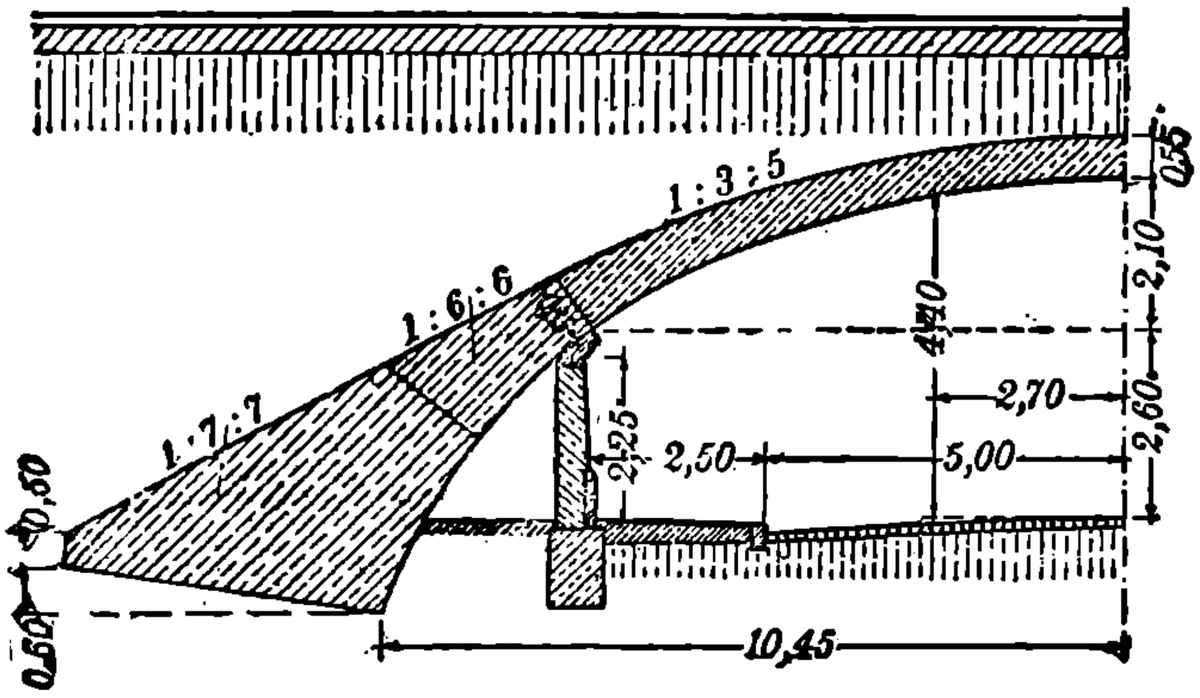


Фиг. 776.

Очертание свода по фиг. 777 следует признать неудовлетворительным, так как свод от устоя не четко отделяется; оба они сливаются как бы в один свод, пята которого расположена на грунте, причем утолщение его к пяте является чрезмер-

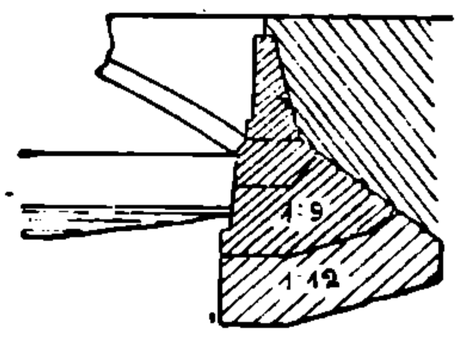
НВ УДУНТ (ДІІТ)

ным. Чтобы иметь право отделить свод от устоя при изучении его как упругого кривого бруса, необходимо, чтобы деформации свода при действии нагрузки резко и существенно отличались от деформации устоя. Для этого в пяте свода сечения должны резко меняться, как, например, показано на фиг. 778.



Фиг. 777.

При расположении пяты в промежуточном положении между предельными, указанными на фиг. 773 и 774, будем

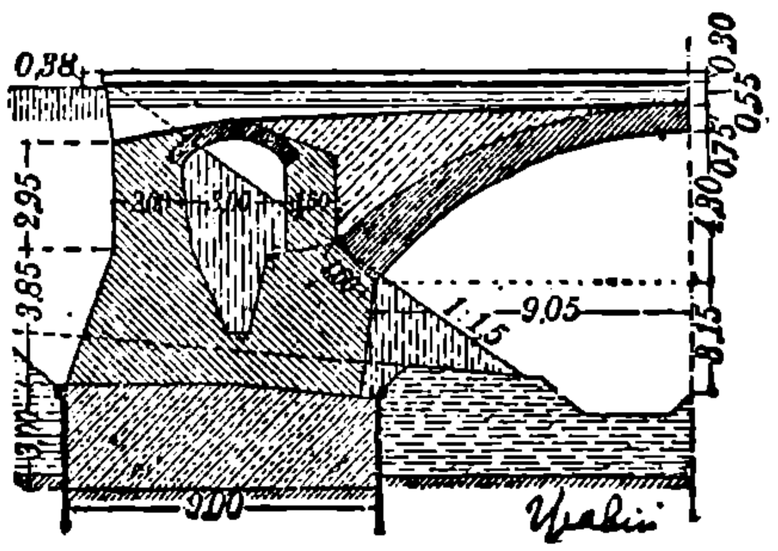


Фиг. 778.

иметь массивный устой, который в верхней его части может быть снабжен продольным или поперечным проемом (фиг. 779).

Таким образом положение пят свода определяет часто очертание свода, величину распора, объем и форму устоя. Это очень важный шаг при компановке моста. Варьируя положение пят, будем получать разные варианты моста. Окончательное решение можно будет выбрать лишь по сравнении вариантов.

Что касается положения пят относительно горизонта высоких вод, то вопрос этот со времени применения портландского цемента потерял значение для мостов даже с кирпичными сводами. Периодическое (весьма редкое) смачивание кладки при отсутствии морозов не так вредно, чтобы опасаться его и подчинять ему форму моста. По действовавшим у нас требованиям министерства п. с. кирпичный свод не должен, однако, смачиваться высокой водой. Очевидно, если необходимо все же пяты погрузить в высокую воду, нужно нижние части свода сложить не из кирпича.



Фиг. 779.

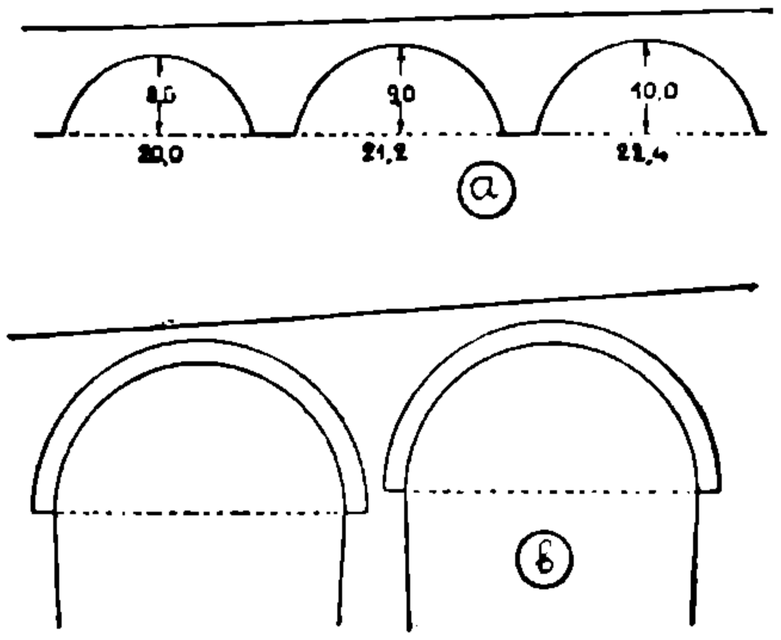
Особые случаи в расположении пят сводов получаются в многопролетных мостах на уклонах. При удержании пят на одном уровне и при удержании одинаковой толщины моста над замками сводов, стрелки в разных пролетах получатся разными. При одинаковых пролетах распор от постоянной нагрузки не будет уравновешен на быке; это вызовет несимметричное очертание быков, которое можно допустить лишь в исключительных случаях, например, когда несимметричная часть быков находится постоянно под водой. Необходимо согласовать величины пролетов

НБ УДУНТ (ДІІТ)

со стрелками, подобрав пролеты так, чтобы от постоянной нагрузки распоры на быках уравновешивались. Постоянную нагрузку для всех пролетов одного и того же моста можно принять одинаковой. Если обозначим ее через q на погонную единицу пролета, то простейшее приближенное выражение для распора от такой нагрузки будет:

$$H = \frac{ql^2}{8f},$$

где l — пролет, f — стрелка, отнесенная к кривой оси свода.



Фиг. 780.

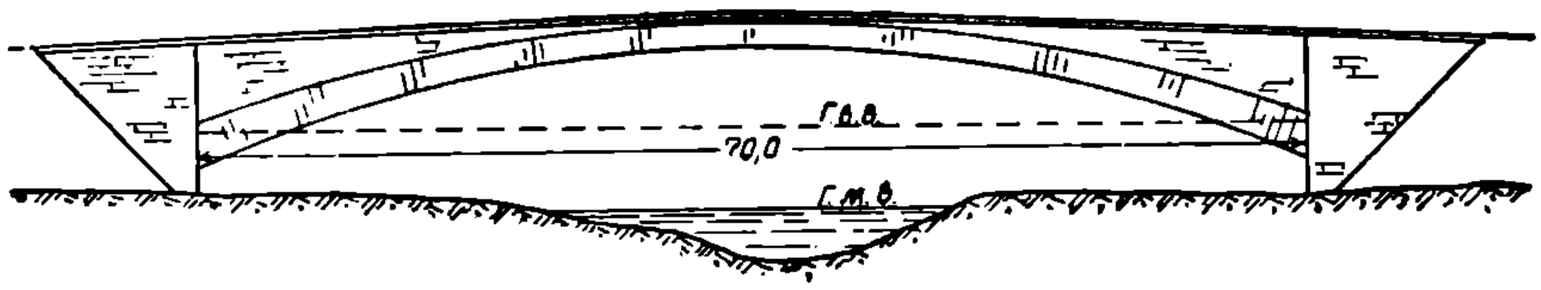
Приравняв выражение распоров для смежных сводов, получим:

$$\frac{f}{f_1} = \frac{l^2}{l_1^2},$$

т. е. стрелки должны относиться, как квадраты пролетов. Этому правилу и нужно подчинить пролеты, ежели (фиг. 780,*а*) желаем удержать пяты на всех опорах на одном уровне.

В таких сооружениях, как виадуки, отличающиеся иногда большой длиной, в случае расположения их на участке пути с уклоном, что на железных дорогах является почти правилом, удерживать пяты на одном уровне не приходится в виду усложнения работ, вытекающего из применения разных пролетов. Чаще всего удерживают одинаковые размеры свода, хорда свода устанавливается горизонтально, т. е. пяты в одном и том же пролете находятся на одном уровне, а пяты, сходящиеся на одном быке, — на разных (фиг. 780,*b*). Dupuit в виадуке de Pompadour (1875 г.) применил следующий способ (фиг. 780,*c*): на быке пяты на одном уровне, в пролете — на разных, причем полуциркульные своды очерчены четвертями круга разных радиусов. Наконец, возможно применение ползучего свода с расположением пят по линии, параллельной пути.

85. **Разбивка на пролеты.** — Выяснив вопрос о положении пят арок или наметив варианты решения этого вопроса, необходимо перейти к решению вопроса о числе пролетов. Один пролет может оказаться (фиг. 781) слишком большим и слишком пологим; это потребует больших устоев, и мост будет дорогим. Разделение отверстия на несколько небольших проле-



Фиг. 781.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

тов уместно, конечно, лишь при достаточно благоприятных условиях устройства промежуточных опор. Удерживая пяты на избранном уровне и имея уровень замков сводов в связи с верхним пределом очертания моста, при помощи разбивки отверстия на пролеты достигаем увеличения стрелки относительно пролета, упрощения конструкции кружал и их удешевления, уменьшения кладки устоев и пр. Величины пролетов должны отвечать техническим требованиям, которые, сообразно с местными условиями, предъявляются проектируемому сооружению. Например, если мост строится через водоток, может быть поставлено условие, чтобы промежуточные опоры не стесняли водотока свыше известной нормы. Это может случиться на водотоках, текущих и в высокую воду в постоянных руслах, напр., на каналах и реках, не выходящих из берегов. Число пролетов ограничивается числом промежуточных опор, какое можно поставить.

К требованиям местных условий относятся и требования сплава и судоходства, которые сводятся к указанию наименьшей величины пролетов.

При устройстве путепроводов через железные дороги пролеты должны быть сообразованы с числом путей, которое нужно проложить в каждом пролете. Например, при пересечении одноколейной дороги уместно будет выбрать такой пролет (средний), чтобы возможно было пропустить под ним и второй путь, если имеются данные предвидеть необходимость укладки его в недалеком будущем.

Наконец, при прочих равных условиях, пролеты выбираются с таким расчетом, чтобы общая стоимость сооружения была наименьшей.

Пусть мост имеет n пролетов длиною l, составляющих величину отверстия $L = nl$. Число быков равно $n - 1$. Обозначим через k — стоимость одного быка, p и q — стоимость пролетного строения и проезжей части на один погонный $м$ моста.

Стоимость моста без устоев будет:

$$C = (n-1)\,k + (p+q)\cdot L.$$

Выразим стоимость C в одной переменной величине l, заменив n через $\frac{L}{l}$, p через βl; величины q и k не зависят от величины пролета. Получим:

$$C = \left(\frac{L}{l} - 1\right)k + (\beta l + q)\cdot L.$$

С изменением числа пролетов, напр., с уменьшением их увеличивается количество быков, т. е. возрастает их стоимость на весь мост, и уменьшается стоимость погонной единицы пролетного строения. Очевидно, величина C имеет minimum при условии:

$$\frac{dC}{dl} = -\frac{kL}{l^2} + \beta L = 0$$

или

$$\frac{k}{l^2} = \beta,$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

откуда, во-первых,

$$l=\sqrt{\frac{k}{\beta}},$$

по каковой формуле и можно найти наивыгоднейший пролет l, а, во-вторых, можно формулировать следующее условие наилучшего деления на пролеты: стоимость одного быка должна равняться стоимости пролетного строения (без проезжей части). Это видно из следующего:

$$k=(\beta l)l,$$

причем: βl — стоимость пролетного строения на 1 погонный *м* моста; βl^2 — стоимость пролетного строения на один пролет.

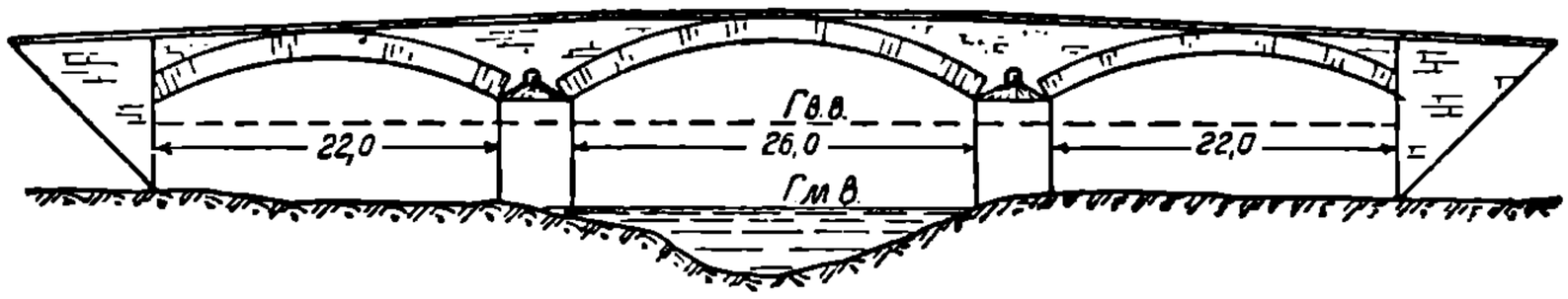
Изложенное выше правило нужно понимать как общее указание наивыгоднейшего деления на пролеты, отступления от которого не только возможны, но и необходимы как в силу соображений о местных условиях, так и в силу переменной стоимости быков, толщина которых должна изменяться с изменением пролета свода. Выбор окончательного решения зависит от результатов сравнительного подсчета стоимости сооружения по вариантам и от субъективных стремлений строителя, его вкуса и пр. Оригинальное размещение частей сооружения, при котором оно получает индивидуальный облик, останавливает внимание зрителя, действует на его воображение, настроение, создает особую ценность его для людей, всегда стремящихся в преследовании утилитарных целей достигать и художественного впечатления.

В отношении художественности моста заслуживает внимания вопрос о числе пролетов. Три и пять пролетов по симметрии и по положению среднего пролета над серединой реки дают более благоприятное впечатление, нежели два или четыре пролета. В последнем случае художники принимают особые меры, чтобы смягчить и оправдать постановку быка посередине моста. Особенно неблагоприятно деление на два пролета, если путь на мосту имеет скаты от середины моста к берегам. При горизонтальном пути на всем протяжении моста два пролета вполне приемлемы.

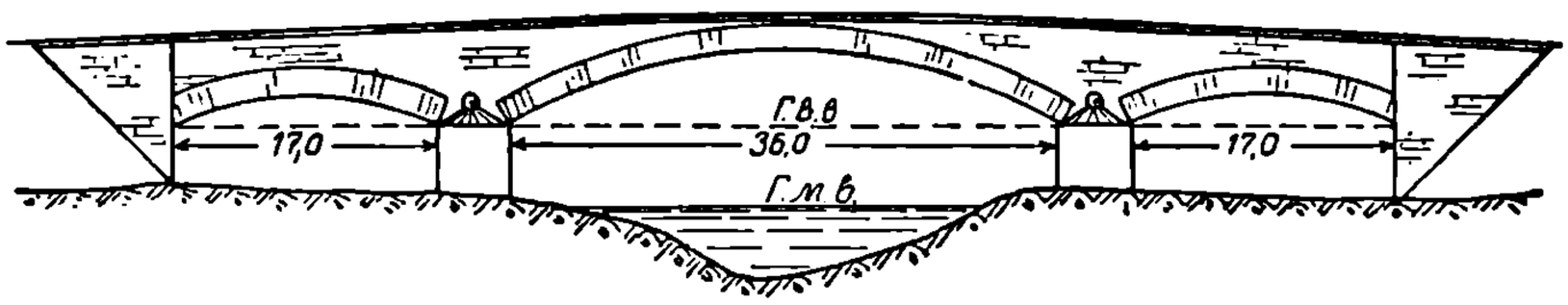
В мостах под обыкновенную дорогу горизонтальность полотна дает очень красивый силуэт моста, облегчает даже применение четного числа пролетов, но далеко не всегда осуществима. На Фонтанке, например, уровень берегов у моста, смотря по местным условиям, может быть несколько приподнят, но не больше известного предела. С другой стороны, в целях судоходства требуется дать под мостом свободный просвет известной ширины и возможно большей высоты, для чего всегда полезно приподнять середину моста при помощи продольного уклона полотна. Весьма часто поэтому приходится иметь дело с выпуклым в середине продольным профилем полотна (фиг. 782). В этом случае при разбивке пролетов необходимо соблюдать правило предыдущего параграфа относительно стрелок и пролетов, чтобы получить равновесие распоров на промежуточной опоре. При этом разница между пролетами будет не велика, 2—3 метра. Между тем по условиям судоходства или сплава или по эстетическим

НВ УДУНТ (ДІІТ)

соображениям нужно бывает иногда придать резкую разницу в величине пролетов, как на фиг. 783. В таких случаях при данных пролетах уравнивание распоров производится не только подбором стрелок, но и подбором нагрузок на смежных пролетах. Боковой свод имеет меньшую стрелку и большую нагрузку. Малый свод можно сильнее загружать, опуская больше замок свода и увеличивая толщину заполнения над замком. Одновременно



Фиг. 782.



Фиг. 783.

можно уменьшать загружение большого свода, доведя вес заполнения над сводом до возможного минимума, для чего здесь можно применить устройство пустот в виде продольных каналов, перекрытых железобетонной плитой; либо для заполнения брать более легкие тощие бетоны, например, с кирпичным щебнем (вес 1 $м^3$ 1800 *кг*) или бетон с угольным шлаком или пемзой (1200 *кг*) или с коксом (1100 *кг* в 1 $м^3$).

Выше мы видели, что, вообще говоря, чем дороже бык моста, тем больше должен быть взят пролет при разбивке отверстия. Бывают, однако, случаи, когда увеличение пролета сокращает число опор, но стоимость опоры при этом сильно увеличивается, и более выгодно будет не увеличивать пролет, а уменьшать. Вопрос решается сравнением стоимости 1 погонного метра моста по вариантам.

В таком положении находятся высокие каменные мосты, виадуки. В этом отношении первые указания можно найти в данчых практики.

При устройстве длинных виадуков до сих пор в практике применялись пролеты до 31 *м*, чаще всего 20—25 *м*, даже при высотах более 50 *м*. При средних высотах, до 30 *м*, для первоначальных соображений можно пользоваться правилом: величина пролета равна высоте виадука. По французской практике, для виадука при наибольшей его высоте H пролет свода берется 0,4 H.

Для глубоких и узких долин применяются в большинстве случаев виадуки с одним общим пролетом (свыше 40 *м*).

В таблице 4 приведены данные о существующих виадуках.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 4. — Данные о виадуках[1]) под железную дорогу.

Наименование	Год постройки	Высота виадука *м*	Пролет свода *м*	Толщина свода в замке *м*	Толщина свода в пяте *м*	Толщина быка у пят *м*	Наиб. напряжение в своде от верт. нагр. *кг/см²*	Кладка свода
Viad.de Port-Launay sur l'Aulne.	1867	52	22	1,05	2,10	4,8	5,84	кам.
Viad. de Pompadour . . .	1875	55	25	1,05	2,10	4,8	—	
Viad. de Mussy . . .	1895	60	25	1,50	—	5 и 7	9,7	
Brücke üb. Hinterrhein .	1902	ок. 20	15	0,80	1,20	2,8	—	
Landwasser-Viadukt .	1903	65	20	0,90	1,35	3,5	—	
Wiesener Viadukt . .	1909	ок. 35	20	0,90	1,35	2,9	—	
Sitter-Viadukt . . .	1910	68	25	1,00	1,45	4,0	17,0	
Виадук бл. Tennetschlucht .	1910	25	16	0,80	1,25	2,8	—	„
Виадук бл. Erbach[2]) . .	1911	31	31	1,0	ок.1,5	4,0	25,0	бет.
Виадук бл. Lauscha . .	1912	40	20	1,0	ок.1,5	3 и 4	16,0	„
Viad. de la Recoumène .	1925	65,6	25	1,14	1,91	3,2—3,7	—	кам.

86. Очертание свода.—При выборе положения пят свода уже намечаются в общих чертах очертания свода по крайней мере в отношении внутренней его кривой, очерчивающей вместе с тем просвет под сводом. Эта кривая в эстетическом отношении играет большую роль. Но если исходить из чисто технических соображений, то, установив положение замка и пят свода, мы переносим внимание на криволинейную *ось свода*. Задача сводится в таком случае прежде всего к назначению осевых точек в замке и пятах. Имея пролет в свету и стрелку в свету, можно найти осевые точки в замке и в пятах, лишь исходя из *толщины свода*.

Для назначения толщины свода следует опираться на данные богатой практики непосредственно (см. таблицу 4) или на эмпирические формулы.

Из эмпирических формул приведем формулу Croizette-Desnoyers[3]).

Для мостов под обыкновенную дорогу толщина свода в замке в *м*:

$$d = 0{,}15 + 0{,}15\sqrt{2R},$$

для мостов под железную дорогу:

$$d = 0{,}20 + 0{,}17\sqrt{2R},$$

где R — радиус круга, очерчивающего просвет свода. Коэффициент при корне для пологих сводов от $^1/_4$ до $^1/_{12}$ уменьшается от 0,15 до 0,11 для мостов под обыкновенную дорогу и от 0,17 до 0,13 для железнодорожных.

---

[1]) Очертание сводов всех перечисляемых виадуков полуциркульное, кроме последнего, где взят полуэллипс с вертикальной большей полуосью, равной 13,5 *м* вместо 12,5 *м* кругового очертания.

[2]) Своды с тремя шарнирами в виде плиток свинца или толя.

[3]) Формулу Séjourné см. наш Курс мостов, Ч. II, Мосты больших пролетов, Отд. I, Каменные мосты, стр. 140, Ленинград, 1925.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В Швейцарии для виадуков применяли недавно формулу:

$$d = 0{,}6 + 0{,}04R,$$

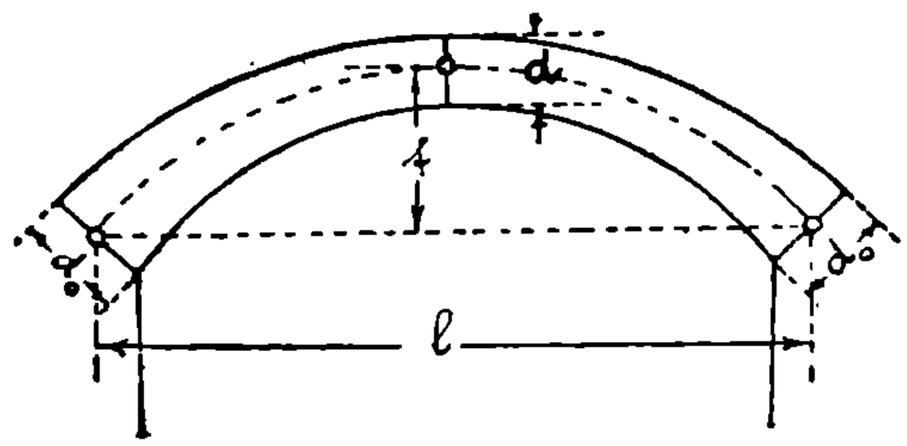
где R — радиус внутренней кривой свода. Для пяты толщина принята равной $1{,}45\,d$.

Вообще же, толщина в пяте для пологих сводов ($f : l = 1 : 5$) берется такая, чтобы вертикальная проекция пятового шва была равна толщине свода в замке, т. е.

$$d_0 = \frac{d}{\cos \alpha},$$

где α — угол между швом и вертикалью. Для пологих сводов по той же формуле определяется толщина и в промежуточных сечениях.

Формула эта основана на том факте, что при данной нагрузке давление в каком-нибудь шве свода имеет свою горизонтальную проекцию, равную распору, т. е. давлению в замке (при симметричном загружении). А значит его величина равна $\frac{H}{\cos \alpha}$. Чтобы напряжение во всех швах свода было одинаково (предполагается предельное допускаемое), нужно, чтобы толщина свода изменялась по указанной формуле. Отсюда следует, что если материал свода прочный и напряжения в пяте без утолщения свода не превзойдут допускаемого предела, свод можно взять однообразной толщины.



Фиг. 784.

Для более крутых сводов толщину в пяте надлежит брать от 1,5 до $1{,}8\,d$, — чем подъемистей свод, тем больше, — а для промежуточных сечений — по интерполяции.

Имея толщину свода в замке и в пятах, можем уже получить более точные значения расчетного пролета l и стрелки f (фиг. 784); при желании можем теперь проверить толщину свода по более точным формулам, опирающимся на величины распора и допускаемого напряжения в своде.

Для приближенного значения распора Толкмит предлагает формулу:

$$H = 0{,}15\frac{l^2}{f}\left(d + e + \frac{f}{10}\right),$$

где e — высота приведенной к материалу свода нагрузки в замке, считая и временную.

Если допускаемое напряжение R выражено в весе *куб. м* кладки на *кв. м*, то толщина в замке должна быть

$$d = \frac{0{,}15\ l^2}{fR - 0{,}15\ l^2}\left(e + \frac{f}{10}\right).$$

Допускаемое напряжение следует брать вдвое меньше предельного, так как здесь предполагается равномерное распределение давления. Напр., при допускаемом наибольшем напряжении $R_0 = 30$ *кг/см²*, для R получим:

$$R = \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{R_0 \cdot 100 \cdot 100}{2 \cdot 1000},$$

НВ УДУНТ (ДІІТ)

где γ — вес 1 *куб. м* кладки в тоннах; при $\gamma = 2{,}5$ *т*

$$R = 2R_0 = 60 \frac{\text{куб. м}}{\text{кв. м}}.$$

Другое выражение для распора приведено ниже в связи с определением очертания оси свода.

Зная толщину свода в замке и пятах, находим три точки оси свода, которая изображена пунктиром на фиг. 784. Это — линия центров тяжести радиальных сечений свода; она проходит посередине толщин свода, измеряемых по радиальным сечениям. Точка оси свода в замке находится точно делением толщины свода в замке пополам. Пятовые же точки оси свода нельзя точно наметить, не зная направления радиуса кривой, т. е. наклона пятовых сечений; намечают положение пятовых швов приблизительно по предварительным соображениям в виде кривой или на-глаз; устанавливают положение пятовых точек оси, располагая примерной толщиной свода в пятах.

Что касается очертания оси, то при проектировании больших сводов, или хотя и не особенно больших, но очень пологих и легких по размерам, очертание оси выбирается на основании соображений о возможно большем обеспечении прочности и устойчивости при наименьшем расходе материала. Указанное требование выполняется, если кривые давления, построенные для намеченного свода, будут уклоняться от оси свода не дальше средней трети сечений. Но в виду возможности различного положения на своде подвижной нагрузки получается неограниченное число кривых давления; задача сводится к тому, чтобы ось свода проходила в середине между предельными положениями кривой давления; последние получаются при одностороннем загружении то одного, то другого полусвода подвижной нагрузкой *p* на единицу проекции полусвода.

По этому уже можно ожидать, что среднее положение кривых давления будет отвечать постоянной нагрузке. И действительно, практика расчетов показывает, что хорошие результаты получаются при очертании оси свода по *кривой давления от одной постоянной нагрузки.*

Совпадение кривой давления с осью возможно лишь в предположении, что свод представляет систему абсолютно твердых тел — клиньев; при этом давление в швах будет центральное, и в швах можно поставить шарниры. Но для построения кривой давления достаточно допустить существование лишь трех шарниров, которые и намечаются в замке и пятах, в середине швов. Через эти три точки проводят веревочный многоугольник для постоянной нагрузки и по точкам пересечения соответственных сторон веревочного многоугольника со швами получают кривую давления.

Подбор оси свода именно этим путем и можно сделать. Если свод пологий, принимают ось в виде дуги круга, определяемого тремя намеченными уже точками оси, или в виде параболы. При пологом своде все кривые, проходящие через три точки, близки друг к другу. Если свод подъемист, очерчивают предварительно ось свода по эллипсу или тоже по параболе. Затем определяют нагрузки и вычерчивают упомянутым путем кривую да-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

вления; если кривая давления уклоняется от избранной оси более, чем на $^1/_{20}$ (примерно) длины шва (толщины свода), меняют очертание, принимая имеющуюся кривую давления за новую ось свода. Полученное таким путем очертание во многих случаях окажется удовлетворительным, в чем убеждаются, если нужно, в зависимости от серьезности случая, точным расчетом свода как упругого бруса, в различных предположениях о невыгоднейшем загружении, влиянии температуры и пр. Если подобный расчет даст неудовлетворительные результаты, необходимо в соответствии с ними исправить очертание свода и снова его проверить расчетом.

Полезно заметить, что в упругом своде, ось которого при постоянной нагрузке совпадает с кривой давления, построенной в предположении абсолютно твердых шарнирных звеньев, в таком своде кривая давления в действительности отойдет от оси вследствие неизбежных упругих деформаций.

Эти упругие деформации появляются при раскружаливании, когда свод вступит в работу; он сожмется под действием сжимающих сил, ось его укоротится. Оставаясь пятами в прежнем положении, он должен непременно опуститься и при этом разогнуться, т. е. изменить кривизну очертания. Но с изменением кривизны связано появление изгибающих моментов, т. е. *неравномерное* сжатие, смещение давления от центра, отклонение кривой давления от оси свода.

Кривую давления при данном очертании свода и надсводной части можно получить и аналитическим путем по способу, изложенному в моем Курсе железобетонных мостов [1]).

Наконец, укажем весьма простой прием, аналитически дающий точки кривой давления без точного чертежа свода и значительных выкладок. Очертание получается достаточно удовлетворительное. Здесь же попутно находится распор свода, и может быть проверена его толщина.

Обозначим полную приведенную нагрузку свода в замке через v, в пяте — w; через a — полупролет; через f — стрелку свода. Тогда

$$H = \frac{a^2}{12f}(5v + w).$$

Ордината y кривой давления относительно касательной, проведенной в центре замкового сечения к оси свода, будет для абсциссы x (берется от замка):

$$y = \frac{M_x}{H},$$

где

$$M_x = \frac{x^2}{12}(5v + w_x),$$

где в свою очередь

$$w_x = v + \frac{(w - v)}{a^2}x^2.$$

Вывод приведен в том же Курсе железобетонных мостов [2]).

---

[1]) Стр. 342. Изд. 1923 г.
[2]) Стр. 336.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Пологие своды, для которых постоянная нагрузка g может быть принята за равномерно распределенную по всему пролету, имеют кривую давления, близкую к параболе. Это дает возможность применить следующий приблизительный способ расчета свода, которым следует воспользоваться прежде, чем предпринимать точный расчет.

Распор от постоянной равномерно распределенной нагрузки g на погонный $м$ горизонтальной проекции свода приблизительно выражается так:

$$H_g = \frac{1}{8}\frac{gl^2}{f'},$$

где

$$f' = f\left(1 + \frac{45}{4}\cdot\frac{I}{F\cdot f^2}\right),$$

где в свою очередь I — момент инерции сечения свода в замке, f — стрелка свода, F — площадь сечения в замке.

Величина f' есть стрелка кривой давления, которой пятовые точки находятся ниже пятовых точек оси свода. На основании приблизительных соображений можно принять, что кривая давления в замке выше оси на $\frac{1}{3}(f'-f)$ и в пятах ниже оси на $\frac{2}{3}(f'-f)$. По этим трем точкам можно построить кривую давления для постоянной нагрузки. При этом построении находится соответственное значение H_g, которое, очевидно, должно быть близко к значению, определяемому по вышеприведенной формуле.

Распор от временной нагрузки p, расположенной по всему пролету, по предыдущему:

$$H_p = \frac{1}{8}\frac{pl^2}{f'},$$

при этом момент в замке:

$$M_0 = \left(H_g + \frac{1}{8}\frac{pl^2}{f'}\right)\frac{1}{3}(f'-f),$$

в пятах:

$$M_1 = -2M_0,$$

а при одностороннем загружении той же нагрузкой полупролета полный распор будет:

$$H = H_g + \frac{1}{16}\frac{pl^2}{f'},$$

при этом момент в пяте нагруженной половины приблизительно равен:

$$M = -\frac{1}{64}pl^2 - \left(H_g + \frac{1}{16}\frac{pl^2}{f'}\right)\frac{2}{3}(f'-f),$$

а в середине нагруженной половины:

$$M = \frac{9}{1024}pl^2.$$

Распор от колебаний температуры на t° можно взять по формуле:

$$H_t = \frac{45}{4}\frac{E\alpha tI}{ff'},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

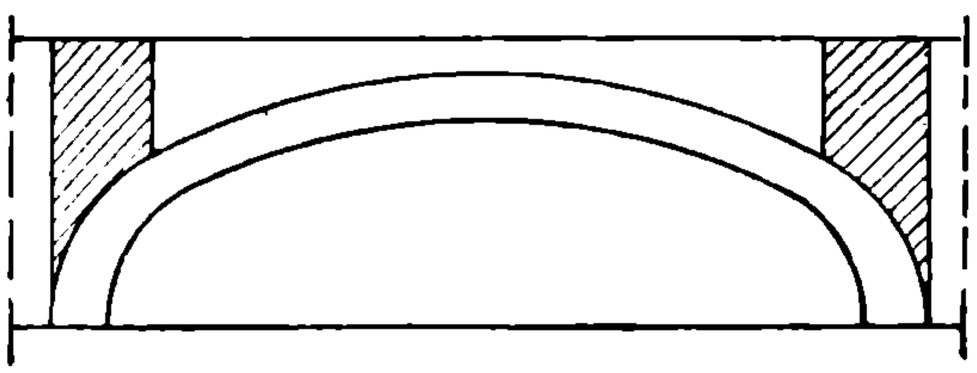
а момент в замке при этом будет:

$$M_t = \frac{15}{4}\frac{E\alpha t I}{f},$$

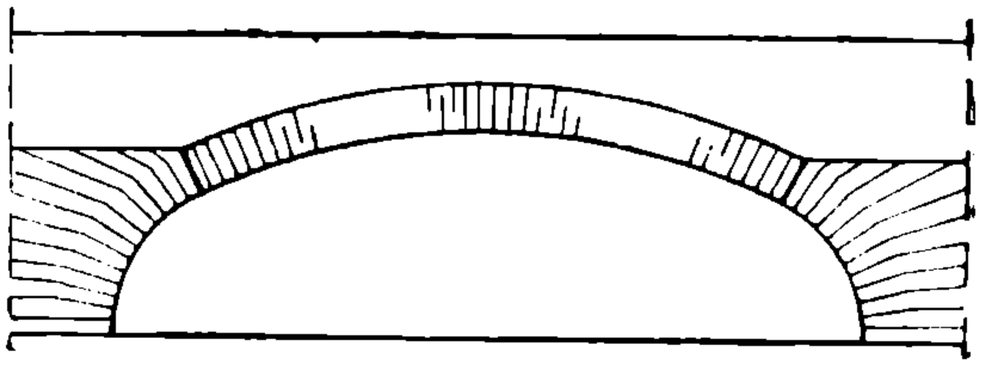
в пяте — в два раза больше.

Для каменных сводов можно взять $E = 60000$ *кг/см²*, $\alpha = 0{,}000007$; для бетонных $E = 140000$ *кг/см²*; $\alpha = 0{,}000012$. Колебания температуры t — по местным условиям от $\pm 15°$ до $\pm 25°$.

Определив напряжения в различных местах свода, будем видеть, насколько пригодно взятое очертание и размеры его и какие исправления надо внести.

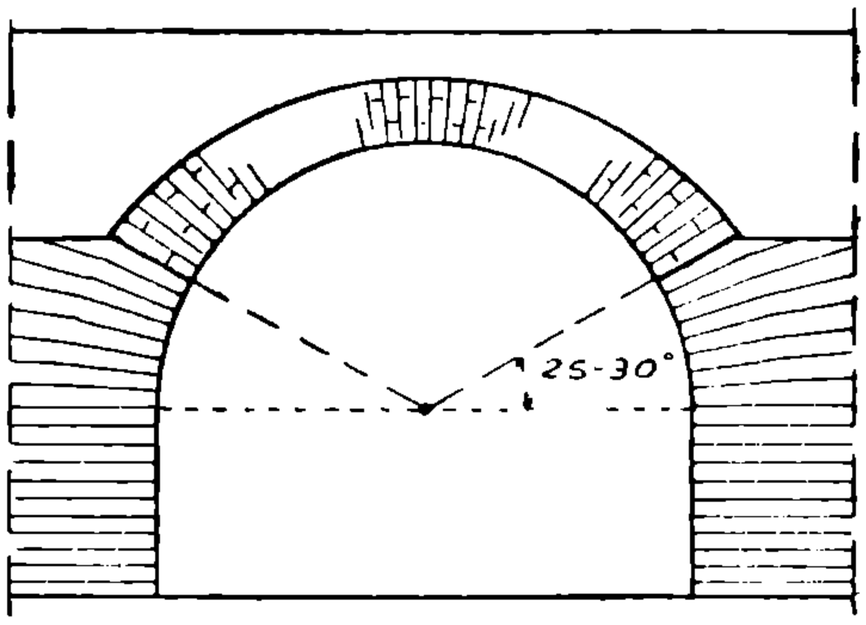


Фиг. 785.



Фиг. 786.

Во многих случаях проектирования каменных мостов с малыми и средними пролетами возможно предоставить выбор очертания свода художнику, который дает обыкновенно очертание нижней кривой разреза свода, очерчивающей просвет под сводом. В таких случаях остается только по радиусам этой кривой отложить намеченные толщины свода, чтобы получить ось свода по средним точкам толщин. Если при этом кривая давления будет получаться в неудовлетворительном положении, следует попытаться ввести ее в границы надлежащим расположением над сводом постоянной нагрузки. Например, при коробовом очертании с крутыми боками (фиг. 785) нельзя освобождать от тяжелого заполнения концы свода. Затем можно урезать свод, присоединив крутые части свода у пят к устою или быкам, т. е., как говорят, сделать выносные пяты (фиг. 786). При полуциркульном очертании свод тоже строится не на всю длину полуокружности. Делается лишь облицовка на всю полуокружность, а свод имеет выносные пяты с углом наклона 25 — 30° к горизонту (фиг. 787).



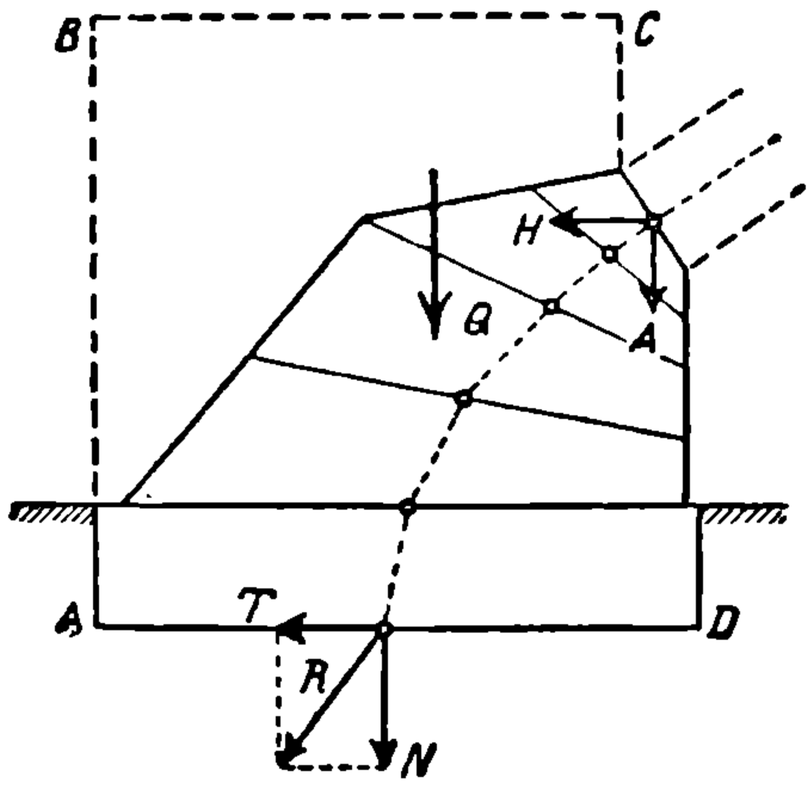
Фиг. 787.

87. Очертание опор и приемы уменьшения кладки в них. — Мы уже говорили о типах устоев в п° 84 при рассмотрении вопроса о положении пят свода. Очертание устоя тесно связано с общей концепцией сооружения и с местными особенностями профиля оврага и напластования грунтов. Вообще говоря, устой каменного моста распадается на такие существенные части: ядро устоя, передающее давление пят свода на грунт, боковые стенки,

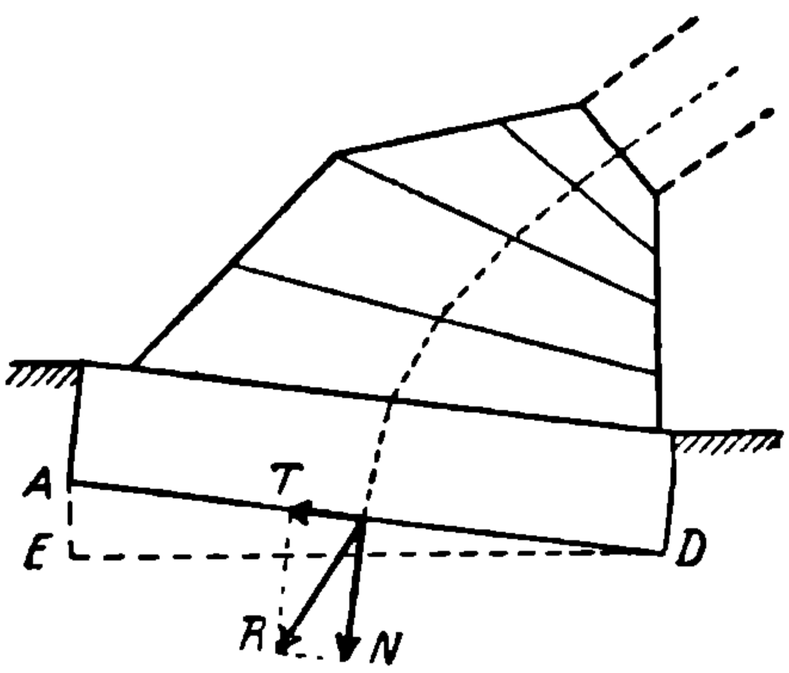
НБ УДУНТ (ДІТ)

поддерживающие заполнение под полотном в пределах откоса берега или конуса, и, наконец, упомянутое заполнение или замещающие его продольные или поперечные проемы.

Правильно спроектированное ядро устоя должно удовлетворять следующим условиям: 1) оно должно быть так очерчено, чтобы кладка его работала возможно более равномерно; 2) давление по подошве фундамента на грунт или на легкие основания (свайные, напр.) должно быть равномерным. Это требование должно быть выполнено при *постоянной нагрузке*, под действием которой сооружение находится всегда и которая определяет возможную *осадку*, равномерную или неравномерную. Необходимо, чтобы неравномерные осадки, т. е. осадки с *поворотом*, не имели места, а для этого давление на подошве фундамента должно проходить через центр тяжести подошвы.



Фиг. 788.



Фиг. 789.

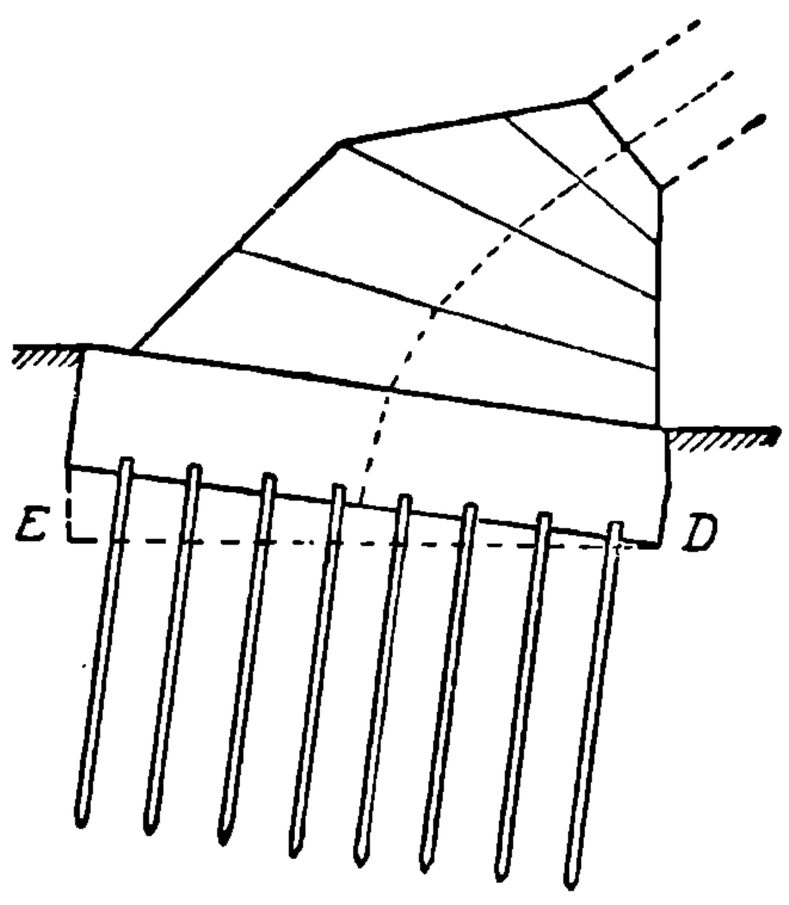
Оба эти условия удовлетворяются очертанием ядра устоя по кривой давления (фиг. 788). В эскизном проекте достаточно кривую давления в устоях наметить приблизительно. За одну ее точку можно взять центр пяты. Другую точку надо искать на подошве фундамента, задаваясь формой устоя и отыскивая положение центра давления. Он должен лежать по середине подошвы. Если это на пробном очертании не так, надо очертание исправить и снова проверить: лежит ли она в центре тяжести подошвы. Если лежит, то, соединяя эту точку с центром пяты плавной кривой, будем иметь приблизительное очертание кривой давления в устое. Намечаем такое очертание ядра устоя, чтобы в сечениях, проведенных приблизительно нормально к кривой давления, эта последняя проходила в середине. Тогда весь массив будет работать наиболее равномерно, и осадка, если она будет, будет иметь место без поворота. С бо́льшими или меньшими отступлениями от этого правила следует мириться лишь по необходимости, когда иначе нельзя устроиться.

При этих беглых определениях центра давления на подошву нужно знать вес устоя. Его достаточно принимать за вес параллелепипеда *ABCD* (фиг. 788) из какого-то среднего между песком и кладкой материала. Песок весит 1900 *кг* в $м^3$, кладка 2400; по приблизительному учету объема кладки

НВ УДУНТ (ДІІТ)

и песка (кладки больше) можно принять вес устоя в среднем 2200 *кг* в $м^3$. Достаточно точно можно считать этот вес приложенным правее середины стороны AD на $^1/_{15}$ AD. Затем надо определить по способам, указанным в п^0 86, распор H свода и вертикальную составляющую A давления в пяте. Сложив теперь силы Q, H и A, получим равнодействующую R и ее положение. Если она не проходит в середине AD, поправляем очертание и снова делаем поверку.

Третье условие, которому должен удовлетворять устой, заключается в устойчивости его на сдвиг под действием горизонтальной составляющей T (фиг. 788). Сдвигу противодействует сила трения Nf, где N — вертикальная составляющая давления R, а f — коэффициент трения кладки по грунту. Коэффициент трения кладки или бетона по мокрому песку или гравию определяется величиной 0,5 до 0,6; по глине 0,3 — 0,4. Коэффициент устойчивости должен быть не менее 1,5.



Фиг. 790.

Если поверка на сдвиг не дает удовлетворительного результата, то нужно увеличить силу N или уменьшить силу T.

Вес устоя можно увеличить, только увеличивая его размеры. Что касается силы T, то ее можно уменьшить и даже довести до нуля, придав подошве наклон (фиг. 789). Этот прием на скале может получить полное развитие, т. е. подошва может быть поставлена по нормали к усилию R. На грунтах осадочных при уничтожении возможности сдвига по AD остается без изменения возможность сдвига по ED; устой будет двигаться вместе с треугольником грунта EAD. Таким образом, на наносных грунтах наклон подошвы не гарантирует от сдвига. Наклон больше $^1/_{10}$ делать не следует.

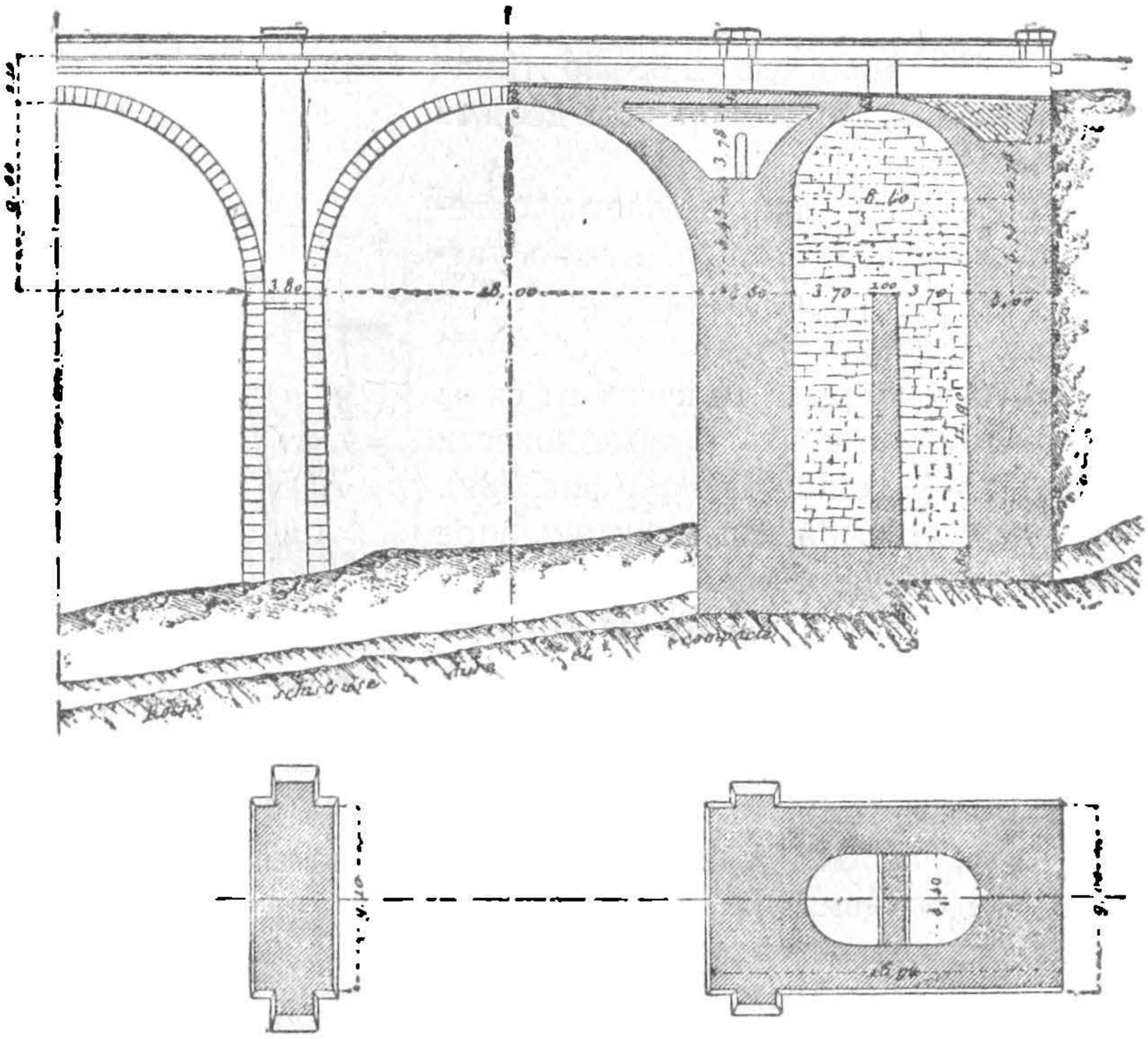
Забивка наклонных свай в основание (фиг. 790) делает наклон подошвы более надежным средством: сдвигу по плоскости DE будут сопротивляться и сваи; но и в таком случае наклон не следует делать больше $^1/_7$.

При поверке устоя на сдвиг возникает вопрос об учете давления земли со стороны берега, которое может частью погасить действие распора H и даже дать, в случае высокого устоя, равнодействующую в сторону пролета. Здесь нужно иметь в виду руководящую идею наших поверок: надо учитывать наихудшую комбинацию сил. Если мы можем ручаться, что засыпка за устоем и через 10 — 20 лет не слежится и будет давить, — можем учесть тогда давление земли, хотя бы при осторожном угле естественного откоса ($\varphi = 45 - 50°$). Если же ручаться не можем, то учитывать давление засыпки не следует. А если перевес за давлением засыпки при обычных φ, то надо рассмотреть два случая: наибольшее давление засыпки (φ низкое) и распор свода от постоянной нагрузки, и наименьшее давление засыпки (φ самое высокое) и наибольший распор свода от постоянной и временной нагрузки.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Необходимо заметить, что по общему правилу ряды кладки устоя должны выводиться нормально к давлению на нее; получим верное расположение. Если от пят до подошвы кладку возводить горизонтальными рядами, то нужно делать поверку на сдвиг в сечении непосредственно ниже пяты при наименьшем значении N, принимая коэффициент трения кладки по кладке 0,7 — 0,8.

Если условия проектирования устоев приводят к массивной форме их с излишним количеством кладки, не только требующим непроизводительных затрат, но являющимся мертвым грузом, увеличивающим давление на основание опоры, — прибегают к уменьшению количества кладки, например, устройством проема (фиг. 779) или устройством колодцев (фиг. 791 — 793).



Фиг. 791 — 793.

Бык получает свое очертание в разрезе в зависимости от действующих на него усилий и расположения пят сводов.

Для начала подбора профиля быка можно взять толщину его w в уровне пят от $^1/_5$ до $^1/_{10}$ пролета, а боковым граням придать уклон от $^1/_{40}$ до $^1/_{15}$.

По Перроне:

$$w = 0{,}08l + 0{,}76 \ м.$$

По Séjourné, при эллиптических сводах с подъемом $^1/_3 — ^1/_5$ пролета или пологих круговых:

$$w = \frac{1}{8} — \frac{1}{10} \text{ пролета.}$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

На берлинской городской железной дороге приняты следующие толщины быка в зависимости от пологости сводов и величины пролета:

Стрелка свода	1:4,5	*l*; пролет	10 *м*;	толщ. быка	1,25 *м*.
»	1:4	» »	12 »		1,60 »
»	1:3,5	»	15 »		1,90 »
»	1:6,0	»	8 »		1,15 »

Наименьшая толщина быка около 1 *м*.

Для *виадуков* с полуциркульными сводами толщина на уровне центров очертания сводов по Séjourné

$$w = 0{,}1l + 0{,}04\,H,$$

где l — пролет, H — высота моста.

Для виадуков австрийских казенных жел. дорог с пролетами от 8 до 25 *м* были приняты толщины быков, на уровне видимых пят сводов полуциркульного очертания, в 1 : 5 пролета.

Для виадуков узкоколейной дороги Albulabahn (колея 1 *м*) выработаны следующие нормы [1]):

Пролеты в *м*.	8	9	10	12	15	20	25
Толщина быка в *м*	1,4	1,55	1,7	1,9	2,2	2,9	3,8

Книзу толщина быка возрастает благодаря уклону граней, принятому для первых 10 *м* высоты (считая вниз) 1 : 40, для вторых 10 *м* 1 : 30, для следующих — 1 : 20. В боковом направлении для противодействия давлению ветра опоры уширяются уклонами щековых граней от 1 : 50 до 1 : 20; во многих случаях он доведен до 1 : 10.

На электрической железной дороге Berninabahn приняты были следующие нормы [2]):

Пролеты в *м*.	8	10	12	15	20	25
Толщина быка в *м*	1,5	1,65	1,80	2,15	2,8	3,7

Уклоны граней быков взяты по правилам для Albulabahn.

Что касается пустот внутри быков, то их решались устраивать лишь англичане, которые строили каменные мосты из кирпича и доводили экономию в объеме кладки до последних пределов. В их практике имеются обрушения таких быков до окончания постройки, появление трещин в некоторых других случаях. Мы находим возможным устройство пустот внутри высоких быков для уменьшения давления на грунт, но с соблюдением должной осторожности и с применением железобетонных горизонтальных диафрагм.

Задавшись по вышеприведенным данным толщиной быка на уровне сводов, намечаем положение обреза фундамента. Если бык находится в низкую воду на сухом месте, то обрез берется на уровне спланированного грунта под мостом. Если бык находится в реке, то обрез берется на таком уровне, чтобы и в самую низкую воду не обнажался фундамент. Если этот

---

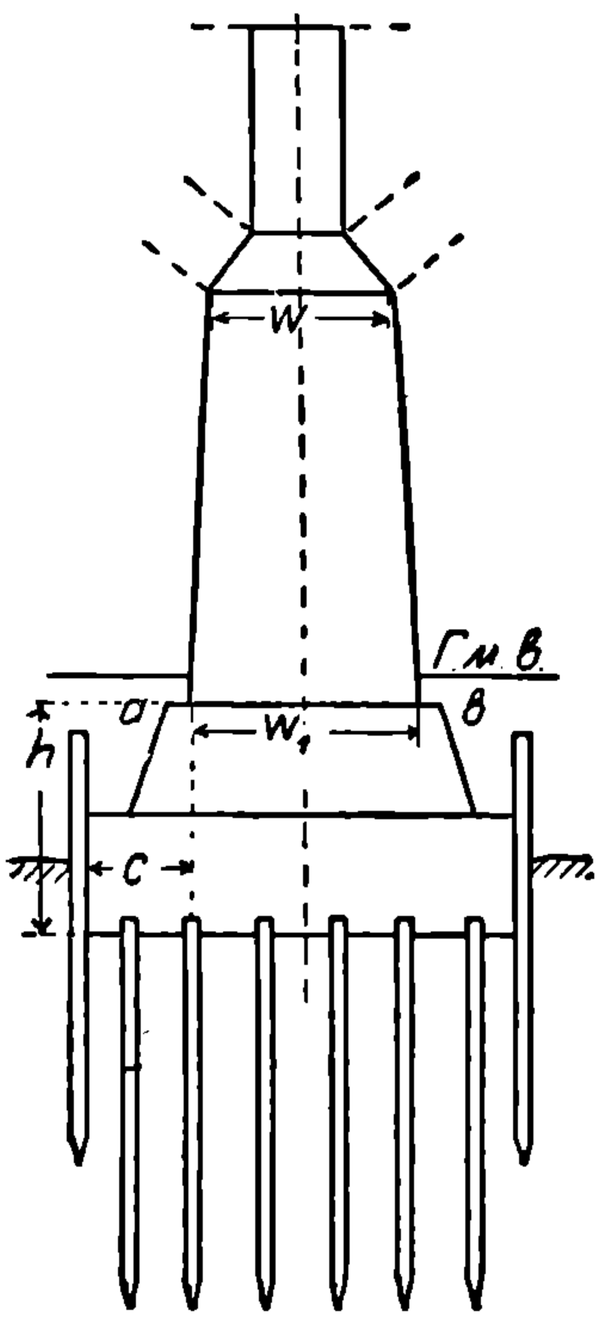
[1]) *Melan*, Der Brückenbau, II Bd., 1911, S. 291.

[2]) „Schweizerische Bauz.", 1912, Bd. 59, S. 147.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

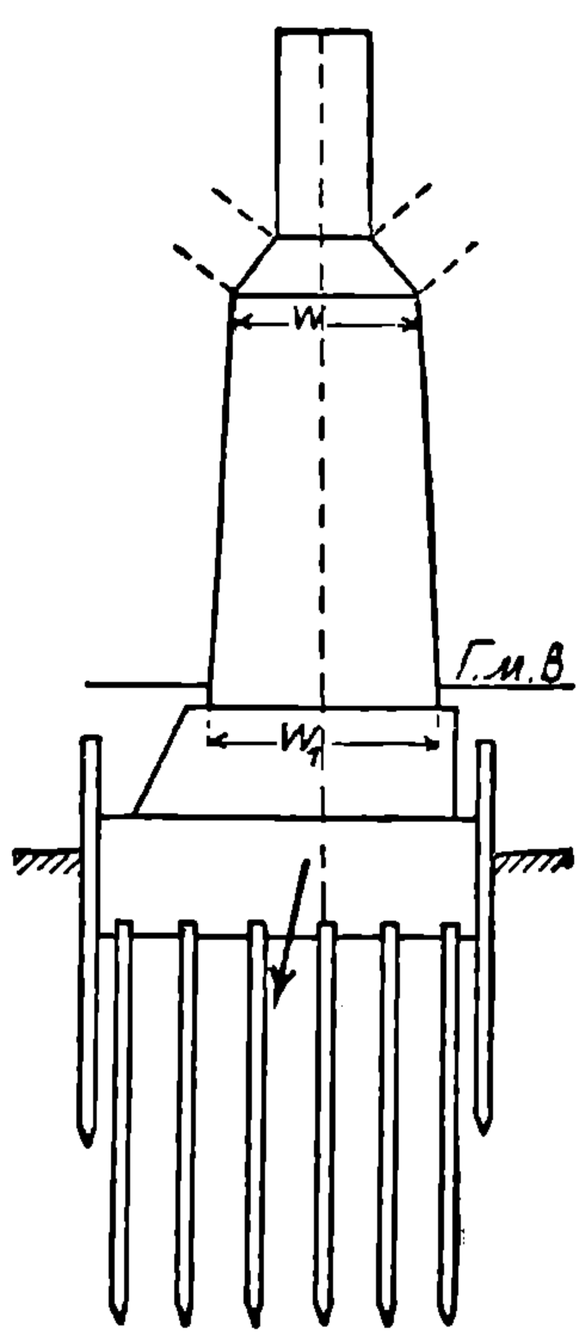
уровень не известен, то берут на 0,3 — 1,0 *м* ниже межени в зависимости от глубины воды в межень и от характера реки (фиг. 794).

Имея w и выбрав боковые уклоны граней быка, получим некоторую определенную величину толщины w_1 быка по обрезу фундамента. Теперь следует проверить беглым подсчетом достаточность размера w_1, определив положение равнодействующей давления на обрез фундамента при действии постоянной нагрузки от обоих сводов и временной нагрузки, поставленной *на одном из пролетов*, на котором более невыгодно. Желательно, чтобы равнодействующая не выходила из средней трети. Если выходит, увеличиваем толщину w_1, и, оставляя избранный уклон граней, увеличиваем и толщину w, т. е. весь бык.



Фиг. 794.

После этого даем очертание фундаменту, причем важно правильно выбрать глубину заложения *подошвы* фундамента. Если опора находится в реке, дно которой состоит из наносов, всегда полезно сделать под опорой свайное основание. Оно, не будучи дорогим, дает возможность не задавать большой глубины заложения подошвы, при которой создавались бы трудности по осушению котлована. Достаточно назначить 3 — 4 *м*, в зависимости от глубины воды и свойств грунта. При



Фиг. 795.

устройстве *перемычек* в илистых и песчаных грунтах предельной глубиной надо считать 5,0 *м* от межени. Наметив положение подошвы, очерчиваем переход к ней от обреза фундамента с возможно большим уширением, но соблюдая условие, чтобы выступ c фундамента в сторону был не больше 0,5 — 0,6 h, иначе создается риск на отламывание этого выступа. При очень слабых грунтах, когда надо сильно увеличить площадь подошвы, не увеличивая высоты фундамента h, следует закладывать в подушку фундамента железо в виде рельсов или двутавровых балок.

Наметив очертание фундамента, следует сделать поверку его. Для этого отыскиваем величину и положение равнодействующей давления на подошву при постоянной нагрузке. Если распоры сводов от постоянной нагрузки уравновешены, то фундаменту следует придать симметричную форму и определить давление на грунт; по величине давления можно судить о достаточности

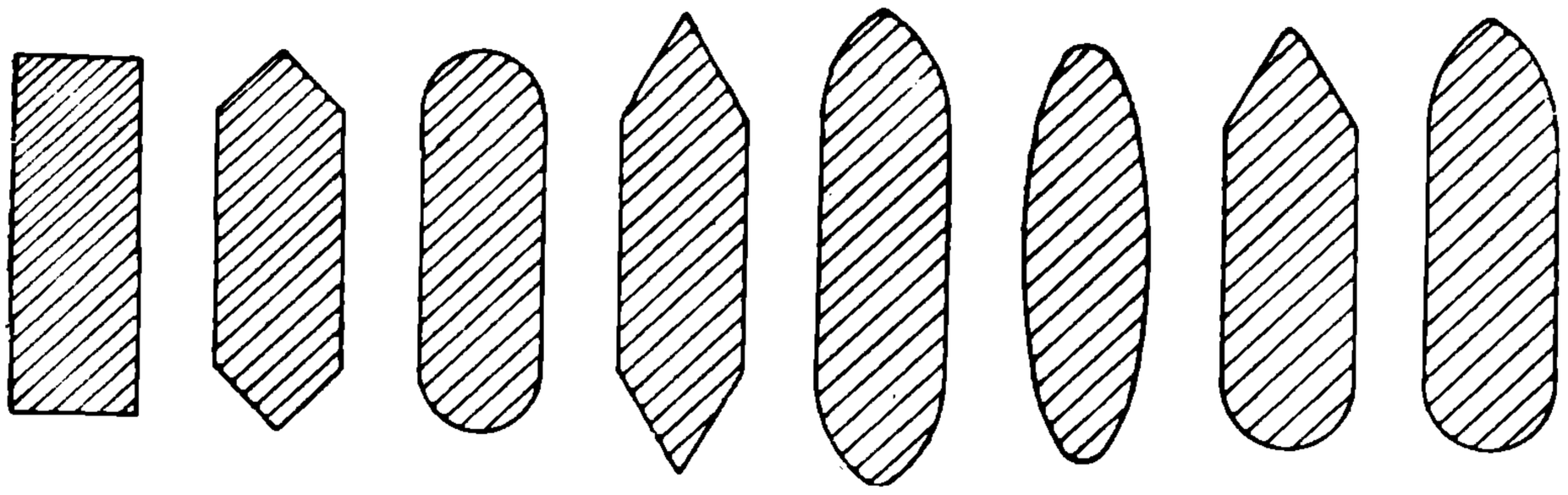
НЕ УДУНТ (ДІІТ)

размеров. Если же уравновесить распоры от постоянной нагрузки не совсем удалось и равнодействующая на подошве проходит вне середины (фиг. 795), то фундамент делается несимметричным с тем, чтобы равнодействующая пришлась по середине подошвы. Давление на грунт и в этом случае определяет достаточность размеров.

Очертание быков в плане должно быть наиболее простым и вместе с тем должно отвечать местным условиям. Если бык проектируется для путепровода или по местным условиям располагается вне водного потока, то следует принять простейшую для кладки форму, каковою является форма с прямоугольным очертанием в плане. Если мост косой, то прямоугольник может быть заменен параллелограмом.

Если же бык должен быть расположен в русле потока, то его очертание в плане должно быть такое, какое отвечает наиболее благоприятным условиям протекания воды под мостом.

Быки, расположенные в потоке, стесняют живое сечение потока, увеличивают скорость его и более или менее, в зависимости от очертания, на-



Фиг.: 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803.

рушают правильность течения воды с увеличением скорости течения в одном месте и уменьшением ее в другом, с появлением водоворотов, вследствие чего происходит размыв грунта и образование отложений. Особенно опасен размыв грунта, размер которого трудно наперед предвидеть, а потому приходится выбирать такую форму, которая в наименьшей мере вызывала бы упомянутые явления.

В древних мостах передний фас быка, или аванбек, имеет основанием полукруг или треугольник с прямым передним режущим углом. В средние века построено несколько мостов на реках с быками прямоугольного вида в плане; опыты, произведенные Готеем (Gauthey) и др., показывают, что такая форма наименее допустима для речных быков. Неудачная форма очертания быков повела во многих случаях к подмыву опор и крушению мостов. Упомянутые опыты произведены с моделями быков, имевших очертания, приведенные на фиг. 796 — 803.

Бык прямоугольного очертания вызывает образование перед собою на поверхности потока водяного вала, который на углах быка обрывается почти вертикально и расходится от углов в обе стороны, образуя у продольных стенок быка донное течение с увеличенной скоростью.

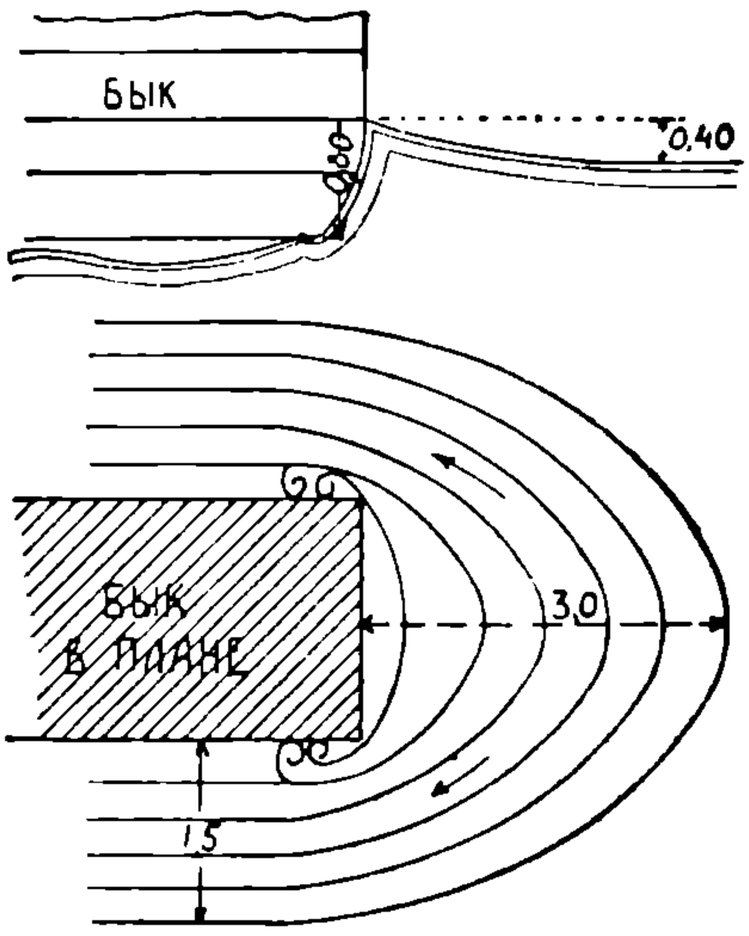
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Форма фиг. 797 вызывает образование вала такой же высоты, как предыдущий; боковые расходящиеся струи несколько меньше, но донное течение вдоль боков столь же, если не более, опасно, как и в предыдущем случае.

Бык с закругленным аванбеком (фиг. 798) значительно смягчает явления, указанные для предыдущих случаев.

В форме фиг. 799 основание аванбека представляет равносторонний треугольник. Явления еще более смягчаются.

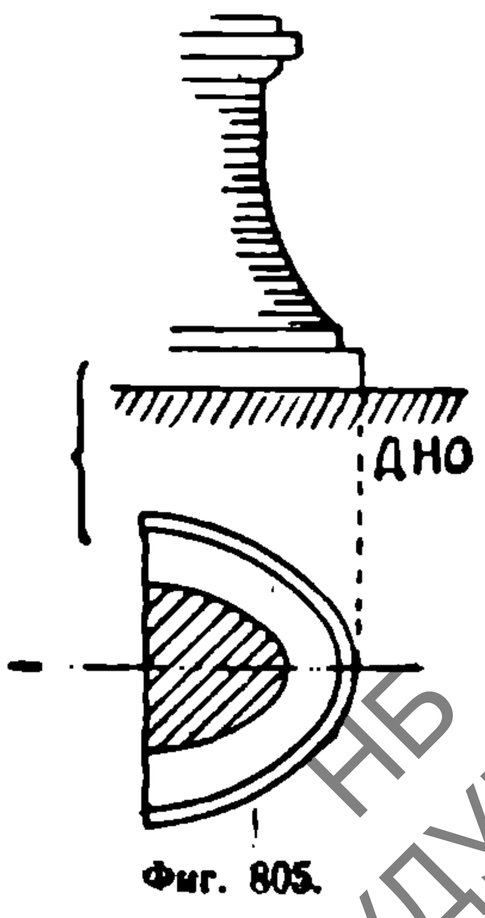
Формы фиг. 800 и фиг. 801, из которых у первой прямолинейные стороны треугольника заменены дугами, описанными из вершин треугольника, а у второй очертание эллиптическое — вызывают наименьшее возмущение течения вдоль и перед быком как по высоте волн, так и по ширине возмущенной поверхности.



Фиг. 804.

Из этих опытов следует, что форма быка в плане при плоских боках должна быть образована кривыми, плавно сопрягающимися с боками, т. е. по фиг. 800. Хотя очертание по фигуре 801 лучше, но оно сопряжено с значительным удорожанием облицовки. Для большего упрощения кладки аванбек можно очерчивать прямыми в виде равностороннего треугольника (форма фиг. 799), причем для прочности острое режущее ребро следует закруглить (форма фиг. 802).

Очертание фиг. 797 считается опаснее очертания прямоугольного и не рекомендуется. На суходолах при временном лишь течении воды и при прочном глинистом грунте для мостов малых отверстий применимо очертание фиг. 798, а для малых речек с ледоходом допускают и очертание фиг. 797 с незначительным округлением углов, причем корма быка делается круглой. Для речек даже с ледоходом, при незначительной прочности льда или для речек с большой скоростью под мостом и слабым грунтом — весьма целесообразной является форма фиг. 803.



Фиг. 805.

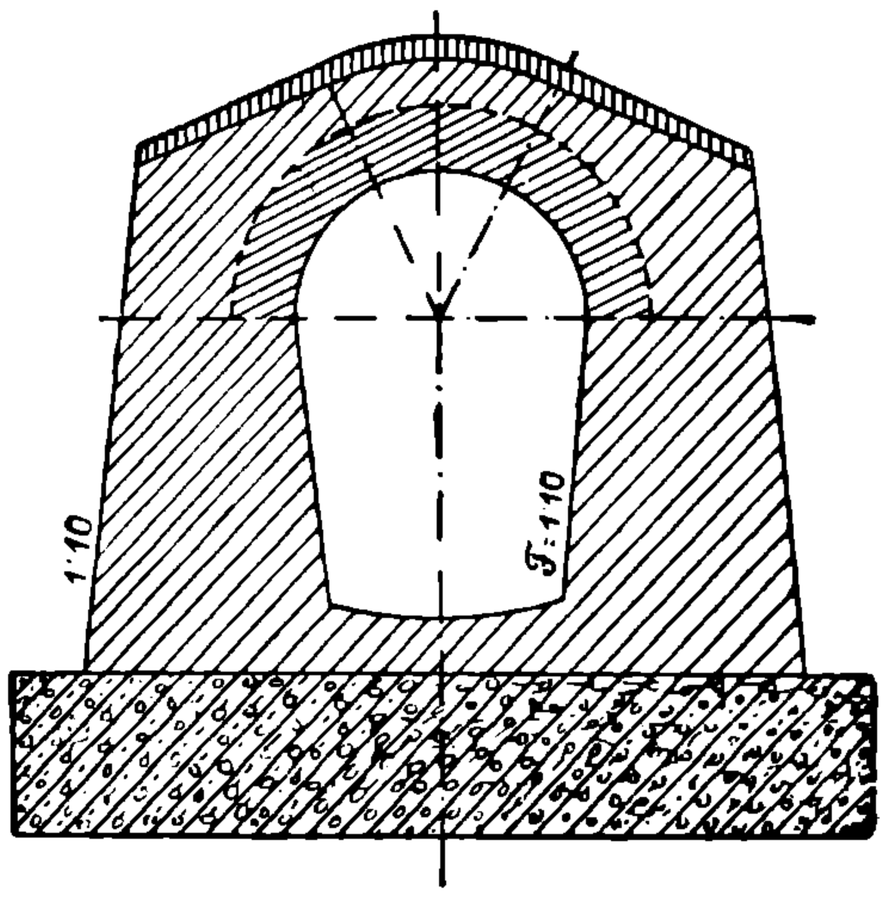
Таким образом, чем больше скорость потока, чем сильнее живое сечение его стесняется быками, чем слабее грунт и меньше пролеты — тем совершеннее должна быть форма быка. В зависимости от формы быков должен быть выбран и коэффициент сжатия потока, входящий в формулы расчета отверстий мостов. Durand-Claye, Энгельс производили лабораторные опыты над размывом дна, которые подтвердили заключения Готея из наблюдений над сбоем струй потока. Быки подмываются в передней части, а позади их откладываются наносы; чем сильнее сбой струй перед быком, тем глубже подмыв.

Во время наводнения 1910 г. в Париже были про-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

изведены тщательные промеры поверхности и наблюдения над сбоем струй у быков парижских мостов[1]). На фиг. 804 приводим профиль поднятия воды перед быком и падения сбоку у быка, а также план обтекающих струй. Подъем и падение воды у быка с плоским фасом достигало 40 и 80 *см* с образованием водоворотов. Авторы статьи приходят к заключению, что наилучшая форма быка будет такая, как изображенная на фиг. 805.

88. Заполнение пазух и отвод воды. — В старину в каменных мостах малых отверстий почти всегда применялся полуциркульный свод на устоях большей или меньшей высоты, в зависимости от высоты насыпи. Свод с боков и сверху прикрывался так называемой *забуткой* (фиг. 806), образующей над сводом двускатную поверхность, покрытую смазкой в качестве изоляции. Старые опыты над разрушением моделей сводов показывали, что наличность забутки имеет значение для устойчивости свода. Полуциркульный свод от *собственного* веса может обрушиться, так как его очертание не отвечает расположению кривой давления для этого случая; нагружение свода у пят дает более приличное расположение кривой давления. Этим и можно объяснить устройство забутки над сводами. После того как в последние 30 — 40 лет свод стали рассматривать как упругий кривой брус, а следовательно когда расчет был поставлен на достаточно прочное основание, инженеры оказались освобожденными от необходимости копировать испытанные очертания сводов, и в настоящее время очертание своду придается то, которое соответствует расположению нагрузки. При таком положении вещей забутка потеряла свой смысл, хотя и по настоящее время можно встретить, напр. в альбомах по постройке русских железных дорог, чертежи с применением забутки даже при очертании свода по параболе или эллипсу, как кривым, близким для подъемистых сводов к кривой давления. В этом сказывается, несомненно, уже действие рутины.



Фиг. 806.

В настоящее время, если забутка применяется сознательно, то либо с целью иметь возможность применить желательное очертание свода, например, полуциркульное или коробовое с крутым закруглением свода у пят, либо с целью сделать твердое заполнение углубления для более удобного отвода воды из пазух и для уменьшения толщины щековых стен, либо наконец, для придания легкому сооружению большей массы для противодействия динамической нагрузке тяжелыми паровозами. Во всех этих случаях забутка может состоять из весьма тощего бетона.

В остальных случаях заполнение надсводного пространства (пазух)

[1]) „Annales des p. et ch.", 1911, IV, статья *Delachenal*'я и *Lefort*'а.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

может быть сделано более дешевым материалом. Применять для этого обыкновенную землю избегают, так как пропитанная водой земля имеет малый угол трения и производит значительное давление на боковые стенки моста. Глинистый же грунт опасен, так как во влажном виде и при замерзании пучит и может распереть стенки. Большею частью применяют песчанистые грунты или песок, по возможности крупнее, с целью получить меньшее давление на стенки и более быстрый сток воды. Желая уменьшить количество кладки в стенах над сводом, для заполнения применяют щебень и камень возможно более легких пород. При каменной кладке насухо стенкам можно придать минимальную толщину.

На фиг. 807 показан разрез устоя каменного моста через р. Кубинку Петровск-Бакинской линии Владикавказской ж. д.; при ширине моста 2,40 саж. глубина пазухи достигает 2,5 саж.; толщина боковых стенок, при заполнении пазух сухой кладкой, равна 0,60 саж., причем стенки при этой толщине имеют еще ниши глубиною 0,25 саж.

При заполнении пазух бетоном ради экономии в толщине стенок, берут для облегчения свода шлаковый или кирпичный бетон состава 1 : 6 : 12 и еще слабее.

Чтобы уменьшить количество заполнения, в массе его делают пустоты, перекрываемые при помощи продольных или поперечных сводов (фиг. 808 — 810).

При проектировании заполнения над сводом необходимо иметь в виду устройство изоляции для предохранения свода от дождевой воды, выпадающей на полотно моста, и стоков для возможно быстрого собирания воды над изоляцией и выпуска ее наружу. Опыт показывает, что отсутствие изоляции, сопряженное с подмачиванием свода, влечет за собою в большинстве случаев расстройство кладки не только вследствие вымывания раствора, но и вследствие постепенного разрушения камня и кирпича под действием мороза на мокрую кладку.

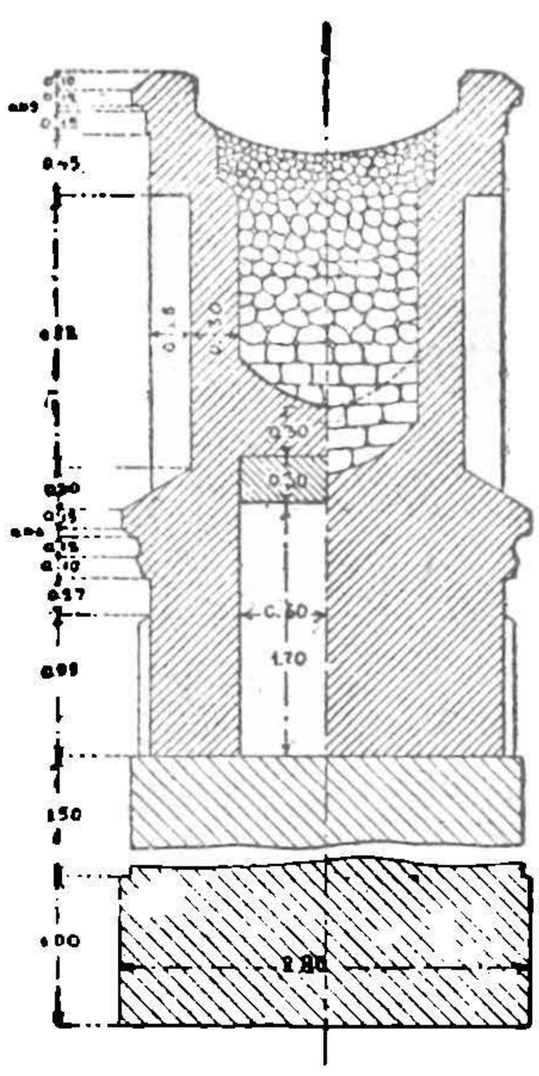
Задача отвода воды состоит прежде всего в тщательном покрытии свода водонепроницаемым слоем по всей смачиваемой поверхности моста, причем водонепроницаемый слой должен быть настолько эластичен, чтобы в нем не появились трещины при деформациях свода от нагрузки или от изменений температуры. Этому условию не удовлетворяет цементная смазка, дающая волосные трещины уже при твердении. Не совсем надежные результаты дает слой достаточно мягкого асфальта, толщиной от 6 до 15 *мм*; для покрытия же боковых поверхностей, на которых асфальт не может держаться, употребляют горячий гудрон и т. п. Нередко изоляцию делают из толя. Лучшая изоляция состоит из просмоленного полотна, рубероида и даже свинцовых листов, как на мостах-каналах. Для предохранения свинцовых листов от вредного действия раствора их кладут между слоями толя, полотна и т. п.

Изоляцию следует класть или непосредственно по своду, или, в случае заполнения пазух бетоном, поверх этого последнего (фиг. 124). Для предохранения изоляции от порчи при подбивке шпал или при ремонте шоссейной коры необходимо прикрыть ее кирпичом, слоем тощего бетона тол-

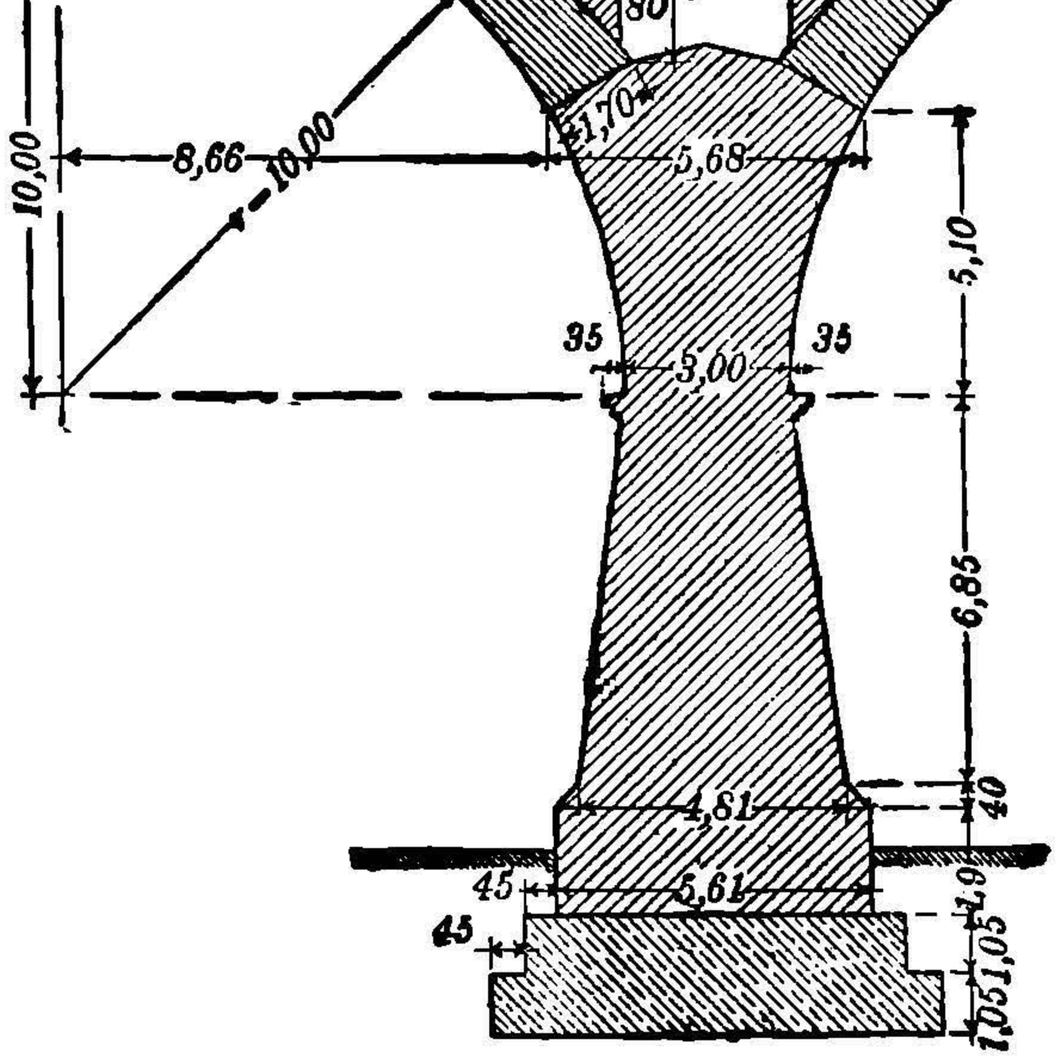
НВ УДУНТ (ДІІТ)

щиною 5—10 *см*, смазкой 2 *см* (фиг. 132). При заполнении пазух камнем следует предохранить изоляцию также от продавливания острыми краями камня, прикрыв ее слоем песку толщиною 10—20 *см*, или другим путем.

Для собирания воды, просочившейся до изоляции, поверхности последней придают скаты, сводящие воду в определенные пункты, от-

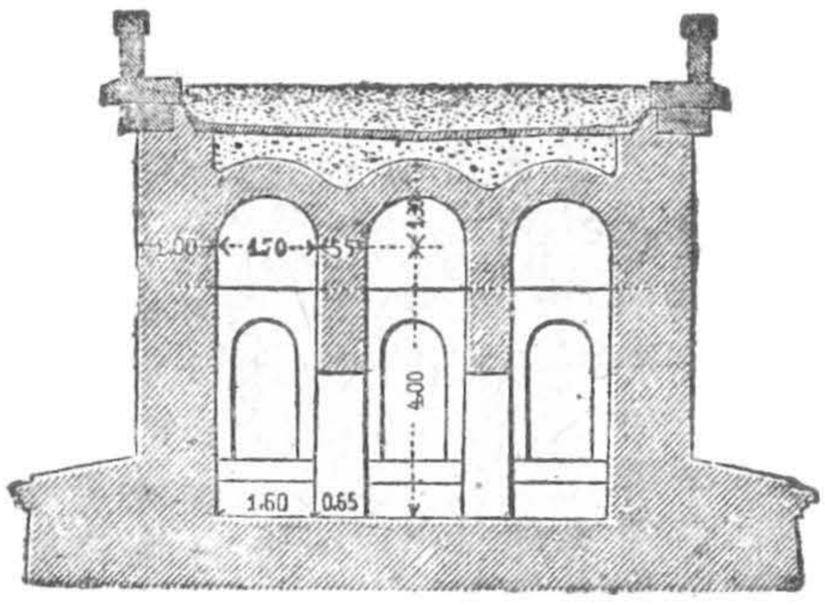


Фиг. 807. Разрезы устоя.

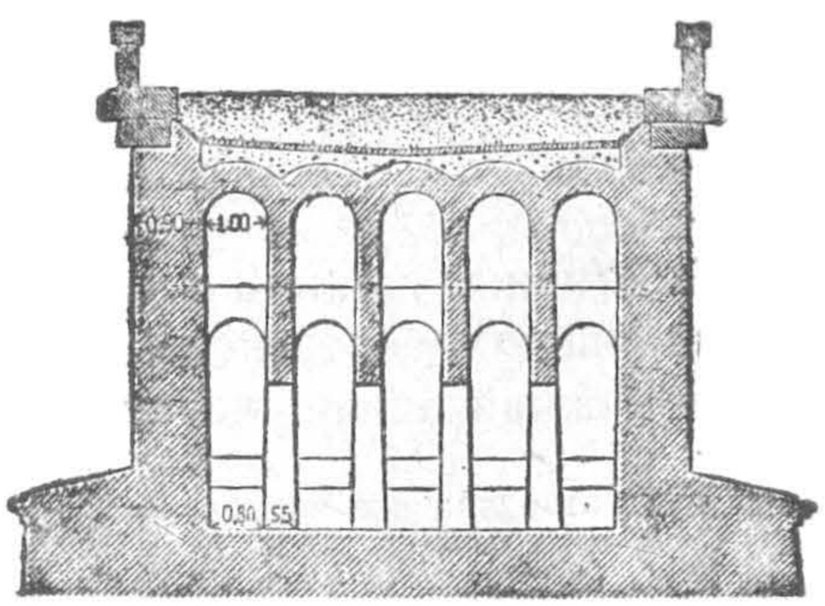


Фиг. 808.

куда она выводится наружу при помощи трубки чугунной или железной, диаметром 8—12 *см*. Скатам придается уклон не меньше 1%, лучше 2—3%, а вообще, чем скат круче, тем лучше в отношении успешного отвода воды.



Фиг. 809.



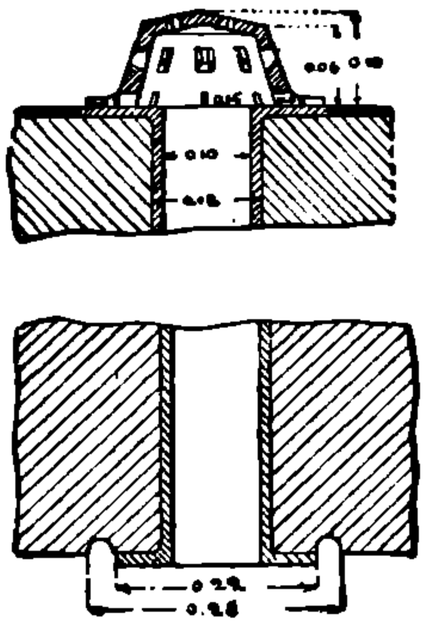
Фиг. 810.

Но уклоны эти приходится сообразовать с расположением мест выпуска воды наружу и с общей конструкцией надсводного строения. В этом отношении в практике испробовано несколько приемов.

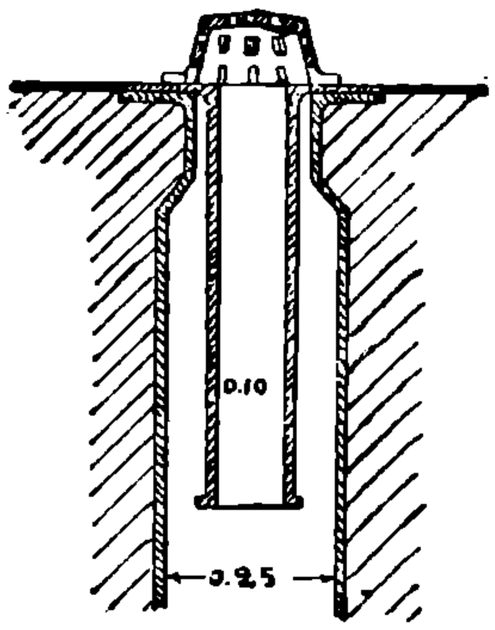
НБ УДУНТ (ДІІТ)

На фиг. 150 выпускное отверстие сделано в замке свода. В отношении выхода воды наружу это наилучшее расположение, при котором поверхности моста меньше всего пачкаются грязной водой.

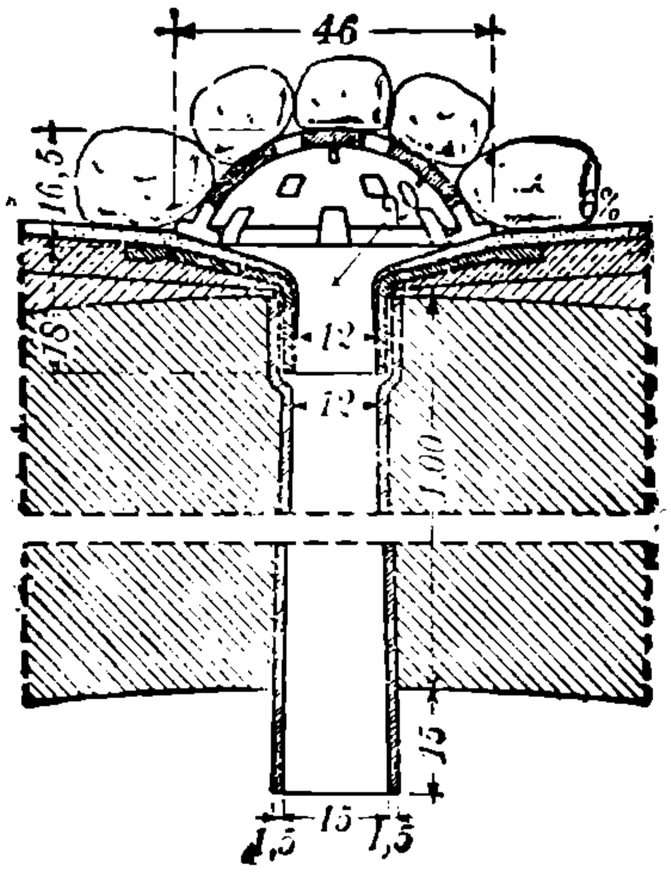
На фиг. 811 приведено устройство трубки. Трубка прикрыта колпаком с ды-



Фиг. 811.



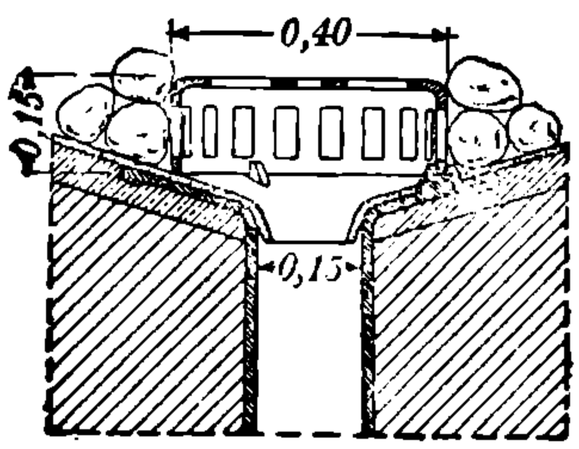
Фиг. 812.



Фиг. 813.

рами; нижний ее конец снабжен флянцем в уровень с поверхностью свода; чтобы капли не затекали на свод, флянец окружен канавкой. Другой прием устранения затекания капель приведен на фиг. 812; вода при падении не касается свода.

Довольно серьезную задачу при устройстве выпускных трубок составляет предупреждение прохода воды в кладку по стыку трубки с кладкой.



Фиг. 814.

С этою целью вышеприведенную конструкцию следует так видоизменить, чтобы изоляцию можно было завести внутрь трубки. Это осуществлено в конструкциях, приведенных на фиг. 813, 814.

Когда изоляция имеет уклоны к пятам свода, то выпуск воды из углублений производится трубками, проложенными либо через свод (фиг. 134 и др.), либо через боковую стенку (фиг. 182). Последний способ ведет к загрязнению боковых стенок сооружения и не рекомендуется.

89. Единичные цены для подсчета стоимости. — Кроме цен, указанных в п⁰ 74, приводим более поздние довоенные цены на работы, принятые на железнодорожной линии Мерефа — Херсон:

Выемка котлована без водоотлива	за 1 *куб. м*	0,4 — 0,8 руб.
» » с водоотливом при глубине до 2 *м*	» 1 »	2 — 3 »
» » » 4 »	» 1 »	3 — 5 »
Бутовая кладка .	» 1	20 »
Кладка сводов в каменных трубах	» 1	25 »
Бетонная кладка в трубах	» 1 »	20 »
Облицовка приколом .	» 1 *кв. м*	20 »
в ленту	» 1 »	25 »

НБ УДУНТ (ДІТ)

Для виадуков:

Бутовая кладка для фундамента	за 1 *куб. м*	16 — 25 руб.
» тела устоев и быков .	» 1	» 18 — 28
» » сводов . . .	» 1	» 19 — 29
Кладка сводов из грубо околотых клиньев	» 1	» 50 — 100
Бетонная кладка сводов .	» 1	» 30 — 40 »

90. Пример.— Составить проект каменного или бетонного виадука под железную дорогу вместо насыпи, высотою 21,3 *м*. Конец виадука надлежит взять там, где высота насыпи получается около 15 *м* [1]). На глубине 4 *м* от поверхности земли залегает слабая скала.

Прежде всего надлежит поставить вопрос о величине пролета; в зависимости от этой величины, можно будет наметить ширину свода и конструкцию надсводного строения.

Для этого необходимо составить несколько эскизов звена виадука, т. е. одного пролета с быком при разных величинах пролета, подсчитать их стоимость на 1 погонный *м* моста и сравнить варианты в отношении стоимости, трудности производства работ, технических достоинств, красоты и пр.

На основании соображений и практических данных, приведенных в п° 85, возьмем для сравнения два варианта: пролеты по 21,3 *м* (10 саж.) и пролеты по 32 *м* (15 саж.).

Вариант с пролетами по 21,3 *м.* — Очертание берем полуциркульное. Надсводное строение предполагаем в виде сплошных боковых стенок и сплошного заполнения пазух.

Предпочтение этой конструкции отдано по следующим причинам: 1) сплошное заполнение пазух хорошо согласуется с полуциркульным очертанием, простым и наиболее красивым очертанием; 2) сплошное заполнение увеличивает собственный вес пролетного строения и его устойчивость, ограничивая колебания кривой давления от действия сравнительно тяжелой подвижной нагрузки как в своде, так и в быках, что ведет к уменьшению толщины быков и к уменьшению давления на грунт при одинаковой площади основания.

Устройство сплошного заполнения из тощего бетона состава 1:8:20 имеет целью связать каменное заполнение лишь настолько, чтобы получить его неподвижным; это дает возможность положить изоляцию поверх заполнения; такое положение следует предпочесть глубокому положению по своду, когда в случае нужды весьма трудно произвести осмотр и ремонт. Вместе с тем это сокращает площадь изоляции по боковым стенкам.

На основании данных п° 87 для толщины быка у видимых пят сводов принимаем 3,2 *м*.

Действительные пяты свода по конструктивным соображениям берем в швах, имеющих наклон к горизонту около 25°, причем стрелка полу-

---

[1]) Следует при этом иметь в виду выход с устоями на склоны долины с достаточно прочными грунтами и с не очень большой высотой устоев. При большой высоте устоя и слабых грунтах трудно обеспечить устойчивость его, в глинистых грунтах даже устройством бетонных свай в основании.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

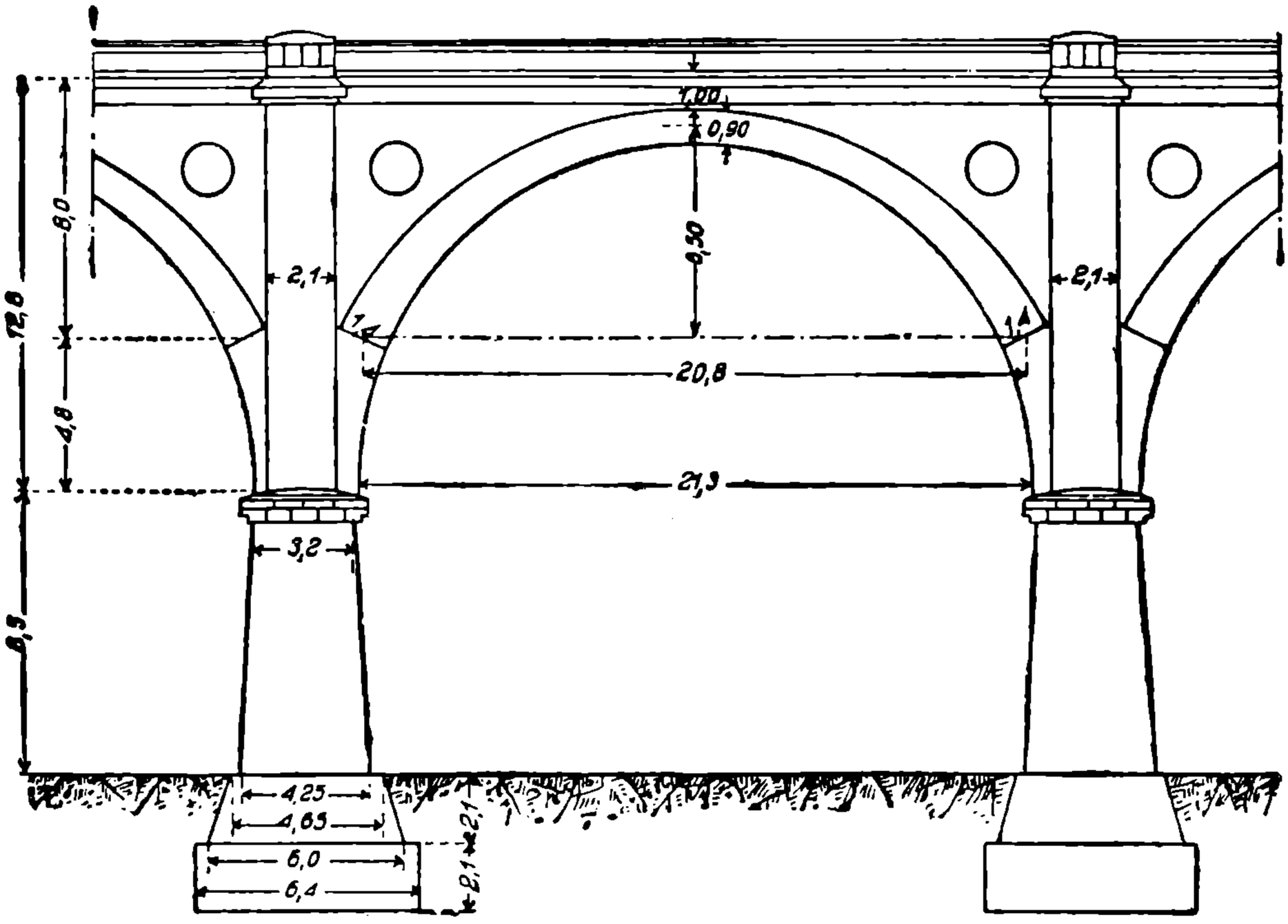
чается, примерно, около 1:3 пролета. Расчетный пролет получается около 20 *м*.

Имея приближенное значение пролета, можем подойти к назначению толщины свода в замке.

По формуле Croizette-Desnoyers

$$d = 0{,}20 + 0{,}17\ \sqrt{21{,}3} = 0{,}20 + 0{,}78 = 0{,}98\ м.$$

Бетонный виадук Erbach при пролете 31 *м* имеет толщину свода в замке 1,0 *м*; Визенский виадук при пролете 20 *м* имеет толщину 0,9 *м*.



Фиг. 815.

Очевидно, толщина в замке должна быть взята около 1,0 *м*. Имея в виду, что, с увеличением толщины свода, напряжения от колебаний температуры возрастают, а также что у нас колебания температуры сильнее, нежели в Западной Европе, остановимся на толщине в замке 0,90 *м*, в пятах — 1,40 *м*.

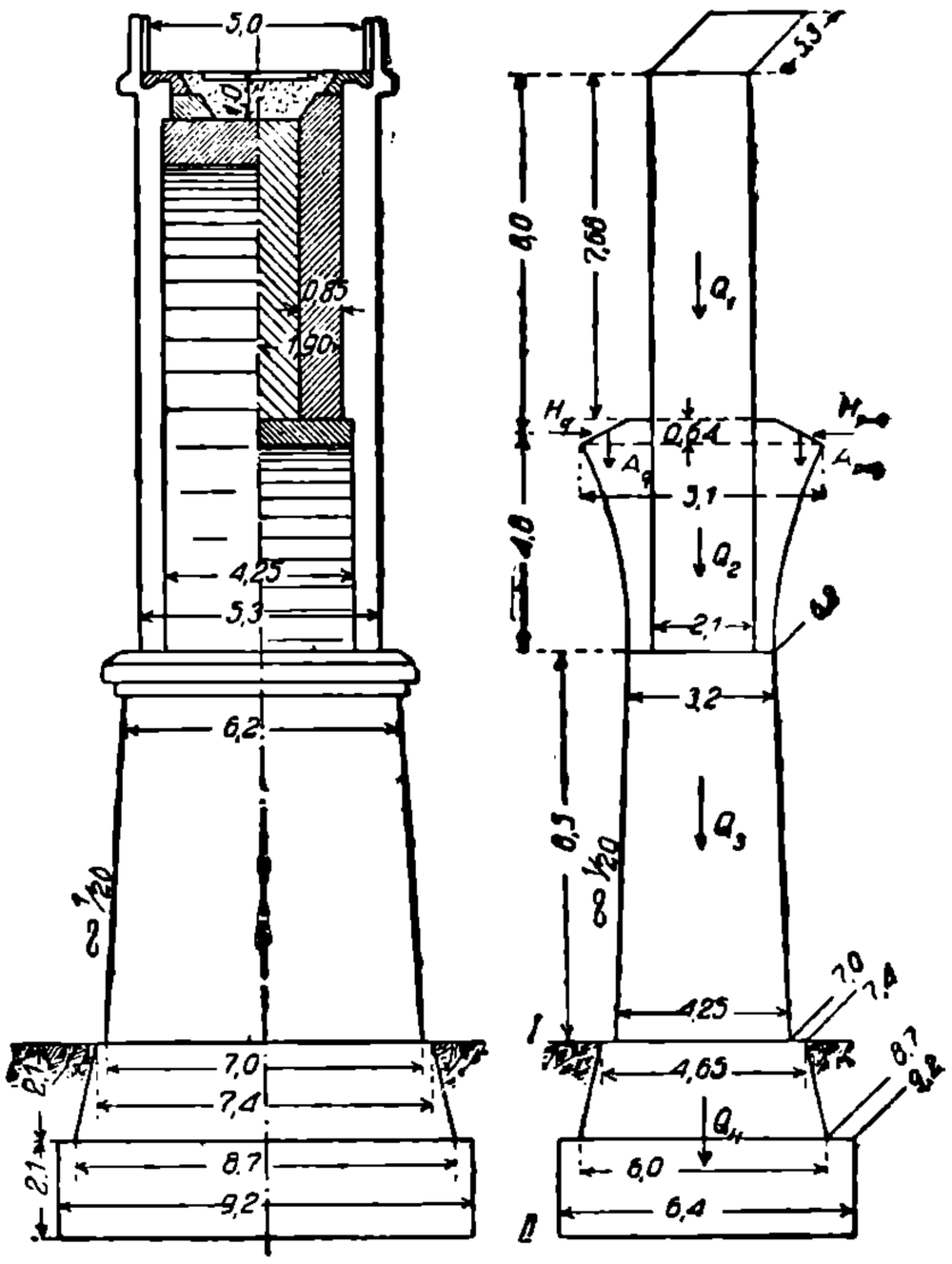
Теперь имеем уже достаточно данных, чтобы составить чертеж одного пролета виадука (фиг. 815, 816 — 817). Толщина баластного слоя над замком взята 1,00 *м*. Ширина свода 4,25, ширина надсводного строения — 3,80 *м*, баластный ящик образован верхними бетонными частями боковых стенок и железобетонными добавочными стенками с тротуарами и перилами на весу. Толщина надсводных стенок 0,85 *м*.

Бык, ниже видимых пят свода, имеет утолщение и уширение книзу. Толщина 3,2 и 4,25 *м*; ширина 6,2 и 7,0 *м*. Выше пят как толщина, так и

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ширина постоянны: 2,1 *м* и 5,3 *м*. Над быками перила заменяются парапетами. От действительных пят по боковым граням верхней части быка расположены температурные щели.

Необходимо проверить размеры быка (фиг. 817). Ширина быка вверху назначена 5,3 *м*, исходя из того, что между парапетами просвет по габариту с учетом положения виадука на кривой должен быть 5,0 *м*. Прибавляя двойную толщину парапетов, получим 5,6 *м*, парапеты можно на карнизе немного свесить, и 5,3 *м* будет достаточно. Эта ширина без изменения удержана на высоту до конца полукруга очертания свода. Ниже этого уровня всем граням дан уклон на $^1/_{20}$.



Фиг. 816 — 817.

Давление свода на бык при постоянной нагрузке определим по „способу *v*, *w*“ (стр. 425).

По схеме свода пролет определяется в 20,8 *м*, стрелка 6,5 *м*. В замке толщина нагрузки, приведенной к кладке свода, будет при толщине стенки над сводом 0,85 *м* (упрощенно), высоте — 1,0 *м*, ширине заполнения 2,10 *м* и ширине свода 4,25 *м*:

$$v = 0{,}90 + 1{,}00\,\frac{2 \cdot 0{,}85 \cdot 2200 + 2{,}1 \cdot 2000}{2200 \cdot 4{,}25} = 1{,}75 \ \ м.$$

В пяте при угле наклона ее к горизонту 25°, высоте стенки от центра пяты до подошвы рельса 8,0 *м*, приведенная толщина нагрузки будет:

$$w = \frac{1{,}40}{\sin 25^\circ} + \left(8{,}00 - \frac{1{,}40}{2 \sin 25^\circ}\right)\frac{2 \cdot 0{,}85 \cdot 2200 + 2{,}1 \cdot 2000}{2200 \cdot 4{,}25} = 8{,}67 \ \ м.$$

Распор от постоянной нагрузки на 1 *м* ширины свода:

$$H_q' = \frac{a^2}{12f}(5v + w)\gamma = \frac{10{,}4^2}{12 \cdot 6{,}5}(5 \cdot 1{,}75 + 8{,}67) \cdot 2{,}2 = 53{,}2 \ \ т;$$

$$A_q' = \frac{a(2v + w)}{3}\gamma = \frac{10{,}4(2 \cdot 1{,}75 + 8{,}67)}{3} \cdot 2{,}2 = 92{,}8 \ \ т.$$

На весь свод:

$$H_q = 53{,}2 \cdot 4{,}25 = 226 \ \ т;$$
$$A_q = 92{,}8 \cdot 4{,}25 = 394 \ \ т.$$

Распор от подвижной нагрузки найдем в предположении трехшарнирного свода при загружении паровозами по нормам 1925 г. нагрузки типа „*Н*“,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

установленными так, чтобы ни одна ось не попадала на рассматриваемый бык и получался max H_p (фиг. 818).

Вертикальная составляющая давления на бык (как реакция простой балки) равна [1]):

$$A_p = \frac{\sum_{i=1}^{i=11} P_i \cdot l_i + \left(\sum_{i=1}^{i=11} P_i\right) \cdot l_0}{l} = \frac{2867{,}5 + 275 \cdot 1{,}4}{20{,}8} = 148 \ m.$$

Распор:

$$H_p = \frac{A_p \cdot a - \sum_{i=1}^{i=6} P_i \cdot l_i}{f} = \frac{148 \cdot 10{,}4 - 812{,}5}{6{,}5} = 111 \ m.$$

При загружении пролета реакции свода будут:

$$H_{p+q} = 226 + 111 = 337 \ m,$$
$$A_{p+q} = 394 + 148 = 542 \ m.$$

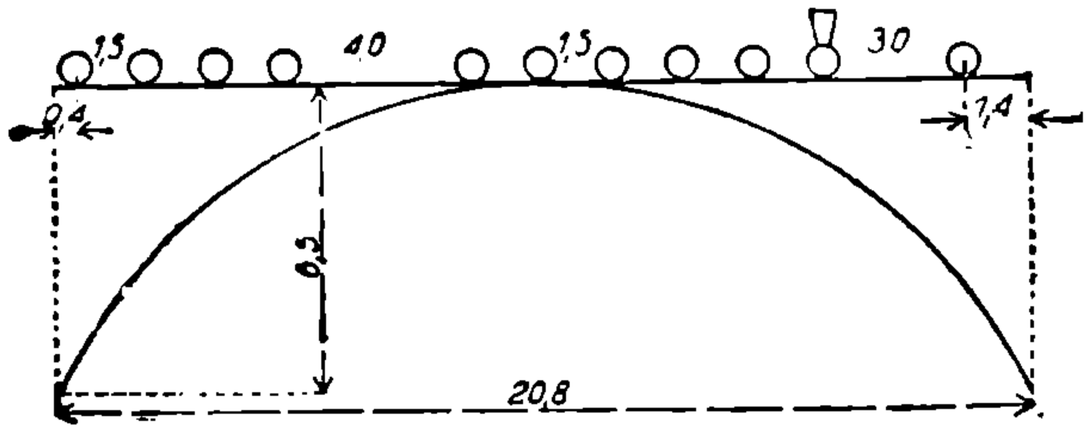
Вес кладки быка по частям (фиг. 817) имеет следующие величины:

$$Q_1 = 2{,}1 \cdot 7{,}68 \cdot 5{,}3 \cdot 2{,}2 = 85{,}5 \cdot 2{,}2 = 188 \ m,$$

$$Q_2 = \left(\frac{2{,}1 + 5{,}1}{2} \cdot 0{,}64 + \frac{5{,}1 + 3{,}2}{2} : 4{,}48\right) \cdot 5{,}3 \quad 2{,}2 = 110{,}7 \cdot 2{,}2 = 243 \ m,$$

$$Q_3 = \frac{3{,}2 \cdot 6{,}2 + 4{,}25 \cdot 7{,}0}{i^2} \cdot 8{,}5 \cdot 2{,}2 = 210{,}8 \cdot 2{,}2 = 464 \ m,$$

$$Q_4 = \left(\frac{4{,}65 \cdot 7{,}4 + 6{,}0 \cdot 8{,}7}{2} \cdot 2{,}1 + 6{,}4 \cdot 9{,}2 \cdot 2{,}1\right) \cdot 2{,}2 = 214{,}5 \cdot 2{,}2 = 472 \ m.$$



Фиг. 818.

Отметим объем кладки тела быка: $85{,}5 + 110{,}7 + 210{,}8 = 407 \ м^3$, объем кладки фундамента — $215 \ м^3$.

Сумма вертикальных сил, приложенных к быку *до обреза фундамента* при загружении подвижной нагрузкой одного лишь пролета:

$$\Sigma V = \sum^{3} Q + A_q + A_{p+q} = 188 + 243 + 464 + 394 + 542 = 1831$$

Сумма моментов относительно сечения I (по обрезу фундамента):

$$\Sigma M = H_p \cdot 13{,}3 - A_p \cdot 1{,}85 = 111 \cdot 13.3 - 148 \cdot 1{,}85 = 1202{,}5 \ т. \ м.$$

Эксцентриситет давления:

$$c = \frac{1202{,}5}{1831} = 0{,}67 \ м.$$

Давление не выходит из трети, граница которой отстоит от центра на 0,71 *м*. Казалось бы, можно уменьшить толщину быка как внизу, так и вверху, но от этого следует воздержаться до результатов точного расчета, так как придется учесть еще силу торможения, центробежную силу и давление ветра. Кроме того, нужно иметь в виду получение доста-

[1]) $\Sigma P_i \cdot l_i$ взяты по таблицам статических моментов поезда нагрузки типа „H“ (см. стр. 344).

НВ УДУНТ (ДІІТ)

точной жесткости быка, чтобы не вызвать значительных напряжений в своде от уклонения быка от вертикали под действием распора. Наконец, необходимо посмотреть величину напряжений в кладке.

Напряжение в кладке по обрезу фундамента (сечение I):

$$\sigma_{max} = \frac{1831000}{425 \cdot 700}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}67}{4{,}25}\right) = 11{,}9 \ кг/см^2.$$

Напряжение допустимое.

Для подошвы основания при постоянной нагрузке имеем равновесие распоров, и давление проходит по подошве центрально и равно:

$$\sigma_q = \frac{1831 - 148 + 472}{920 \cdot 640} \quad 1000 = \frac{2155000}{588800} = 3{,}7 \ кг/см^2.$$

При несимметричном загружении по предыдущему (фиг. 817) имеем для сечения II по подошве основания:

$$\Sigma V = 1831 + 472 = 2303 \ т;$$
$$\Sigma M = 1203 + 111 \cdot 4{,}2 = 1669 \cdot т \cdot м;$$
$$c = \frac{1669}{2303} = 0{,}73 \ м;$$
$$\sigma_{max} = \frac{2303000}{920 \cdot 640}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}73}{6{,}4}\right) = 6{,}6 \ кг/см^2.$$

Давление допустимое на слабую скалу [1]). Таким образом основные размеры виадука можно считать установленными достаточно обоснованно.

Для выяснения стоимости подсчитаем объем кладки пролетного строения. Найдем: объем свода и стенок над ним, объем заполнения, площадь облицовки. Эти величины приведены в нижеследующей смете (цены современные):

Выемка котлована с водоотливом: 390 $м^3$ по 5 руб..	1950 руб.
Бутовая кладка фундамента 215 $м^3$ по 20 руб...	4300 „
Бутовая кладка тела быка 407 $м^3$ по 21 руб..	8550
Облицовка быка в прикол 290 по 20 руб.	5800 „
Стоимость быка равна	20600 руб.
Кладка свода и стенок из бута 240 $м^3$ по 25 руб.. .	6000 руб.
Облицовка свода правильной кладкой 60 $м^2$ по 30 руб.	1800
Облицовка стен в прикол 110 $м^2$ по 20 руб.	2200
Заполнение тощим бетоном 126 $м^3$ по 15 руб.	1890
Железобетонные карнизы, парапеты, перила, изоляция 26 пог. $м$ по 150 руб.	3900 „
Стоимость пролетного строения без кружал .	. . 15790 руб.
На кружала 30%	. . . 4740 „
Всего	. . . . . 20530 руб.

Стоимость быка примерно равна стоимости пролетного строения; это указывает (п⁰ 85), что применение пролета 21,3 $м$ будет выгодным.

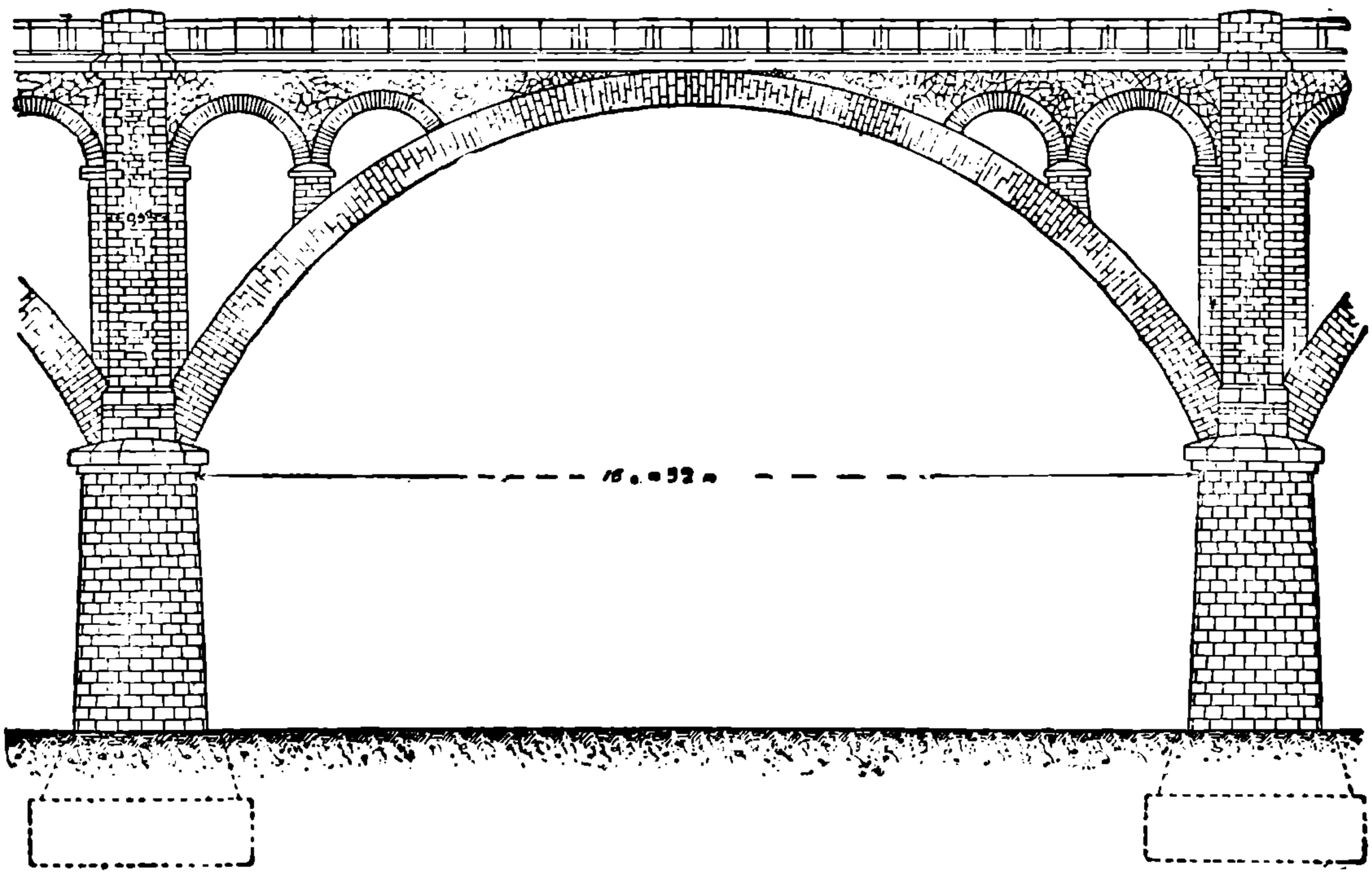
[1]) Если бы грунт был более слабый, например плотная глина, то нужно довести давление до 3 — 4 $кг/см^2$, уширив фундамент с применением прокладки железных балок или рельсов у подошвы фундамента, или заложить основание при помощи опускных колодцев на достаточную глубину.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

По рассмотренному варианту стоимость погонного метра виадука (без устоев) выражается суммой:

$$\frac{20600 + 20530}{24{,}5} = 1680 \text{ руб.}$$

В таком же порядке составляем эскиз виадука с пролетами по 32 *м* (15 саж.) (фиг. 819). Подсчет стоимости дает на 1 погонный метр 1900 руб. Но свод при пролете 32 *м* будет иметь уже такие напряжения, при которых его потребуется сложить из грубо околотых клиньев небольших



Фиг. 819.

размеров с правильной перевязкой швов. Такая кладка при цене 70 руб. за куб. метр повышает стоимость 1 погонного *м* виадука до 2300 руб.

Окончательный выбор приходится делать на основании данных о местных материалах, с которыми приходится уже считаться при выборе цен на кладку того или другого рода.

В зависимости от наличности и свойств каменных материалов на том или другом участке строящейся дороги, устанавливается род кладки виадуков, и возможны случаи, что для одной и той же высоты насыпи на одних участках наиболее целесообразно будет применение железобетонных виадуков, на других — бетонных, на третьих — каменных различных пролетов.

При решении вопроса в смысле применения пролетов по 21,3 *м* с каменными сводами, для полноты эскизного проекта следует выяснить размер

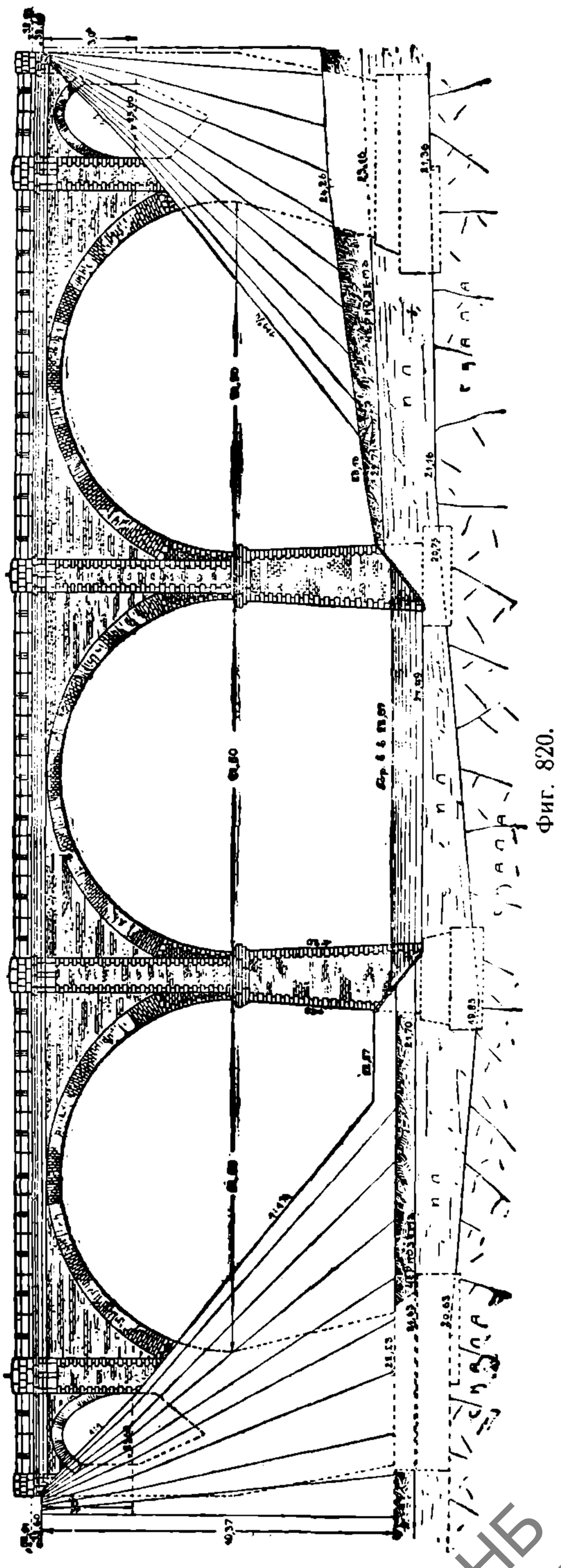
НБ УДУНТ (ДІІТ)

толстых быков, которые надлежит ставить через каждые 5 пролетов, и форму устоев.

Для толстого быка следует увеличить толщину тонкого быка на 1,5 — 2 *м* и подвергнуть поверке при условии, что с одной стороны свод отсутствует, а с другой — в наличности, но без временной нагрузки.

Что касается устоев, то для сокращения их длины каждый устой следует поместить в насыпи настолько, насколько это позволяет положение пят или вообще получение приличного внешнего вида. В остальном форма намечается по общим правилам, в зависимости от действующих сил.

Эскиз короткого виадука с пролетами 21,5 *м* в полном виде представлен на фиг. 820.



Фиг. 820.

§ 28. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА ДЕРЕВЯННОГО МОСТА.

А. — Для железной дороги.

91. Выбор системы. — Железнодорожные мосты установившихся типов, описанных в §§ 10 и 11, можно подразделить с самой общей точки зрения на следующие группы: мосты из круглого леса, мосты из брусьев, мосты простой конструкции и мосты сложной конструкции. Выбор системы прежде всего надлежит произвести именно в этом отношении. В зависимости от того, на какой срок службы назначается мост, выбирается система, по долговечности отвечающая принятому сроку.

Кратковременные мосты, например, для восстановления прерванного движения на дороге, должны быть возможно более просты и быстро собираемы. Здесь могут найти место лишь балочные мосты с применением простейших составных балок

НБ УДУНТ (ДІІТ)

(п 17) и такие же опоры из клеток шпал или рам, располагаемых на лежнях.

Более долгосрочные, но тоже кратковременные мосты, напр., на обходе устраиваемые при перестройке постоянного моста, должны иметь прочно заложенные опоры, т. е. из свай, так как на протяжении 1 — 2 лет существования мост должен будет пропустить весенние или ливневые воды и т. п. В данном случае могут найти применение балочные, подкосные и шпренгельные мосты из круглого леса. При значительной высоте уместно применение самых сложных систем, насколько только сложность окупается экономией на опорах, напр. при применении 6 — 8-метровых пролетов с 2 — 3 парами подкосов, или со шпренгелями и с применением шпонок.

Дело в том, что усложнение системы пролетного строения, в связи с увеличением пролетов, влечет за собою применение более или менее многочисленных соединений врубками, играющих важную, ответственную роль. Напр., подкосные системы с затяжками при больших пролетах создают сложные узлы у пят подкосов и ответственные врубки по передаче усилия затяжке. Чем сложнее ответственная врубка, тем она нежней, скорее обминается и загнивает, что и определяет малую степень долговечности моста.

Мосты, расчитанные на срок до 5 лет, можно строить из круглого леса возможно более простых систем; балочные — с пролетами до 4 *м* и подкосные — с такими же пролетами. При значительной высоте моста сооружение следует делать на более долгий срок, чтобы окупить затраты, и лучше из брусьев с применением пролетов до 6 *м*.

Последняя категория наиболее долговечна, и тем более, чем проще конструкция. Если подкосный мост с 6-метровыми пролетами прослужит 10 лет, то мост балочный с 4-метровыми пролетами прослужит, примерно, 15 лет, требуя ремонта лишь свайных опор.

Наметив систему моста по общему характеру ее, следует приступить к подбору пролетов и размещению их по длине моста, в зависимости от данного отверстия моста и высоты насыпи. Относящиеся сюда указания приведены были в §§ 10 и 11 при объяснении смысла конструкции и вариантов ее. Характер работы удобнее всего будет пояснить на примере, который ниже приводится, а сейчас отметим для справок и для исходных соображений данные практики.

92. Данные практики. — Некоторые из приводимых данных указаны были в § 10.

1) *Состав балки в зависимости от пролета ее.* — Пролет балки или прогона может совпадать с расстоянием между опорами моста, быками, когда это последнее перекрывается балкой без помощи подкосов или шпренгельной системы; в противном случае величина пролета для прогона или балки определяется размещением промежуточных опорных точек его (вершин подкосов; для шпренгельной системы по особому плану).

По проектам Среднесибирской ж. д. состав балок, считая таковые на всю ширину моста, принят:

при пролете прогона	1,0 саж.	2 группы по	2 бруса сечением . .	$8^3/_4'' \times 12^3/_4''$
.	1,5	2 .	. 4	$8^3/_4'' \times 12^3/_4''$
	2,0	2 .	. 4	$11'' \times 15^1/_2''$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

По проектам Разанско-Уральской ж. д.:

при пролете прогона 1,0 саж. 2 группы по 4 бревна диам. 6 вершк.
2,0 „ 2 4 бруса 10″ × 12″

По проектам инж. Голиневича для Московско-Казанской жел. дороги:

при пролете прогона 0,5 саж. 3 прогона по 1 брусу 10″×11″
1,0 3 2 „ 9 × 10″

В типовых проектах НКПС под нагрузку „*О*“ 1925 г., утвержденных в 1927 г., принято:

при пролете 1,5 *м* 2 группы по 4 бревна $d = 24$ *см*
„ 2,0 „ 2 4 $d = 26$
„ 5,5 „ 2 4 $d = 28$

2) *Число коренных свай в зависимости от пролета моста.* — В отличие от пролета прогона, назовем расстояние между опорами моста пролетом моста; его считают между осями свай, ограничивающих пролет — не между осями опор, состоящих иногда из двух рядов свай.

При пролете моста 1,0 саж., коренных свай 3 — 4; $d = 6$ вершк.
1,5 4; $d = 7$ „
2,0 6 — 8; $d = 6$ „
3,0 8; $d = 6$
4,0 16; $d = 6$

3) *Величина пролета моста в зависимости от высоты насыпи.* — Зависимость между этими двумя величинами объяснена в §§ 10 и 11.

Инж. Голиневич принимал:

при H до 0,70 саж., пролеты 0,5 саж., балочная сист.
H 2,0 1,0 „
H 3,0 2,0 подкосная
H 1,0 3,0
H 6,0 4,0

На Среднесибирской ж. д. брали:

при H до 2,5 саж., пролеты 1,0 саж. балочная сист.
H „ 3,5 — 4 2,0
H от 2,5 до 4 2,0
H 4 6 3,0 — 4,0

4) *Различные части.* — Для *поперечин* принимались либо брусья 9 × 10″, либо бревна $d = 6$ вершк., отесанные на два канта. *Схватки* делались из бревен $d = 4$ вершк. или пластин $d = 5 — 6$ вершк.; боковые подкосы — из 5 — 6-вершковых бревен.

5) *Стоимость.* — Стоимость железнодорожных мостов под один путь изменяется главным образом в зависимости от высоты насыпи и длины моста поверху. По данным постройки линий обществ Рязанско-Уральской

НБ УДУНТ (ДІІТ)

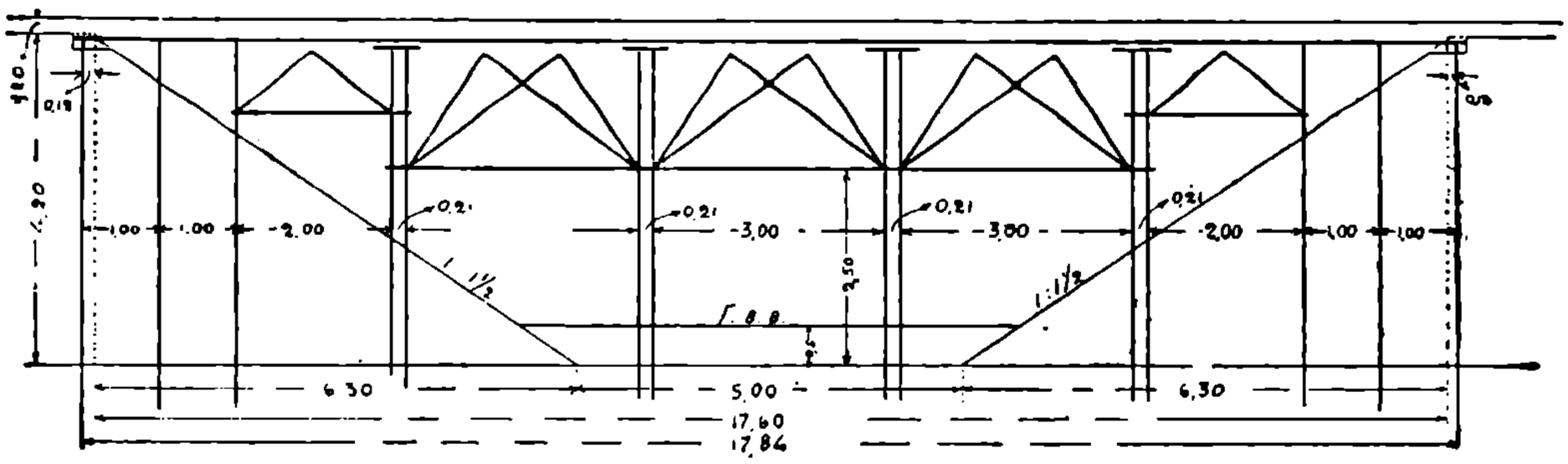
и Московско-Казанской жел. дорог, стоимость 1 погонной сажени моста, выражалась следующим образом в довоенных ценах:

при высоте насыпи до	1 саж.,	погонная саж. моста стоит 200 — 250 руб.
»	2	250 — 300
	3	300
»	4	350
более	4	400 — 500

93. Пример. — Составить эскизный проект моста отверстием по дну 4,50 саж., полученным расчетом на ливневые воды; высота насыпи 4,20 саж.; глубина ливневых вод 0,50 саж. Продолжительность службы моста предвидится от 8 до 10 лет.

Первым шагом составления эскизного проекта является составление схемы моста в фасаде и поперечном разрезе, главным образом в фасаде.

В зависимости от намеченного срока службы, назначаем для моста брусчатый лес; в зависимости от высоты насыпи, целесообразно применение 2- и 3-саженных пролетов балочной или подкосной системы. Балочная обойдется дороже и предпочтительна для срока службы не менее 10 лет.



Фиг. 821.

Из экономии выбираем подкосную систему. Сообразно с пролетами, высотой насыпи и сроком службы, останавливаемся на быках из двух рядов свай на близком расстоянии ($17'' \cong 0{,}21$ саж.).

Вычерчиваем просвет в насыпи, покрываемый мостом; это будет трапеция, шириной по дну 4,5 саж. с боками, имеющими уклон $1 : 1^1/_2$, высотою 4,2 саж. Попробуем поставить один 3-саженный пролет по середине моста; в поток попадают две опоры; его живое сечение стесняется четырьмя сваями, т. е. на 0,50 саж.; добавляем эту величину к ширине трапеции по дну; будем иметь 5,0 саж.; от вершины конуса до вершины конуса $2 \cdot 4{,}20 \cdot 1{,}5 + 5{,}0 = 17{,}60$ саж. (фиг. 821). Берем еще два пролета по 3,0 саж., затем на каждой половине моста по 1 пролету 2,0 саж. и по 2 пролета 1,0 саж. От крайней опоры до крайней опоры получается расстояние

$$2 \cdot 1{,}0 + 2{,}0 + 3 \cdot 3{,}0 + 2{,}0 + 2 \cdot 1{,}0 + 4 \cdot 0{,}21 = 17{,}84 \text{ саж.}$$

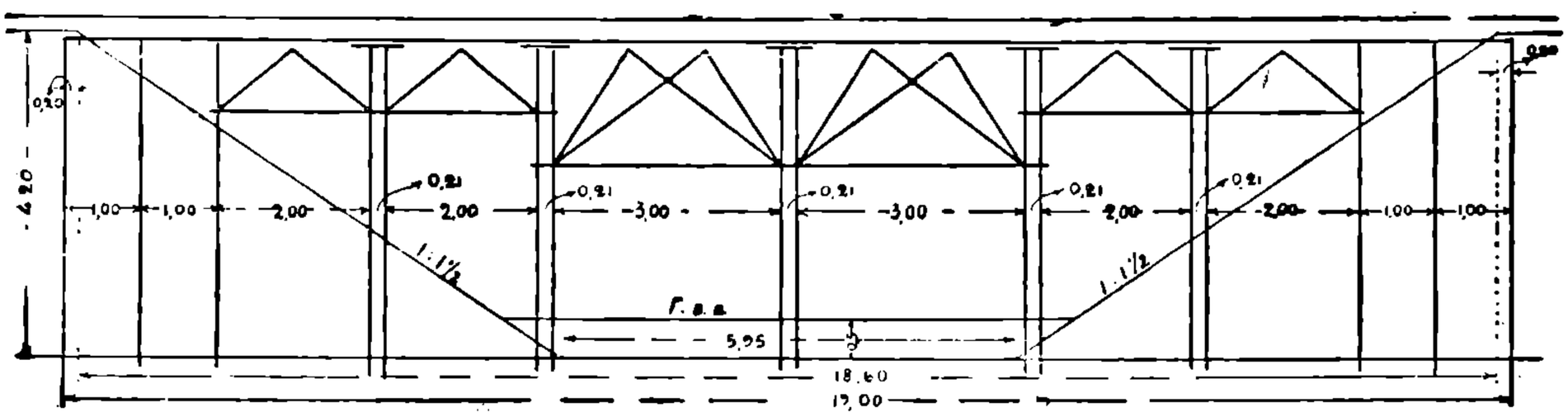
Таким образом, крайние опоры входят в насыпь на $(17{,}84 - 17{,}60) : 2 = 0{,}12$ саж. Это немного, но еще допустимо, лучше иметь 0,25 саж.; при желании увеличить это расстояние, можно в рассматриваемом случае третью опору, считая от конца моста, ограничивающую 2-саженный пролет, сде-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

лать из двух рядов свай; это прибавит в длине моста по 0,21 саж. с каждого конца. Крайняя опора войдет в насыпь на 0,33 саж. от вершины конуса. Можно это расстояние убавить срезкой конуса и взять равным 0,25 саж.; тогда ширина отверстия по дну увеличится до 5,16 саж. Срезка конуса полезна будет еще и тем, что поверхность конуса дальше отойдет от пяты подкоса в 2-саженном пролете. Близость подкосного узла к поверхности конуса угрожает быстрой порчей узла от гниения, а следовательно и ослаблением 2-саженного пролета.

Для пополнения схемы остается наметить положение затяжек и подкосов. Наклон подкосов следует избирать около 45°, предпочитая более крутое положение пологому, в виду уменьшения усилия в затяжке, а, следовательно, упрощения или уменьшения количества врубок, передающих усилие на затяжку.

Для трехсаженного пролета помещаем затяжку в расстоянии около половины пролета, т. е. 1,5 саж.; высота просвета под затяжкой дает возможность свободного проезда под мостом, для чего (п⁰ 55) высота просвета должна быть не менее 3,5 *м*.



Фиг. 822.

Вариант решения задачи представлен на фиг. 822. Он получается при расположении по середине моста не пролета, а опоры. Это дает возможность взять два пролета по 3,0 саж. над отверстием моста; а над конусом 2 пролета в 2,0 саж. и 2 пролета в 1,0 саж. По согласовании длины моста с длиной просвета между вершинами конусов с учетом 6 свай, попадающих в живое сечение потока, ширина просвета моста по дну получена 5,95 саж.

Второе решение нам кажется более удачным; хотя мы имеем здесь три опоры, свободные на всю высоту, но зато два 3-саженных пролета, а не три.

Теперь следует для данной схемы моста дать размеры главнейших его элементов. Проезжая часть берется по нормам.

Важным вопросом является выбор числа коренных свай в ряду, а, следовательно, прогонов. При более экономной проектировке (за счет долговечности) можно взять 3 прогона и по 3 коренных сваи в ряду, но для трехсаженных пролетов нагрузка на сваю будет слишком большой. Надежней взять по 4 сваи и 4 прогона. Поперечины работают на изгиб сравнительно слабо; по условиям службы размеры приходится брать не меньше

НБ УДУНТ (ДІІТ)

8 × 10″; просветы 8″; расстояние между осями 16″. Но, желая расположить поперечины над центрами свай, должны взять расстояние между их осями 17″, равное расстоянию между осями свай двойных опор моста; этому удовлетворяют поперечины 9 × 10″; желая затем иметь закономерную разбивку поперечин на всем мосту, нужно дать на саженный пролет прогона определенное число промежутков между поперечинами; этому можно удовлетворить, взяв 5 поперечин на 1 погонную саж.; получим 4 деления по 17″, а пятое, среднее, в 16″ (просвет 7″).

Для подбора сечения прогонов намечаем состав балки по данным о мостах Среднесибирской ж. д. из 4 брусьев, т. е. под каждый рельс по 2 бруса, которые удобно было бы расположить друг над другом, чтобы иметь свободными хомуты, соединяющие насадку со сваями; но это создает в местах применения подбалок тройную высоту балок (около 30 — 36″) при одиночной их ширине; потребуется поперечное крепление балок при помощи крестов над опорами и поперечин-шпонок в пролете. Надежнее будет положить брусья рядом, т. е. под каждый рельс дать по 2 прогона, каждый в 1 брус.

Деревянные мосты расчитываются ныне на наиболее тяжелые паровозы, обращение которых происходит на дороге, но не легче паровоза нагрузки „*О*“ по нормам 1925 г. (стр. 341).

Для примера взят нормальный поезд 1907 года, с уменьшением его веса на 25%.

Рассматриваем прогон как разрезную балку со свободными концами, пролетом 1,0 саж. или кругло 2 *м*. Эквивалентная нагрузка для пролета 2 *м* от давления на один рельс для момента у середины:

$$p = \frac{1}{2} \cdot 20{,}0 \cdot 0{,}75 = 7{,}5 \ \ т \text{ на погонный } м;$$

на один брус

$$p = \frac{1}{2} \cdot 7500 = 3750 \ \ кг \text{ на погонный } м.$$

Пренебрегая собственным весом,

$$M = \frac{3750 \cdot 2{,}0^2}{8} = 1875 \ \ кг \cdot м = 187500 \ \ кг \cdot см.$$

При допускаемом напряжении 70 *кг* на *кв. см* требуется момент сопротивления

$$W = \frac{187500}{70} \cong 2680 \ \ см^3.$$

Этому удовлетворяет брус 9 × 12″ или 23 × 30 *см*.

Учитывая ослабление бруса болтом, можем считать его момент сопротивления

$$W = \frac{20 \cdot 30^2}{6} = 3000 \ \ см^3.$$

При определении усилий в подкосах также пренебрежем собственным весом, ради простоты эскизных подсчетов. Нагрузка на опору, образуемую парой подкосов, передается с 2 пролетов по 2 *м* каждый. На них поме-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

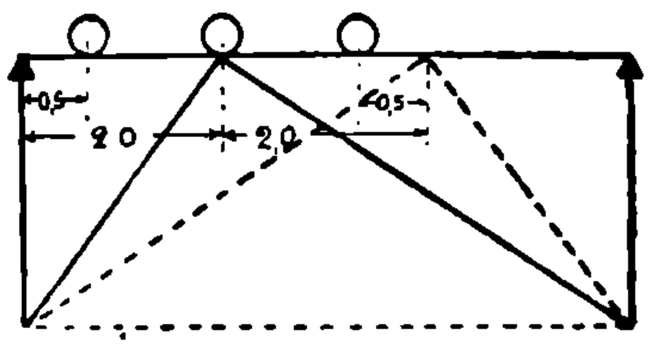
щаются 3 оси паровоза (фиг. 823). Давление на подкосы на всю ширину моста

$$P = 0{,}75 \cdot 20\left(1 + 2 \cdot \frac{0{,}5}{2{,}0}\right) = 22{,}5\ m.$$

На одну пару подкосов, поддерживающих два прогона, приходится сила $P = 11{,}25\ m$. Разложением этой силы по направлению подкосов найдем, что усилие в коротком подкосе равно 9 m, в длинном — 6 m; горизонтальная составляющая усилий в подкосах около 4,8 m. Длина короткого подкоса 1,75 саж. $\cong 3{,}7$ *м*; длинного 2,4 саж. $\cong 5{,}1$ *м*.

Для короткого одиночного подкоса достаточно будет сечение $8 \times 8''$, т. е. 20×20 *см*; площадь 400 *см*²; напряжение будет $9000 : 400 = 23$ *кг* на *кв. см*. Допускается же при учете продольного изгиба φR, где $R = 55$ *кг* на *кв. см*, а коэффициент

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}0002\frac{\omega l^2}{I}}.$$



Фиг. 823.

При $l = 370$ *см*, $\omega = 400$ *см*², $I = 13300$ *см*⁴, $\varphi = 0{,}55$, то-есть $\varphi R = 30$ *кг/см*².

Для длинного одиночного подкоса возьмем $9 \times 9''$, или 23×23 *см*; площадь $\omega = 529$ *см*²; напряжение $6000 : 529 \cong 13$ *кг/см*²;

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}0002 \cdot \left(\frac{510}{23}\right)^2 \cdot 12} = 0{,}46,$$

что дает $\varphi R = 25$ *кг/см*².

Парные подкосы, и длинные и короткие, наметим сечениями $6 \times 9''$, или 15×23 *см*. Напряжения будут: для короткого — $9000 : (2 \times 345) \cong \cong 12$ *кг/см*², для длинного — около 8 *кг/см*². Допускаемые же напряжения соответственно будут: 22 и 14 *кг/см*².

Усилие в затяжке приближенно (в запас прочности) можно принять в виде удвоенной величины горизонтальной составляющей в подкосе, т. е. равной 9,6 m. Очевидно, бруса $8 \times 8''$ или бревна $d = 6$ вершк. достаточно. Врубки должны быть в достаточном количестве по площади для передачи этого усилия.

Теперь остается вычертить эскизный проект, пользуясь конструктивным материалом §§ 10 и 11 настоящего курса или других источников.

В. — Мосты для обыкновенной дороги.

94. Выбор системы и составление схемы моста. — Разработка дешевых железобетонных систем для мостов под обыкновенную дорогу и растущее ознакомление с ними широких кругов техников отодвигают деревянные мосты и в этой области в разряд временных сооружений, возводимых по недостатку средств на единовременные затраты. При таких условиях для деревянных мостов, очевидно, применимы лишь простейшие си-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

стемы, которые, как показывает практика Ленинграда, удовлетворяют даже столичному движению, представляя вместе с тем достаточное удовлетворение в эстетическом отношении.

К простейшим типам относятся системы: балочная (фиг. 386), подкосная (фиг. 388, 391) и шпренгельная (фиг. 392, 397). Применение той или другой системы зависит, прежде всего, от величины пролетов. Пролеты до 8 *м* можно перекрыть простыми или составными балками; пролеты от 6 до 8 *м* легко перекрываются подкосной системой; шпренгельная система без усложнений может найти применение при пролетах от 6 до 15 *м*.

Величина пролетов в мостах на суходолах определяется высотой поверхности моста над дном лога; в мостах через реки, кроме того — глубиною воды и характером потока в отношении сплава и судоходства.

По существующим распоряжениям НКПС (1923 г.) для рек IV категории, т. е. судоходных только в половодье, преимущественно сплавных, надзором не обслуживаемых, при постройке деревянных мостов требуется оставлять не менее двух пролетов по 25 *м* с возвышением пролетного строения над самым высоким горизонтом, свободным от льда, на 5 *м* на протяжении средней части пролета, равной половине его величины.

Для рек V категории, исключительно сплавных, нужно давать один пролет не меньше 15 *м* с просветом 2,5 *м*. И для рек VI категории — сплав россыпью — надо давать один пролет не менее 6 *м* при просвете не менее 1,0 *м*.

Если река не судоходна, то все же для пропуска лодок необходимо давать пролеты не менее 4 *м*, и ни в коем случае нельзя преграждать речку низко поставленными затяжками, почему системы с затяжками не рекомендуются.

Значительная высота моста или глубина воды в потоке требует солидных и более дорогих опор, вследствие чего выгоднее сокращать их число за счет увеличения пролетов.

В отношении условий предпочтения той или другой из трех указанных выше систем, можно высказать следующие соображения.

В простейших случаях, а именно на суходолах или неглубоких речках, при пролетах, не требующих слишком крупных прогонов в зависимости от нагрузки (см. п° 59), следует отдать предпочтение балочной системе. Эту же систему в техническом отношении следует предпочесть в случаях средней высоты моста, примерно, до 5 *м*, когда опоры составляются из одного поперечного ряда свай, так как в этих случаях подкосная или шпренгельная системы, при загружении временной нагрузкой одного лишь пролета, дают боковое давление на опору, заставляющую сравнительно высокую и слабую опору работать на изгиб. Балочная система устраняет это явление, и опора может остаться не усиленной.

При более значительной высоте пролеты можно взять побольше, опоры делать из двух рядов, более или менее широко расставленных, которые могут уже принять некоторое боковое давление; в таких случаях вполне уместно применение подкосной и шпренгельной систем.

На глубоких водных потоках подводная часть опор имеет значитель-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

ную высоту; будучи подвержена напору воды, опора требует крепления, что, в связи с судоходными требованиями, вызывает применение сравнительно больших пролетов, трудно перекрываемых балками. Здесь, над водой, даже и при небольшой высоте моста, уместно применение подкосной и шпренгельной систем.

Выбор одной из этих двух можно основать на соображениях о требуемой жесткости моста. Шпренгельная система имеет в пролетном строении геометрически изменяемую составную часть в виде шарнирной трапеции из подкосов и ригеля. Жесткость пролетного строения обеспечивается лишь жесткостью прогонов; между тем, при значительных пролетах может потребоваться устройство стыков прогонов на протяжении пролета. Таким образом, если на мосту предположено движение тяжелых фур или трамвая, следует предпочесть более жесткую **подкосную систему**.

Для уменьшения горизонтальной составляющей усилия в подкосе полезно подкосы ставить возможно круче.

Относительно применения круглого леса или обрезного остаются в силе соображения, приведенные по поводу мостов под железную дорогу (n° 92).

Для окончательного уяснения целесообразной системы моста необходимо составить эскизные проекты для различных отвечающих условиям задания вариантов и всесторонне их сравнить.

Составление эскиза следует начинать с начертания схемы моста по фасаду и в поперечном разрезе; по фасаду намечается продольный профиль полотна на мосту, размещаются опоры, намечается сопряжение моста с берегами или насыпью В поперечном разрезе намечается положение прогонов и свай в поперечном ряду, поперечное крепление опоры и обозначаются размеры ездового полотна и тротуаров.

Переходя, затем, к более подробной разработке конструкции, делают приблизительные подсчеты, вариируют положение частей, расстояние между ними и устанавливают размеры, после чего эскизный проект можно считать законченным.

В этой стадии работы важнейшими вопросами являются: 1) определение расстояния между поперечинами, если таковые входят в состав проезжей части, 2) определение расстояния между прогонами и 3) определение размеров поперечных сечений поперечин и прогонов.

Эти вопросы решаются следующим образом.

Расстояние между поперечинами при данном давлении колес фуры или автомобиля зависит главным образом от момента сопротивления настила, т. е. от размера досок нижнего настила, если настил двойной. Назначая для нижнего настила доски 25×7 до 25×10 *см*, можно вариировать расстояние между поперечинами, являющееся для доски пролетом. Нагрузку колеса можно считать передающейся через верхний настил на 2 доски; этим учитывается наличность верхнего настила и редкое движение самых тяжелых фур, при котором возможно допустить некоторое перенапряжение материала.

Придерживаясь найденного расстояния, как предельного, размещают

НВ УДУНТ (ДІІТ)

поперечины закономерно по длине моста и окончательно назначают расстояние между ними.

Расстояние между прогонами определяется главным образом размерами поперечин; выбирая для поперечин наиболее подходящие размеры в пределах от 15×20 до 25×30 *см*, получим из расчета поперечины как разрезной простой балки на двух опорах, расстояние между которыми равно искомому расстоянию между прогонами, наибольший пролет соответственно данной нагрузке и допускаемым напряжениям. Этот пролет есть предельное расстояние между прогонами, которое окончательно назначается по соображению с наиболее конструктивным их размещением под полотном дороги. Если выбранное расстояние будет значительно меньше найденного расчетом, можно озаботиться соответственным уменьшением сечения поперечин.

Размеры прогонов проверяются расчетом, как простой балки на двух опорах при том пролете, какой для них получается по схеме моста, считая опорами для прогона не только быки, но и промежуточные, создаваемые подкосами, шпренгелями и т. п. В зависимости от результатов подсчета, возможны некоторые изменения в расположении опорных точек прогона.

Расчеты следует производить по правилам для окончательного расчета (§ 32), упрощая их лишь в смысле приближенного определения собственного веса и постоянной нагрузки.

Продольный уклон полотна сообразуется с его родом, а род полотна выбирается в зависимости от местных условий движения на мосту и характера примыкающей дороги. Типы полотна и условия их применения рассмотрены в п° 22.

При полотне из пластин или двойного дощатого настила поперечный уклон полотна можно не делать; для стока воды полезно дать продольный уклон; при дощатом продольном настиле — в 1%, при поперечном — 1 — $1^1/_2\%$. Если по судоходным условиям требуется приподнять пролетное строение моста возможно выше, то применяется подсыпка берегов с образованием въездов на мост, с применением предельных уклонов, в зависимости от характера движения и рода полотна. Для дощатого продольного настила предельным уклоном можно считать 2%, для шоссейной коры — 3% (при нужде до 5%).

Относительно ширины моста можно руководствоваться сказанным в п° 83.

При составлении эскиза полезно располагать данными практики, которые и приводим здесь.

95. Данные практики. — Из материалов о русских мостах на шоссе [1]) имеем следующие данные.

1) Мосты с *простыми балками*; полная ширина мостов 3,5 саж., ширина ездового полотна 2,10 саж. Щебеночный слой, толщиною около 0,10 саж., расположен на накатнике из 5-вершковых бревен. Расстояние между

---

[1]) *Гельфер*, Очерк развития дорожного и мостостроительного дела в ведомстве путей сообщения, Спб. 1911.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

прогонами 0,60 саж. Прогоны при пролетах в 1,0 саж. состоят каждый из одного бревна 6 вершк.; при пролетах 2 саж. — из 2 бревен 6 вершк. Опоры состоят из одного ряда 6-вершковых свай. При высоте моста более 2,0 саж. опоры имеют диагональные связи.

На шоссе Киевского округа путей сообщения щебеночный слой, толщиною около 0,10 саж., поддерживается пластинами; расстояние между прогонами 0,65 саж. Пролеты до 2,0 саж.

По министерским проектам существуют балочные мосты с пролетами до 2,5 саж. Ширина мостов между перилами 2,70 саж.; настил из досок по пластинам; расстояние между прогонами 0,56 саж. Опоры из 2 рядов свай; прогоны из 2 бревен 6 вершк. каждый, с подбалками длиною 1,5 саж. Опоры без боковых подкосов, но с диагональными связями.

2) *Шпренгельная* система применена, между прочим, в мосте через р. Супрасль; длина моста 19 саж., высота около 3,0 саж. Ширина между перилами 3,5 саж.; ширина ездового полотна 3,0. Пролеты $1{,}5+2{,}0+4+4+4+2{,}0+1{,}5$ саж. Опоры береговые из одного ряда свай, промежуточные из 2 рядов. Полотно моста состоит из двойного дощатого настила $2^1/_2$ и 4 дм. толщиной. Настил поддерживается поперечными балками из бревен 6 вершк., расстояние между ними 0,5 саж. Пролеты в 2 саж. и 1,5 саж. перекрыты прогонами, как простыми балками; каждый прогон состоит из 2 бревен диаметра 7 вершк., расстояние между ними 0,56 саж. Подбалки длиною 1,0 саж. Пролеты в 4 саж. перекрыты шпренгельной системой, в которой прогоны того же состава, что и на малых пролетах. Длина ригеля 1,6 саж. Опоры укреплены боковыми подкосами и горизонтальными схватками без диагоналей.

Один из мостов на шоссе Белосток—Барановичи имеет длину 86,5 саж. при ширине между перилами 4,0 саж. Полотно из двойного дощатого настила $2^1/_2$ и 4 дм., поддерживаемого поперечными балками из бревен диаметра 6 вершк., при расстоянии между ними 0,5 саж. Речные пролеты имеют величину 6 саж., перекрыты шпренгельной системой с дополнением подкосами, поставленными у боков. Длина ригеля 2,4 саж.; горизонтальная проекция подкосов шпренгеля 1,3 саж. Опоры из 2 рядов свай укреплены боковыми подкосами с горизонтальными схватками в 2 яруса, без диагоналей.

Мост через Зап. Буг у Влодавы имеет длину 100 саж., пролеты по 5 саж. перекрыты шпренгельной системой при длине ригеля 2,4 саж. и длине подбалок 2,0 саж. Речные опоры из 3 рядов свай. Два средние пролета перекрыты составными балками (на шпонках) из 2 бревен диаметра 6 вершк. при двух подбалках длиною 3,0 и 2,5 саж.

3) *Подкосная система.* По этой системе построено множество мостов в Ленинграде. Приводим данные о Гутуевском мосте через р. Екатерингофку [1]). Длина моста по полотну 48,56 саж.; ширина между перилами 7,81 саж. допускает укладку двух трамвайных путей с междупутьем 7 фут.; тротуары по 0,70 саж. каждый; по бокам трамвая остается с каждой

[1]) Описание сооружения Петербургского трамвая, 1909.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

стороны по 1,5 саж. для экипажного движения, что достаточно для одного ряда фур при занятых путях трамвая. Продольный уклон полотна 0,03. Настил двойной дощатый; нижний — из полуобрезных досок толщиною $2^1/_2$", верхний—из чистообрезных досок толщиною $2^1/_2$". Настил лежит на поперечных балках сечения $6^1/_2 \times 8$", вытесанных из 6-вершк. бревен; расстояние между поперечинами 0,35 саж. Наибольший пролет 5,30 саж., разводный 6,58 саж. Опоры состоят из 2 рядов свай, расстояние между рядами 0,82 саж. Подбалки имеют длину 4,0 саж.; между верхними концами подкосов остается свободный пролет 2,80 саж., перекрытый прогонами; прогон состоит из 2 брусьев сечением $7^1/_2 \times 9^1/_2$". Расстояние между прогонами 0,72 саж.

96. Стоимость мостов. — Стоимость деревянных мостов колеблется в зависимости от их ширины, длины и высоты, от стоимости материалов и рабочих рук.

Мост через З. Буг, отв. 288 саж., длиною по настилу 297 саж., подкосной системы, с пролетами от 5 до 7 саж., с двойным дощатым настилом при ширине проезжей части 3,25 саж., стоил (1896 г.) около 200000 руб., т. е. около 700 р. на 1 погон. саж. отверстия моста, или около 200 руб. на 1 кв. саж.

Мост через р. Зап. Буг. на Соколово-Дрогичинском шоссе, подкосной системы, с пролетами от 4 до 7 саж., при отверстии 150 саж., построен в 1891 г. и стоил 75637 руб.; из них на опоры приходится 35520 руб., на пролетное строение 25830 руб., на ледорезы 11250 руб. и въезды 3072 руб. Стоимость 1 погон. саж. 505 руб.

Мост через р. Горынь на Киево-Брестском шоссе построен в 1874, перестроен заново в 1909 г. Отверстие 100 саж.; 14 пролетов по 6,5 саж. и 2 по 4,5 саж. Ширина моста 5,0 саж., проезжей части 3,30 саж.; опоры двухрядные. Стоимость опор равна 28280 руб., пролетного строения 15739, прочие расходы 6363 руб., всего 57951 руб., или на 1 погон. саж. отверстия 579 руб., на 1 кв. саж. 116 руб.

Мосты малых отверстий по округам и губерниям обошлись в следующие суммы:

Мост через Бужек, Киевский округ; балочный с двойным дощатым настилом, отв. 28 саж., длина 30 саж., ширина 4,5 саж. при ширине проезжей части 3 саж.; построен в 1896 г., стоил 6535 руб., по 233 руб. на 1 погон. саж. отверстия.

Мост через р. Луховицу, Рязанской губ. (1905 г.), балочный, отв. 15,25 саж., длина 17 саж.; стоил 2335 руб. по 153 руб. на 1 погон. саж.

Мост через р. Истью, Калужской губ. (1895 г.), балочный с шоссированным накатным настилом, отв. 20 саж., стоил 3688 руб.; по 184 руб. на погон. сажень.

Мост через р. Цну, Тверской губ. (1895 г.); длина 65 саж., ширина 5 саж., подкосной системы; стоил 15450 руб., т. е. по 237 руб. на 1 погон. саж. длины по настилу.

Мост через р. Лучесу, Киевский округ (1901 г.), шпренгельной системы, длиною 30 саж., шириною 4,6 саж., 5 пролетов; двойной дощатый настил,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

двухрядные опоры, два ледореза; стоил 7671 руб., по 256 руб. на 1 погон. саж. длины по настилу

97. Пример [1]). — Составить эскизный проект моста под обыкновенную дорогу, отверстием 25,0 саж. по дну при высоте насыпи (или берега) 3,1 саж. (считая от дна реки); ширина ездового полотна 3,0 саж., тротуаров по 0,6 саж., глубина воды в межень 0,7 саж., в высокую воду 1,5 саж. Мост предположен на долгий срок службы.

В виду возможности плавания на речке пролеты моста полагаем не меньше 3,0 саж.; просвет под мостом желательно развить несколько в высоту, хотя бы без подсыпки берегов, для чего предполагаем продольный уклон полотна 2%. Для полотна моста выбираем двойной дощатый настил на поперечных балках — конструкция, отвечающая условию долговечности и благоприятная в отношении веса.

Прежде всего надлежит ориентироваться в перекрывающей способности различных элементов проезжей части и пролетного строения, так как практические данные могут дать лишь общие указания, ибо неизвестны нагрузки и допускаемые напряжения, при которых мосты расчитывались.

В предположении, что паровые катки по дороге не обращаются, расчет следует вести на грузовой автомобиль.

Намечаем для верхнего настила доски толщиною 2,5", для нижнего — 3"; предполагаем, что через верхний настил давление колеса передается на две доски нижнего настила; найдем пролет x, который можно перекрыть доской сечением $3 \times 12''$, или $7{,}5 \times 30{,}0$ *см*, при допускаемом напряжении на изгиб 70 *кг/см*^{2}. Давление заднего колеса автомобиля 3375 *кг*.

Момент сопротивления 2 досок

$$W = \frac{2 \cdot 30 \cdot 7{,}5^2}{6} = 562 \ см^3.$$

Возможный момент

$$M = R \cdot W = 70 \cdot 562 = 39340 \ кг \cdot см.$$

Так как момент изгиба равен $\frac{Px}{4}$, то

$$x = \frac{4M}{P} = \frac{4 \cdot 39340}{3375} = 46{,}6 \ см = 0{,}22 \ саж.$$

Просвет между поперечинами можно допустить в 0,20 саж. При сечении поперечины $7 \times 9''$ расстояние между осями поперечин будет 0,28 саж. Размещение поперечин получается довольно густым.

Подсчитаем таким же образом расстояние между поперечинами при толщине нижнего настила 4", или 10 *см*. Получим $x = 83 \ см = 0{,}39$ саж.; просвет 0,37 саж., расстояние между осями 0,45 саж.

Размер поперечин в том и другом случае будет одинаков, так как поперечина должна выдержать давление заднего колеса автомобиля; постоянная нагрузка слабо влияет.

---

[1]) Следовало бы все числа привести в метрических мерах, но, имея в виду указать лишь метод решения задачи и считая важным, чтобы в своем упражнении читатель сам проделал расчеты, мы оставляем пример в старых мерах.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Поперечина $6 \times 8''$, или 15×20 *см*, позволяет держать прогоны на расстоянии всего лишь 0,47 саж.

Поперечина 18×23 *см* ($7 \times 9''$) дает момент сопротивления

$$W = \frac{18 \cdot 23^2}{6} = 1587 \text{ см}^3; \quad M = 1587 \cdot 70 = 111090 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$x = \frac{4M}{P} = \frac{4 \cdot 111090}{3375} = 1{,}31 \text{ м} = 0{,}61 \text{ саж.}$$

Просвет может быть 0,59, расстояние между осями прогонов, при сечении прогона $8 \times 10''$, может быть 0,69 саж., можно держать 0,70 саж.

Возникает вопрос: что предпочесть, настил из досок 3″ и на 1 погон. саж. моста 1 : 0,28 поперечин, или настил из 4″ досок и число поперечин 1 : 0,45 на 1 погон. саж моста?

Прибавка толщины настила в 1″ вызывает добавочное количество дерева на 1 кв. саж. поверхности 1 : 84 куб. саж., или 4,1 куб. фута. Более густое расположение поперечин дает добавочный объем леса:

$$\frac{7}{12} \cdot \frac{9}{12} \cdot 7 \left(\frac{1}{0{,}28} - \frac{1}{0{,}45} \right) = 4{,}3 \text{ куб. фута,}$$

т. е. немного больше; учитывая же добавочные болты для прикрепления поперечин, добавочное число врубок, должны признать преимущество за применением 4″ настила.

Нужно иметь, кроме того, в виду, что закономерное распределение поперечин требует, чтобы на пролетной единице длины укладывалось их целое число. За такую длину большею частью принималась на русских мостах 1 сажень, отчасти для округления величины пролетов, отчасти в связи с рыночной длиной леса, дававшейся в целых саженях. Если обратить внимание, что на стыки нужна добавочная длина, то тогда рыночная длина требует для единицы пролета немного меньше, чем 1 саж. Мы имеем предельное расстояние между поперечинами 0,45 саж.; возьмем пролеты, кратные этой величины, т. е. 0,90, 1,35, 1,80, 2,25, 2,70 саж. и т. д.

Посмотрим теперь, каково должно быть сечение прогонов при различных свободных пролетах для прогона или каковы пролеты при определенных сечениях прогонов. Расстояние между колесами одной и той же оси автомобиля равно 1,55 *м* = 0,73 саж., больше предполагаемого расстояния между соседними прогонами; следовательно, прогон может быть загружен лишь колесами одной стороны автомобиля. Подвижная нагрузка в таком случае будет состоять из двух грузов 1,125 *m* и 3,375 *m*, находящихся на расстоянии 3,8 *м* друг от друга. Равнодействующая их будет находиться на расстоянии 0,95 *м* от большего груза. Если в зависимости от величины пролета, которую обозначим через *l*, наибольший момент получается при постановке одного груза посередине, то момент будет

$$M_1 = \frac{3{,}375 \quad l}{4}.$$

Если же пролет допускает установку двух грузов, то, по п⁰ 65, формула [4], имеем

$$M_2 = \frac{4{,}5}{l} \left(\frac{l - a + c_1}{2} \right)^2 - \mu_1,$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

где по нашим условиям $a = 0{,}95$ *м*, $c_1 = 0$; $\mu_1 = 0$, т. е.

$$M_2 = \frac{4{,}5}{4l}(l - 0{,}95)^2.$$

Значение l, отделяющее случаи, когда наибольший момент будет давать один груз, от случаев, когда это будет от 2 грузов, получится из условия:

$$\frac{3{,}375 \cdot l}{4} = \frac{4{,}5}{4 \cdot l}(l - 0{,}95)^2,$$

откуда $l = 7{,}7$ *м*, т. е., пока пролет меньше 7,7 *м*, наибольший момент будет от установки одного груза — заднего колеса. Пролет, кратный 0,45 саж. и не меньше 3 саж., будет 3,15 саж. $= 6{,}72$ *м*. Наибольший момент изгиба от подвижной нагрузки будет:

$$\frac{3{,}375 \cdot 6{,}72}{4} = 5{,}67 \ т \cdot м = 567000 \ кг \cdot см.$$

Учтем и постоянную нагрузку. Расстояние между прогонами 0,70 саж. $=$ $= 1{,}49$ *м*. Вес настила на 1 погонный *м* прогона

$$1{,}49 \cdot (0{,}064 + 0{,}10) \cdot 650 = 159 \ кг;$$

вес поперечин при расстоянии между ними 0,45 саж. $= 0{,}96$ *м* и сечении 18×23 *см*

$$\frac{0{,}18 \cdot 0{,}23 \cdot 1{,}49 \cdot 650}{0{,}96} = 42 \ кг;$$

всего 201 *кг* или кругло 200 *кг*. Момент изгиба

$$\frac{200 \cdot 6{,}7^2}{8} = 1129 \ кг \cdot м = 112900 \ кг \cdot см.$$

Полный момент изгиба будет $567000 + 112900 = 679900$ *кг · см*.
Момент сопротивления должен быть

$$W = \frac{679900}{70} = 9713 \ см^3.$$

Нужно поставить три бруса $10 \times 12''$. Очевидно, необходимо применить подкосы.

Брус, сечением $8 \times 10''$, или 20×25 *см*, имеет момент сопротивления, учитывая дыру $d = 2{,}5$ *см* для болта,

$$W = \frac{17{,}5 \cdot 25^2}{6} = 1820 \ см^3.$$

Такой брус перекрывает пролет 1,49 *м* или 0,70 саж.

Два просто положенных бруса $8 \times 10''$ перекрывают пролет 2,8 *м* или 1,31 саж.

Два бруса $8 \times 10''$, соединенные шпонками (№ 17), перекрывают пролет, соответствующий моменту сопротивления

$$0{,}7 \quad 2 \cdot 2 \cdot 1820 = 5096 \ см^3$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

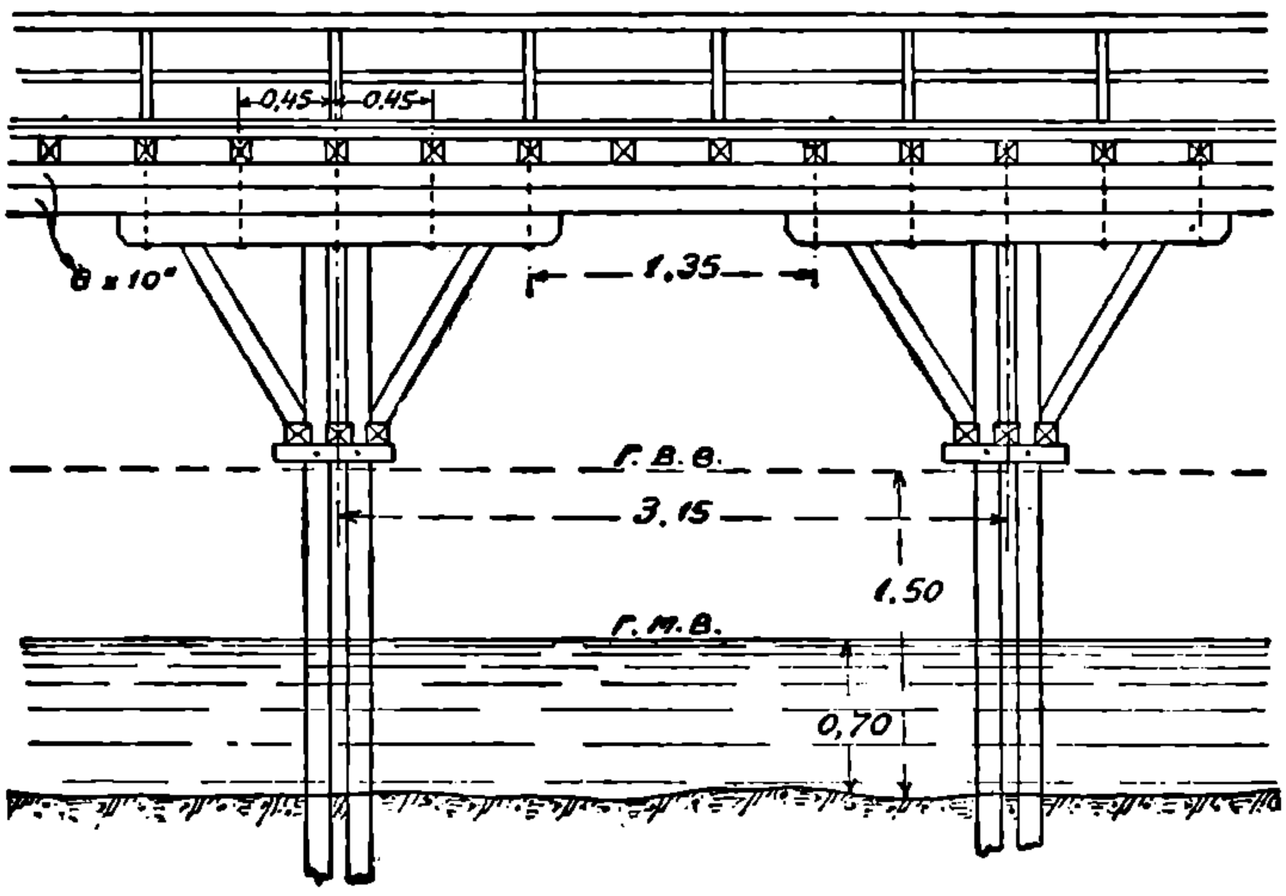
или моменту изгиба $5096 \cdot 70$ *кг* $\cdot$ *см* $= 3{,}57$ *т* $\cdot$ *м*; этот пролет, как и в предыдущих случаях, найдется из уравнения

$$\frac{3{,}375 \cdot l}{4} + \frac{0{,}2 \cdot l^2}{8} = 3{,}57;$$

он равен 3,82 *м*, или 1,80 саж.

Для бруса сечением $10 \times 12''$ найдем следующие положения:

Один брус перекрывает пролет.	2,61 *м*	= 1,23 саж.
Два бруса $10 \times 12''$ **перекрывают** пролет	4,93 „	= 2,91
Два бруса на шпонках перекроют	6,58 „	= 3,08



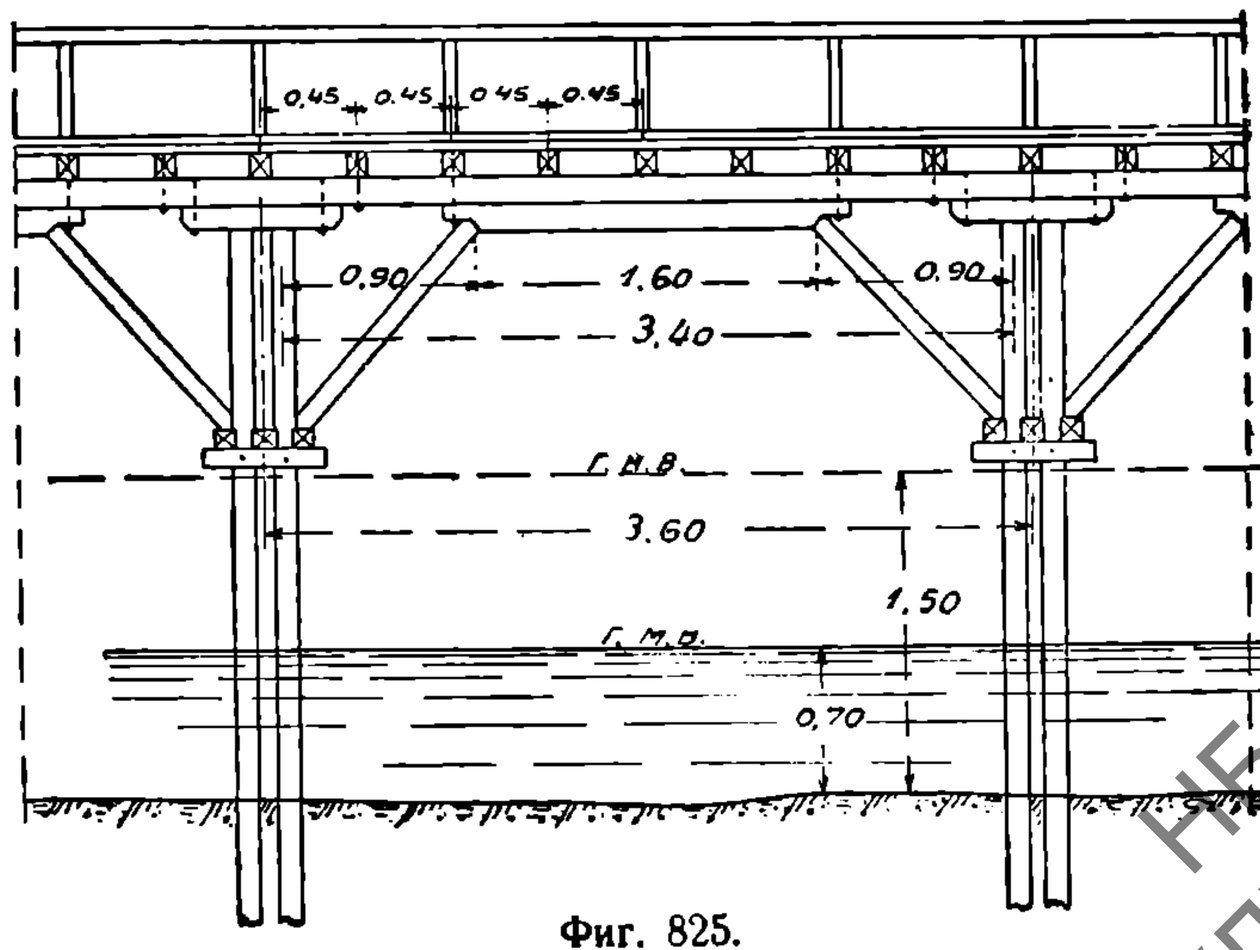
Фиг. 824.

Располагая этими данными, можно уже творческим путем составить несколько эскизных вариантов моста.

На фиг. 824 и 825 представлены два варианта: первый по системе подкосной с брусьями $8 \times 10''$, второй—шпренгельной системы с брусьями $8 \times 10''$, причем во втором варианте пролет 3,60 саж., а в первом—3,15 саж.

Так как шпренгельная система статически неопределима, то в ней сечение прогона нельзя взять по имеющимся у нас данным; неизвестно, что принять за пролет. С весьма значительной точностью эту статически неопределимую систему можно рассмотреть следующим упрощенным путем.

Шпренгельная система состоит из комбинации балки с *шарнирным* четыреугольником (фиг. 826). Шарнирный четыреугольник, у которого точки A и B неподвижны, является изменяемой фигурой, причем точка C может двигаться только по кругу из A,

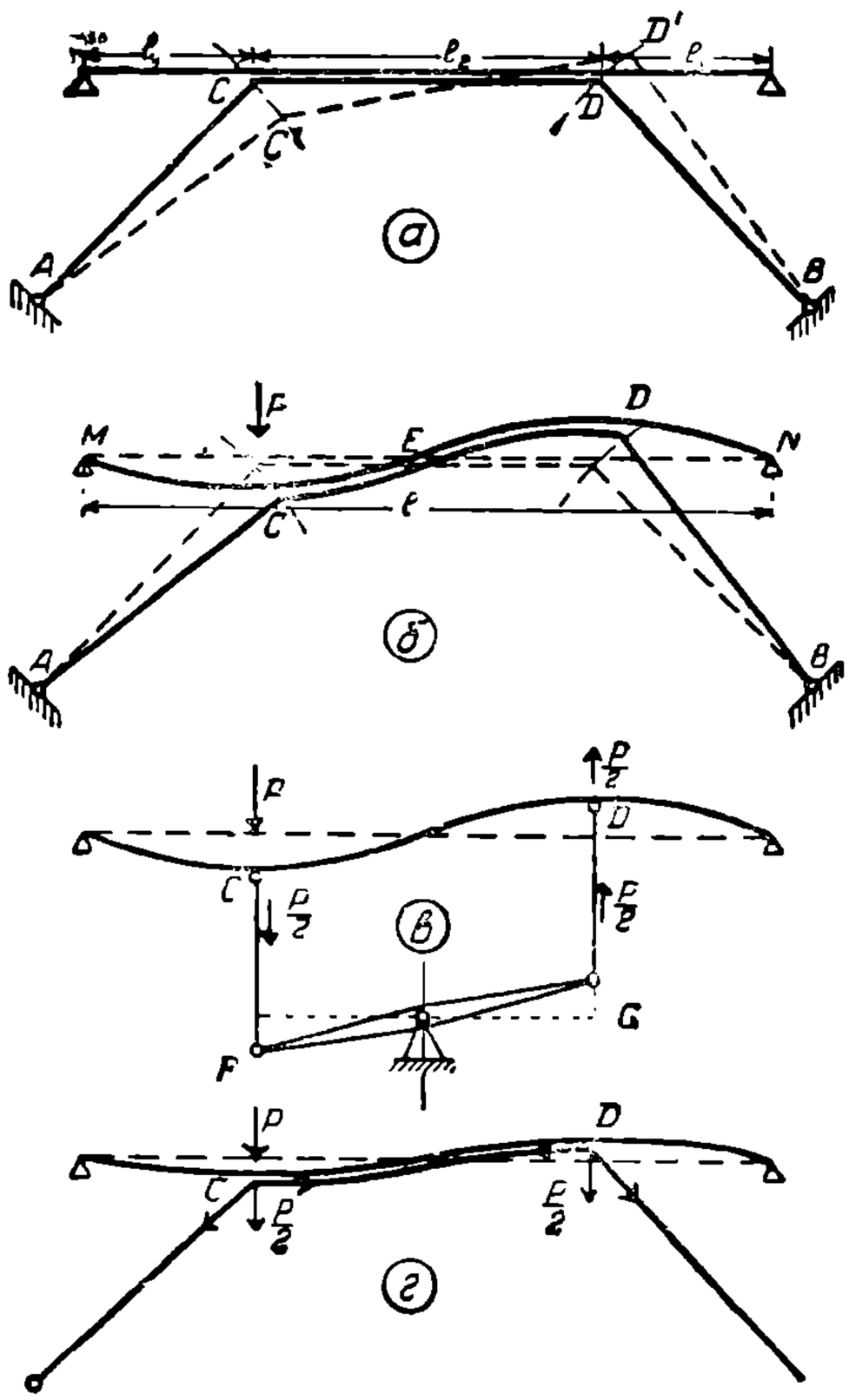


Фиг. 825.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

а точка D по кругу из B. Движения этих точек связаны условием, чтобы расстояние CD всегда оставалось одним и тем же. Таким образом, если точка C опускается вниз, то точка D на столько же подымается вверх.

Предположим, система нагружена сосредоточенной силой P в точке C; равновесие наступит при деформации системы, как показано на фиг. 826, *б*, так как под действием силы P прогон начнет прогибаться, точка C пойдет вниз и погонит через ригель точку D вверх; прогон в левой части будет гнуться вниз, в правой — вверх, по середине образуется точка перегиба E, в которой возникает для прогона как бы промежуточная опора. Балка гнется не на пролет MN, равный l, а на пролет ME, равный $\frac{l}{2}$. Это первый результат постановки под балкой шпренгеля.



Фиг. 826.

Отбросив шпренгель, мы могли бы рассматривать под действием силы P только левую половину балки. Но тут возникает вопрос: какая же сила гнет правую половину балки вверх? Половины одинаковы, и прогибы их одинаковы по величине, разные лишь по знаку; изгибать правую половину балки может только такая же сила, как и левую половину. Обе эти силы порождены нагрузкой P. Они одинаковы по величине, но разные по знаку, вместе они равны по величине P, значит каждая врозь $\frac{P}{2}$.

Действие шпренгеля равнозначно механизму, изображенному под балкой на фиг. 826, *в* и состоящему из двух жестких стержней CF и GD и равноплечего рычага FG, опирающегося на неподвижную опору. Сила P прогибает прогон вниз в левой половине его, часть нагрузки принимается изгибающейся балкой, а остаток ее по стержню CF передается на левый конец рычага, этим рычагом перевертывается по знаку и через стержень GD действует на правую часть прогона, изгибая его вверх. Половины прогонов одинаковы, а потому на прогон в точке C действует $\frac{P}{2}$ вниз и в точке D тоже $\frac{P}{2}$, но вверх. Это второй результат комбинации шпренгеля с балкой.

Не только пролет прогона надо уменьшить вдвое, но и нагрузку надо

НБ УДУНТ (ДІТ)

уменьшить вдвое. Таким образом, если C и D находятся в четвертных точках прогона, наибольший момент изгиба для прогона будет

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2 \cdot 4} = \frac{Pl}{16} \qquad [a]$$

вместо $\frac{Pl}{4}$, как было бы при отсутствии шпренгеля. При загружении полупролета равномерно распределенной нагрузкой получим

$$M = \frac{\frac{p}{2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{pl^2}{64} = 0{,}0156\, pl^2. \qquad [б]$$

Что касается самого шпренгеля, то (фиг. 826, *г*) в точке C половину нагрузки возьмет на себя прогон, для шпренгеля останется $\frac{P}{2}$ вниз. В точке D на прогон давит сила $\frac{P}{2}$ и выгибает его вверх, а прогон дает отпор и давит на шпренгель с силою $\frac{P}{2}$ вниз. В обеих точках C и D приложено по силе $\frac{P}{2}$; они здесь разлагаются по ригелю и подкосам.

Где бы сила P ни была приложена, усилия в подкосах шпренгеля будут одинаковы.

При загружении симметричной нагрузкой прогон работает как неразрезная балка, имеющая две промежуточных опоры в точках C и D.

Возвращаясь теперь ко второму варианту, установим разбивку прогона на частные пролеты, как показано на фиг. 825. Длина ригеля составляет удвоенную длину крайнего участка. В мостах, упомянутых в п° 95, длина ригеля составляет 1,33 до 1,7 крайнего участка. Вряд ли такое соотношение является правильным.

Момент изгиба для прогона от заднего колеса, поставленного над вершиной левого подкоса (пролет $3{,}2 \cdot 2{,}13$ *м*) по формуле [*а*]

$$M_1' = \frac{3{,}375 \cdot 3{,}2 \cdot 2{,}13}{16} = 1{,}44 \ \ т \cdot м.$$

Постоянная нагрузка, действуя на прогон как на трехпролетную неразрезную балку, вызывает над подкосом отрицательный момент, можем им пренебречь, или взять по справочнику; он будет равен при наших соотношениях между пролетами (1 : 2 : 1):

$$M_1'' = -\frac{9}{32}\, q l_1^2,$$

где $l_1 = 0{,}8$ саж. $= 0{,}8 \cdot 2{,}13$ *м* — величина крайнего пролета. Для постоянной нагрузки 200 *кг/м* это дает $M_1'' = -0{,}16$ *т·м*. Таким образом, искомый момент будет $M_1 = 1{,}44 - 0{,}16 = 1{,}28$ *т·м*.

Момент от заднего колеса, поставленного по середине пролета, найдем (пользуясь формулами из нашего Курса железобетонных мостов 1925 г.,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

стр. 446) равным $M_2' = 0{,}72$ *т·м*. От постоянной нагрузки (l_2 — пролет среднего участка прогона):

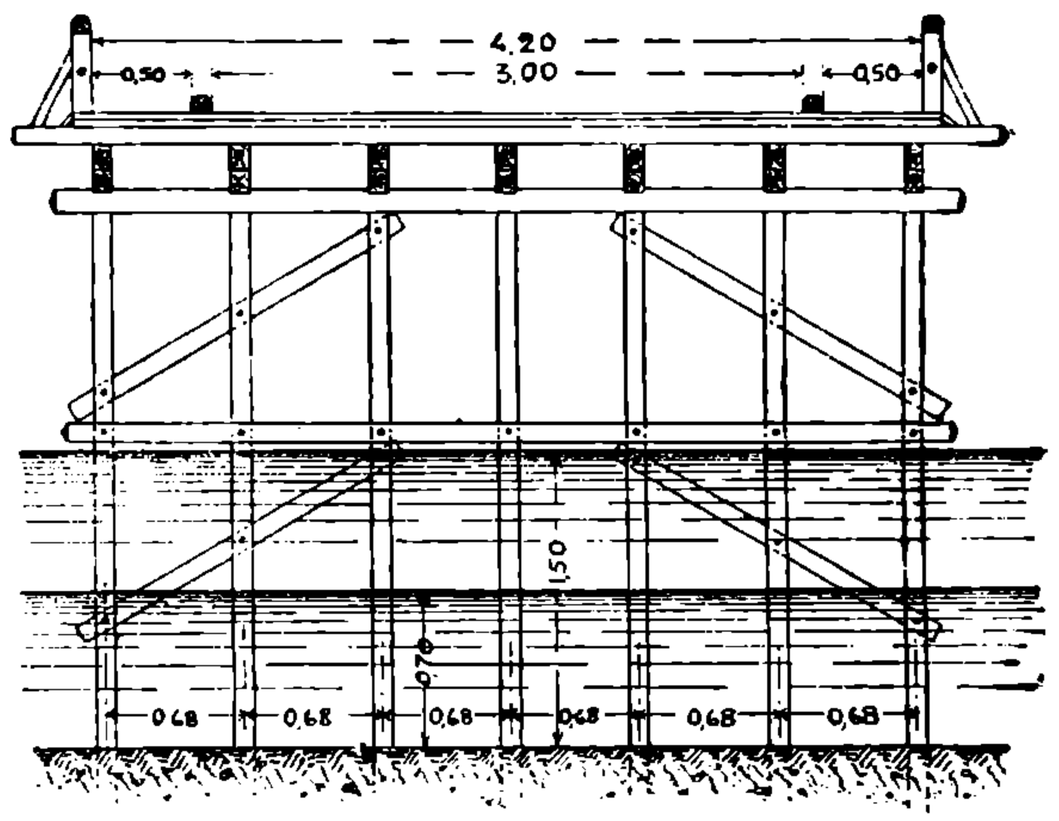
$$M_2'' = \frac{ql_2^2}{8} - M_1'' = \frac{0{,}2\,(1{,}6\ \ 2{,}13)^2}{8} - 0{,}16 = 0{,}13\ \ т\cdot м.$$

Таким образом, момент в середине прогона равен $0{,}72 + 0{,}13 = 0{,}85$ *т·м*. За расчетный момент надо взять 1,28 *т·м* = 128000 *кг·см*.

Брус $8 \times 10''$ имеет момент сопротивления $W = 1820$ *см*³. Напряжения будут достигать величины около 70 *кг/см*². Таким образом, и для шпренгельной системы достаточно брусьев $8 \times 10''$

Если в зависимости от глубины забивки свай, что определяется пробной забивкой, потребуется наращивание свай, то опоры, выше пят подкосов, могут быть сведены на один ряд стоек, которые и заменят сваи в части их, находящейся выше пят.

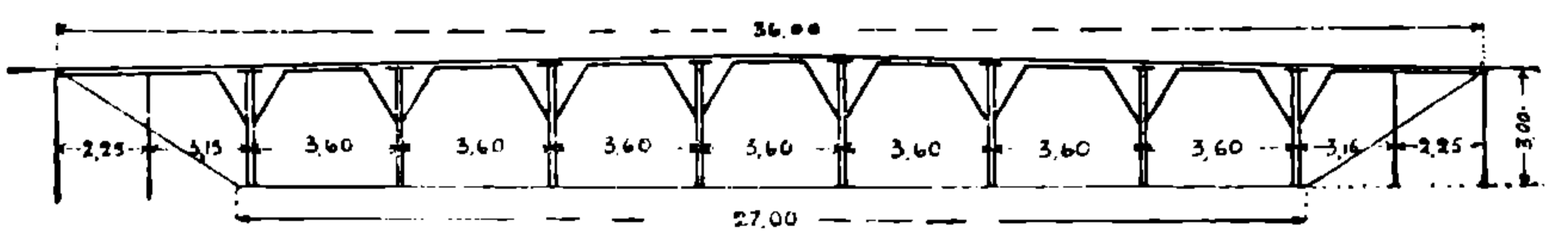
По внешнему виду мы отдаем предпочтение более стройной системе по фиг. 825; что касается разницы в стоимости, то таковая определяется подсчетами по существующим ценам на лес.



Фиг. 827.

На фиг. 827 представлен поперечный разрез, дающий представление о расположении прогонов и свай, а также о способе крепления опор в поперечном направлении.

Общий вид моста, составленный с применением избранной системы, изображен на фиг. 828. Так как отверстие моста 25 саж. должно быть чистым, т. е. за вычетом площади живого сечения, занятой сваями, то размер живого сечения по дну должен быть соответственно увеличен; в воду по-



Фиг. 828.

падает 16 свай; на них надо прибавить $16 \cdot 0{,}125 = 2{,}0$ саж.; по дну следует иметь не менее 27,0 саж.

При полуторных откосах и при высоте насыпи 3,0 саж. расстояние по оси моста между бровками конусов будет 36,0 саж.; семь пролетов по 3,6 саж. покрывают 25,2 саж.; с каждого конца остается по 5,4 саж., длина, кратная 0,45 саж. — расстояния между поперечинами. В мостах под обыкновенную дорогу крайнюю сваю можно поставить по бровке конуса или даже немного внутрь отверстия моста. В данном случае, в виду кратности остатка,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

поставим крайние опоры по бровке конусов. Для перекрытия концов отверстия можно придумать различные комбинации; нами принята разбивка на три части: над подкосом 0,80 саж., а остальные 4,6 саж., примерно, пополам; получаются пролеты 3,15 и 2,25 саж.

Для полноты эскизного проекта следует осветить чертежами более или менее важные детали; напр., в нашем случае — конструкцию тротуара и перил в поперечном разрезе, укрепление поперечных схваток, в которые упираются подкосы.

Для примерных соображений приводим петербургские довоенные цены на лесной материал и плотничные работы.

Бревна сосновые за штуку:

Длина:	3 саж.	4 саж.	5 саж.	6 саж.
Толщина 5 вершк. . .	2 р. 75 к.	3 р. 45 к.	6 р. 75 к.	10 р. — к.
6	4 „ 20 „	6 „ 50 „	10 „ — „	20 „ — „
7	7 „ 75 „	11 „ — „	15 „ — „	30 „ — „
8	11 „ — „	18 „ — „	30 „ 50 „	45 „ — „
9	16 „ 50 „	24 „ 50 „	—	—

Пластины сосновые за штуку:

Длина:	3 саж.	4 саж.
Толщина 5 вершк. .	1 р. 50 к.	1 р. 90 к.
6 „	2 „ 30 „	3 „ 55
7	4 „ 50 „	6 „ — „

Доски сосновые за штуку, длиною 3 саж.:

Толщина:	1½	2	2½	3 дм.
Ширина 9 дм.	1 р. 20 к.	1 р. 50 к.	1 р. 90 к.	2 р. 75 к.
„ 10	1 „ 35 „	1 „ 65 „	2 „ 10	—
„ 11	„ 45 „	85 „	2 „ 30 „	3 „ 75 „

Стоимость работ:

Обтеска и остружка 1 погон. саж. бревен и брусья:

Толщина бревна:	5	6	7	8 вершк.
Стоимость	35 к.	41 к.	48 к.	61 к.

Выемка 1 погон. саж. шпунта гнезда и гребня . . . 20 коп.
Выделка шипа и гнезда для него . . . 20 „

Положение в дело 1 погон. саж.:

Схваток по сваям . .	27 коп.
Насадок, подкосов, подбалок, балок, подушек и пр., длиною до 4 саж.	20
Постановка болта со сверлением дыры без стоимости болта.	20

Приготовление свай с бугелем и со стоимостью бревна соснового:

Длиною 3 саж., толщ.	6 вершк.	4 р. 31 к. за штуку
4	6 „	6 „ 62 „ „

То же для шпунтовых свай из бревен:

Длиною 3 саж., толщ.	6 вершк. .	5 р. 48 к.
„ 4	6 „	8 „ 17

НБ УДУНТ (ДІІТ)

То же для шпунтовых свай из досок:

Длиною 3 саж.,	толщ. 3 дм.	.	3 р. 54 к. за штуку
4	3	.	4 „ 70 „ „

Вбивание свай копром за 1 погон. саж. забивки вдоль сваи:

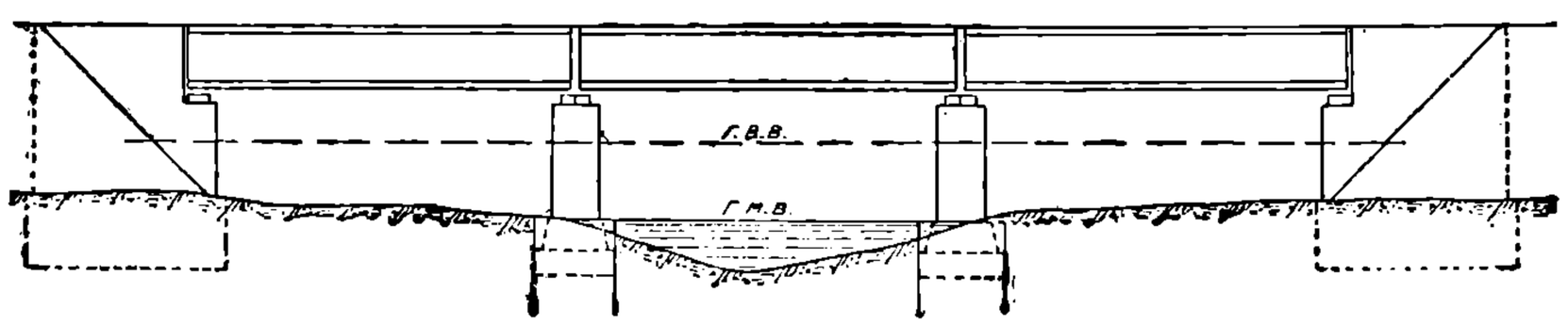
В мягкий грунт.	1 р. 46 к.;	шпунтовой.	1 р. 94 к.
„ вязкий „	2 „ 18 „		2 „ 91
„ глинистый грунт	3 „ 50 „ „	.	4 „ 66 „

Стоимость болтов диаметра до $1^1/_2$ дм. . . 10 рублей пуд.

§ 29. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗНОГО ПРОЕКТА ЖЕЛЕЗНОГО МОСТА.

98. Выбор системы пролетного строения. — Для железных мостов малых отверстий и пролетов чаще всего, в особенности на железных дорогах, применяются балочные перекрытия.

Висячая система может найти применение при небольших пролетах лишь для пешеходных мостиков, для которых невысокая жесткость пролетного строения не имеет серьезного значения. Если же висячему мосту придать достаточную жесткость, то сложность и тяжесть конструкции могут найти оправдание лишь в эстетических преимуществах системы, когда путь



Фиг. 829.

пролегает в городе. Для применения здесь этой системы нужно настойчивое желание строителя, так как, вообще говоря, она едва ли выдержит сравнение с арочным железным мостом, а тем более с каменным. Во всяком случае, висячая система при малых пролетах до сего времени на железных дорогах не применялась; на дорогах шоссейных их делали раньше по упрощенным приемам, которые в настоящее время не рекомендуются.

Что касается балочных перекрытий, то здесь приходится делать выбор между разрезными, консольными и неразрезными балками, если мост имеет несколько пролетов. При решении этого вопроса имеют преимущественное значение местные условия, определяющие характер промежуточных опор. На суходолах и мелких речках при нормальной высоте моста промежуточные опоры делаются каменными, а пролеты перекрываются разрезными балками (фиг. 829).

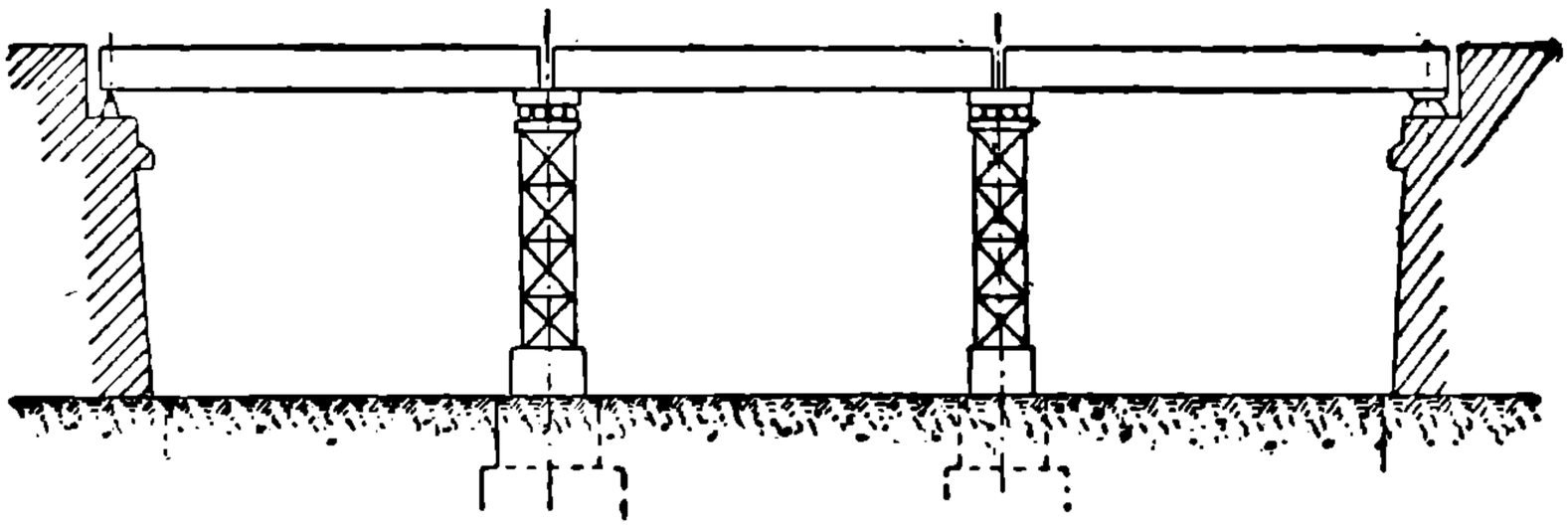
При проектировании путепровода для сбережения места выгодно применять металлические опоры, особенно качающиеся. В таких случаях при широких неподвижных опорах можно достаточно удобно расположить разрезные балки (фиг. 830).

При качающихся опорах балки должны представлять собою непрерывную цепь на всю длину моста при одной неподвижной опоре или делиться

НБ УДУНТ (ДІІТ)

на несколько участков по числу неподвижных опор (фиг. 831); здесь возможно применение всех трех типов балок.

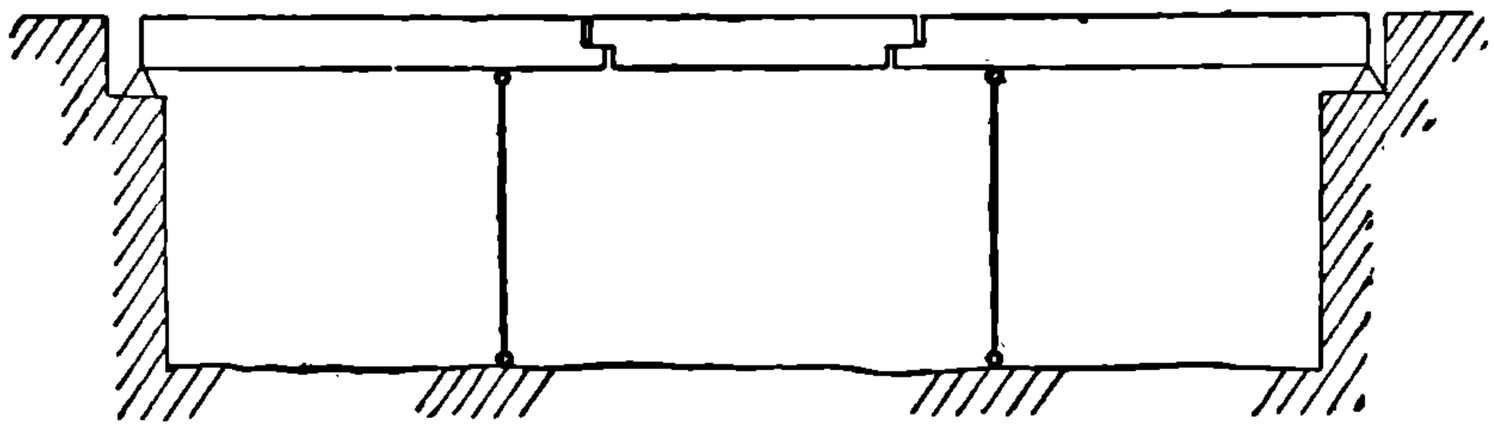
Разрезные балки возможны при расположении концов балок один над другим (фиг. 471).



Фиг. 830.

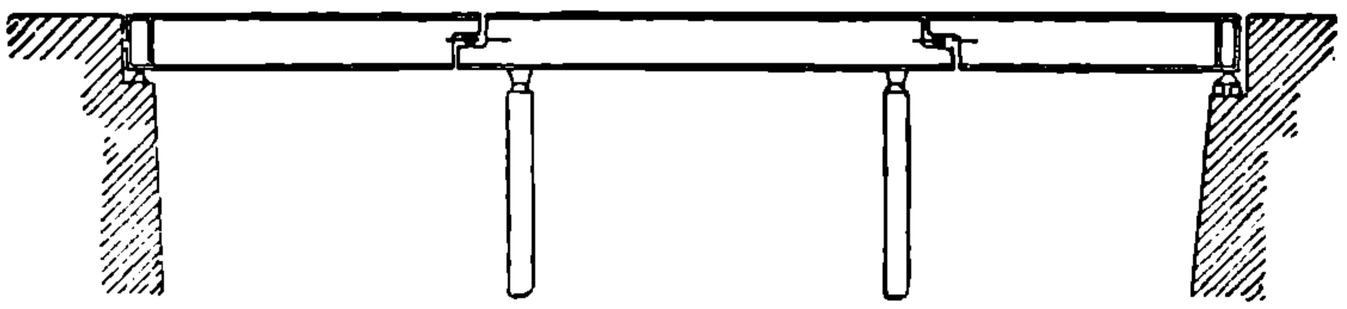
С таким же или иным расположением концов балок возможно применение консольной системы (фигуры 831, 832).

Особняком стоит система, изображенная на фигуре 833, в которой опорные стойки объединены с пролетным строением в одно целое в виде жест-



Фиг. 831.

кой рамы на шарнирах. К свешивающимся концам рамы подвешены дополнительные балки. Система эта характерна тем, что промежуточные опоры приспособлены к восприятию горизонтальных сил (напр. торможения); на рассматриваемой фигуре устои поддерживают подвижные опоры. Оче-



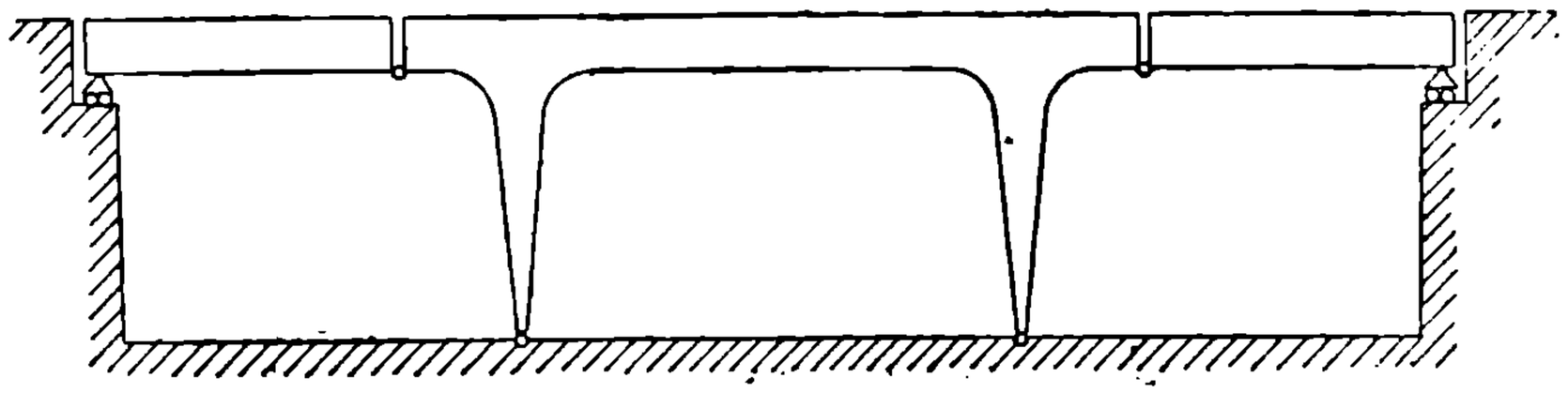
Фиг. 832.

видно, освобождение устоев от горизонтальных сил и передача их на промежуточные железные опоры-ножки нерациональна: железа требуется заметно больше, чем в случае применения консольной или неразрезной балки на качающихся стойках. Рамная система в три пролета может быть оправдана лишь желанием строителя ее осуществить [1]). Но в длинных виадуках,

[1]) Такой путепровод через улицу с пролетами 5, 12 и 5 *м* построен недавно в Кёнигсберге. „Bautechnik", 1928, H. 1.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

напр., протяжением 60 и более метров, применение рамного пролетного строения дает возможность делить виадук неподвижными пролетами на мелкие участки с подвижными опорами, без применения толстых каменных быков. Здесь эта статически неопределимая система вполне уместна.



Фиг. 833.

Наиболее простую по конструкции и дешевую систему пролетного строения в несколько пролетов дают *неразрезные* балки, которые и применяются довольно часто. Многих инженеров останавливает, однако, опасение вредных последствий осадки опор. Но осадка устоев, имеющих массивное основание и большой собственный вес, несколько времени спустя по окончании постройки должна в большинстве случаев совершенно прекратиться. Для обеспечения же промежуточных опор от осадки надо принять меры: забить бетонные или железобетонные сваи (речь идет о путепроводе) или сделать предварительную нагрузку фундамента для обмятия грунта и т. п.

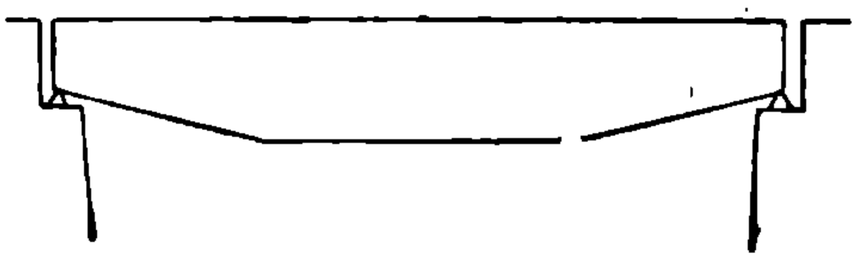
В общем же, рассматривая сооружение в его целом и не придавая серьезного значения экономии в несколько пудов железа — экономии, весьма ничтожной по сравнению с общей стоимостью моста и сопряженной часто с усложнением конструкции или с понижением технических достоинств сооружения, — в отношении выбора системы балки для мостов малых отверстий можно сделать заключение, что почти безразлично, на какой системе остановиться. Решающее значение здесь имеет вкус строителя: разрезная, консольная и неразрезная применимы одинаково и существенной разницы в техническом и экономическом отношениях не представляют. Если в неразрезных балках нет шарниров, то вместо того усложняется конструкция опорных приспособлений колонн, которые должны быть снабжены клиньями для регулирования высоты; усложняется несколько и надзор за таким мостом.

Простейшим очертанием главных балок будет такое, при котором верхний и нижний пояса параллельны, балка имеет вид прямоугольника. Этого очертания и следует, вообще говоря, придерживаться. Но возможен такой случай: пролет главной балки около 20 *м*; езда расположена поверху; расстояние между фермами, определяемое в зависимости от опрокидывающего действия ветра, получается настолько значительным, что деревянные поперечные брусья должны иметь большие размеры, а устои и быки — ширину больше нормальной наименьшей (4,25 и 4,65 *м*). В таком случае очень выгодно дать главным балкам очертание со срезанными снизу концами (фиг. 834), вследствие чего опрокидывающий момент ветра уменьшается

НБ УДУНТ (ДІІТ)

пропорционально уменьшению плеч для давлений ветра, так как опорные точки окажутся приподнятыми по отношению к силам.

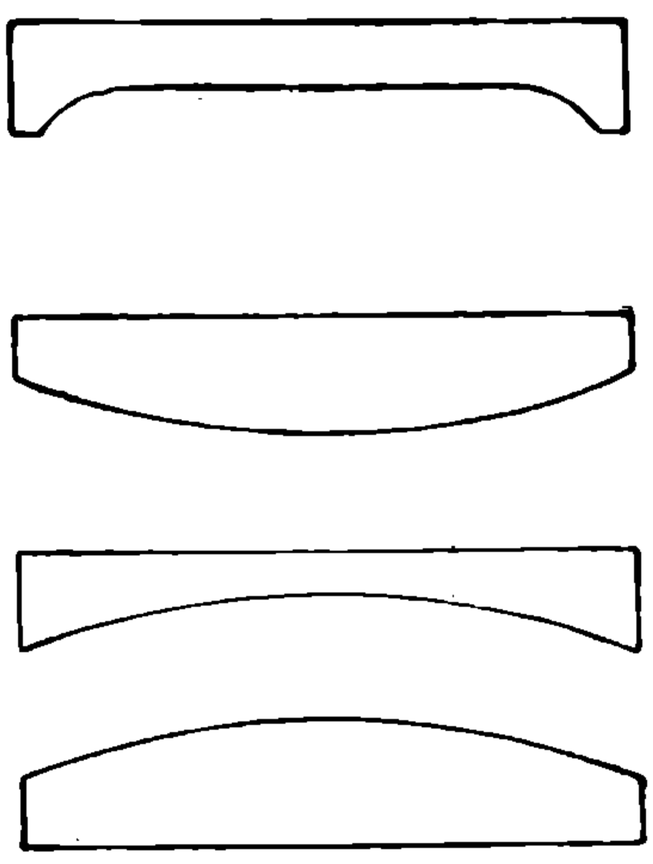
Этим путем возможно уменьшить расстояние между фермами, не теряя в устойчивости пролетного строения, чем облегчается это последнее, и, что особенно важно, сокращаются размеры устоев и быков; экономия на этих последних тем больше, чем выше мост.



Фиг. 834.

Затем, уже по эстетическим соображениям, придают иногда одному из поясов криволинейное очертание (фиг. 835). По нашему мнению, улучшение внешнего вида, достигаемое этим путем, либо сомнительно, либо ничтожно и не окупает усложнения конструкции.

Арочные перекрытия применимы как под железную, так и под обыкновенную дороги, начиная, примерно, с пролета 10—15 *м*.

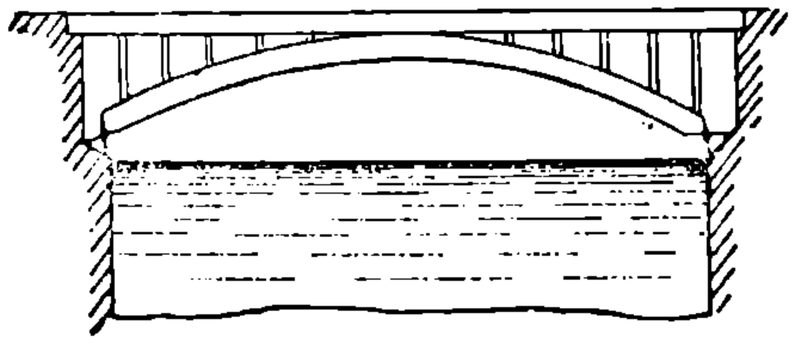


Фиг. 835.

В конструктивном отношении преимущество этой системы в большей жесткости по сравнению с балочной системой. Прогибы арочных пролетных строений приблизительно в 2—3 раза меньше прогибов балочных.

В эстетическом отношении арочные мосты стоят на первом месте среди других систем железных пролетных строений.

В экономическом отношении арочные мосты малых пролетов при обычных условиях мало разнятся от мостов балочных. Вес арки меньше веса балки того же пролета, так как в арке остается лишь верхний сжатый пояс балки; в чистом виде это относится к параболической балке при равномерной нагрузке. Но работа по изготовлению арки несколько дороже в виду криволинейного очертания. При малых пролетах стоимость моста, как известно, определяется стоимостью опор. Эти же последние при небольших пролетах почти одинаковы для обоих случаев, так как распор арки еще не получает перевеса над давлением земли и не требует увеличения массы кладки.



Фиг. 836.

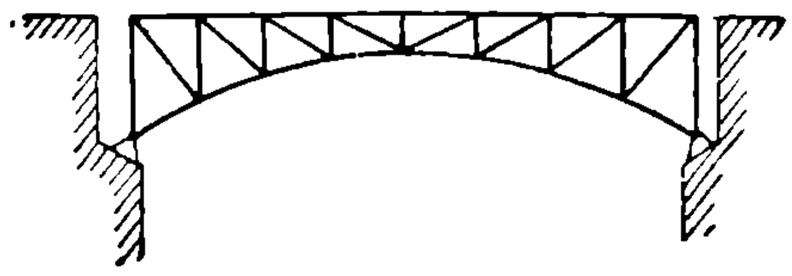
Конструктивная высота арочных пролетных строений над водотоками должна считаться от подошвы рельса или от поверхности полотна вообще до *пят* арок. Так как в огромном большинстве случаев на арочных пролетах езду приходится располагать поверху (фиг. 836), то по конструктивной высоте эти пролетные строения отвечают балочным мостам с ездою поверху. Но в отношении свободного просвета под мостом, напр., для судоходства или сплава, они требуют примерно вдвое меньше конструктивной высоты, так как для

НВ УДУНТ (ДІІТ)

судоходства и сплава нужна определенная высота просвета на половине пролета в середине его, где у арки имеется увеличение просвета.

Если арочный пролет перекрывает путь, напр., железнодорожный, то конструктивная высота его определяется расстоянием верха полотна до низа арок *в замке*; в таких случаях система стоит на ряду с балочной с ездою понизу.

Вообще говоря, эта система применяется реже, чем бы следовало по ее достоинствам, по сравнению с балочной; узкие железнодорожные устои с обратными стенками, которые в нижних частях устоя почти сливаются, могут быть даже с выгодой приспособлены для принятия распора. В балочных мостах давление ферм очень близко к передней грани устоя, куда стремится и равнодействующая напора земли и веса устоя; в арочных мостах давление на подошву устоя было бы более равномерным. Незначительное, сравнительно, увеличение стоимости тонны пролетного строения окупится сбережением на количестве материала, лучше утилизируемого, а главное — техническими и эстетическими преимуществами системы.



Фиг. 837.

Кроме арок в собственном смысле слова, т. е. изогнутых призматических стержней, применяются, как видно из предыдущей главы, *арочные фермы*, т. е. арки, составленные из стержней, соединенных шарнирами в неизменяемую систему (фиг. 837). Этот тип имеет довольно большое распространение, не оправдываемое, на наш взгляд, никакими преимуществами. В эстетическом отношении они ниже чистых арок со стойками вследствие присутствия раскосов; в техническом отношении они также ниже первых, так как представляют больше слабых мест в отношении развития ржавчины. Раскосы работают сравнительно слабо, также и верхний пояс; вес их не может быть значительно меньше веса арок первого типа. В отношении расчета эта система также ниже предыдущей, так как расчет в предположении шарнирных узлов, несомненно, дает результаты, далекие от действительности. Особенно некрасивой рассматриваемая система получается, когда нижний пояс очерчен по ломаной линии.

В отношении числа шарниров в арке нужно заметить следующее. Бесшарнирные арки имеют некоторую неопределенность распределения давления в пятах, а потому в серьезных случаях ныне не могут быть рекомендованы. Трехшарнирные арки нечувствительны к колебаниям температуры и осадке опор; их можно рекомендовать для мостов на слабых грунтах и для мостов с пологими арками, когда осадка опор чувствительно отзывается на арках, не имеющих трех шарниров. Двухшарнирные арки жестче арок трехшарнирных, проще по конструкции и несколько легче; применимы во всех случаях, когда не требуется устройства трех шарниров.

А. — Балочные мосты под железную дорогу.

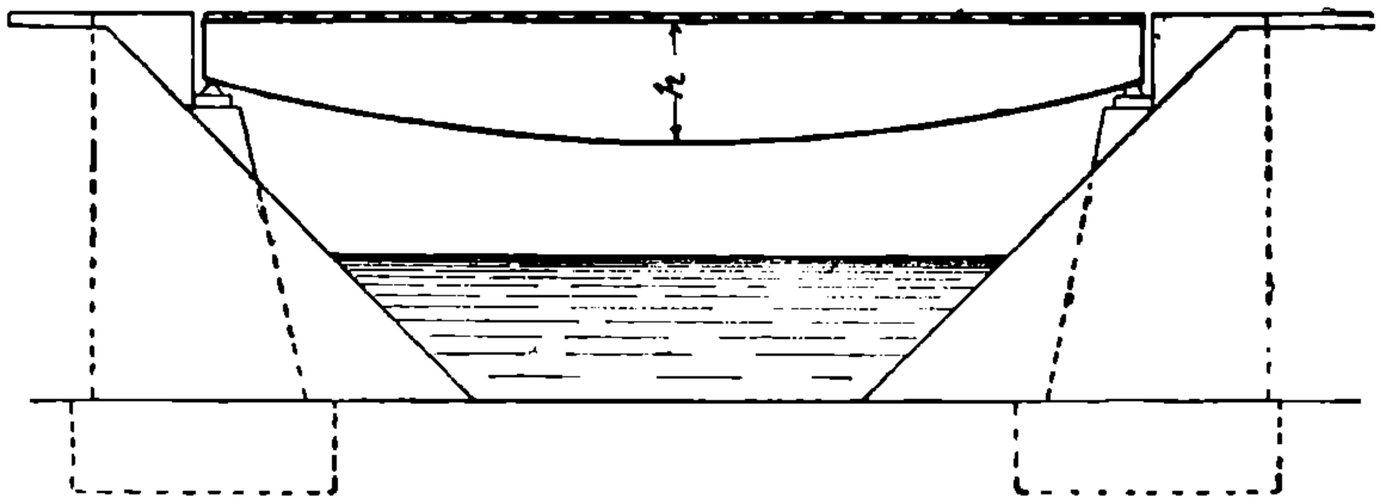
В схеме железного моста под железную дорогу подлежат обозначению число пролетов, тип опор, т. е. устоев и быков, с указанием их формы

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в разрезах. В пролетном строении нужно остановиться на определенном расположении ездового полотна относительно главных балок, выбрать систему, очертание и высоту балок, расстояние между ними, наметить положение связей.

99. Система устоев. — Тип устоя должен быть сообразован с высотою насыпи. При насыпях, высотою до 5 *м*, наиболее подходящим следует признать устой с обратными стенками. Над устоем с откосными крыльями он имеет преимущество в меньшем количестве облицовки и каменной кладки, в большей компактности сооружения. По сравнению с устоями, имеющими пустоты, продольные или поперечные проемы, преимущество его в простоте работы; усложнение кладки не окупается количеством сберегаемого объема кладки, так как негде развернуться с проемами.

При высоте насыпи от 5 до 10 *м* также применяются в практике устои с обратными стенками; но, несомненно, здесь возможно предпочтение устоев с проемами, перекрытыми сводами (фиг. 496 — 504).



Фиг. 838.

Применение обсыпного устоя (фиг. 838) во многих случаях может оказаться выгодным и целесообразным. Сравнительно небольшое увеличение стоимости пролетного строения может повести к большой экономии в кладке и объеме котлована, к улучшению условий заложения оснований и пр., в зависимости от местных условий.

Необходимо, однако, придавать устою такую форму, чтобы от постоянной нагрузки давление на подошву фундамента было в центре ее; при этом давление на грунт будет равномерное, и осадка устоя, если она будет, будет происходить без поворота устоя.

При высоте насыпи свыше 10 *м* применяются устои *раздельные* (фиг. 507), состоящие из двух частей: обсыпного устоя и быка, соединенных железной фермой. Присутствие здесь добавочных железных ферм вносит крупный недостаток в эту комбинацию. Железное пролетное строение — слабое место моста, и эта черта получает при раздельном устое дальнейшее развитие.

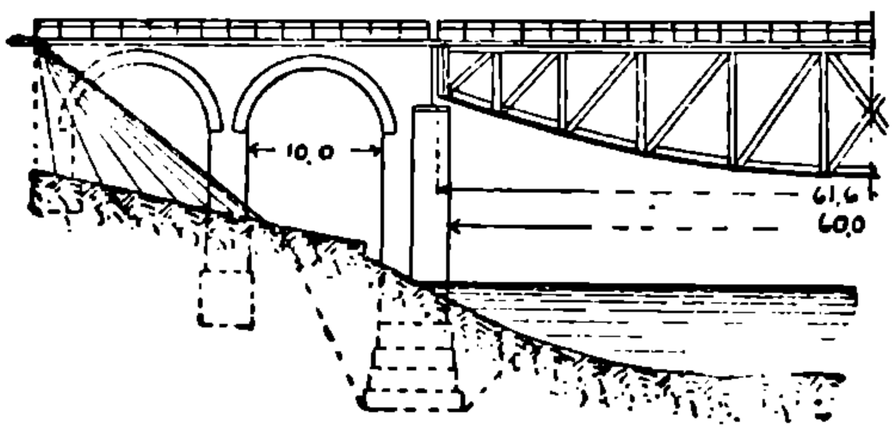
В таких случаях лучше увеличить пролет ферм и сделать их более массивными при обсыпных устоях, или вместо железных соединительных балок применить железобетонные. Лучшее же решение представляет применение каменного свода вместо железных ферм (фиг. 506). Последняя конструкция дает устой одинаковой стоимости, что и устой раздельный.

При насыпях значительной высоты, свыше 13 *м*, мост, даже малого отверстия, становится сравнительно дорогим вследствие значительной стоимости устоев. В общей стоимости такого моста стоимость пролетного

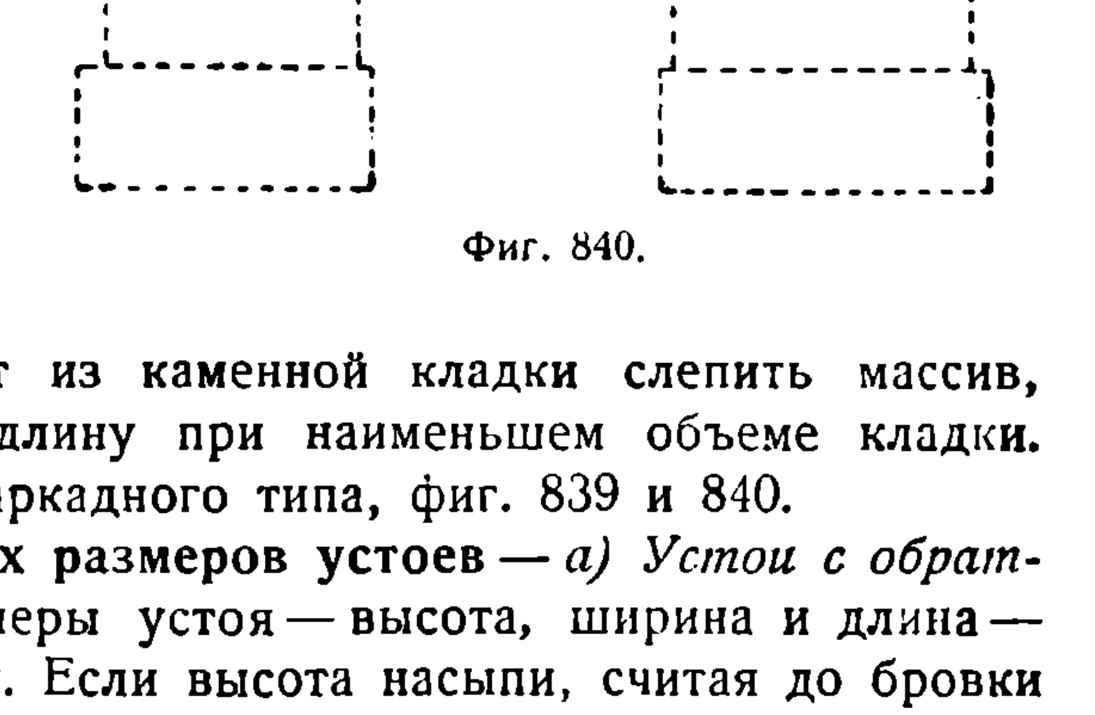
НБ УДУНТ (ДІІТ)

строения составляет ничтожную сумму, между тем недостатки его порочат все ценное сооружение. Здесь следует решительно отказываться от железных пролетных строений при каменных опорах и отдавать предпочтение каменным и железобетонным виадукам.

Если нельзя отказаться от применения железных ферм там, где они не требуются крайней необходимостью, следует, по крайней мере, избегать их размножения применением устоев раздельного типа. Этого можно достичь не без выгоды развитием устоев с проемами. Следует из каменной кладки слепить массив, который имел бы необходимую длину при наименьшем объеме кладки. Тут можно рекомендовать устои аркадного типа, фиг. 839 и 840.

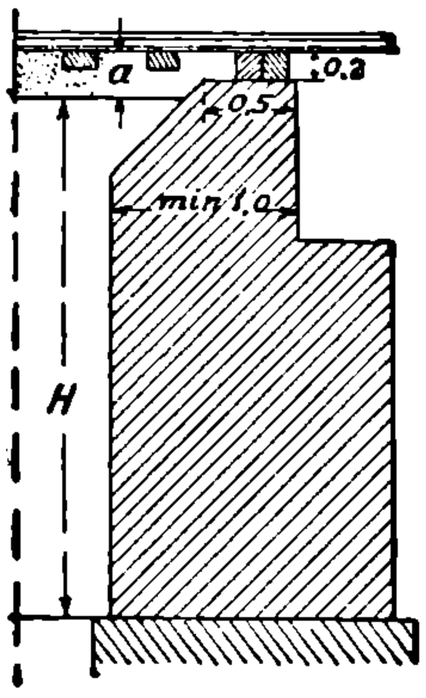


Фиг. 839.

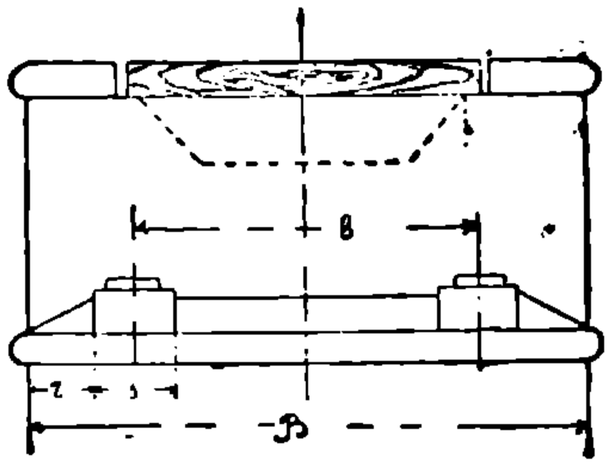


Фиг. 840.

100. Задание предварительных размеров устоев — *а) Устои с обратными стенками.* — Основные размеры устоя — высота, ширина и длина — определяются следующим образом. Если высота насыпи, считая до бровки (фиг. 841), H, толщина баласта a, то высота до подошвы рельса равна $H+a$. Передняя стенка устоя оканчивается ниже подошвы рельса на 20 — 25 *см*, так как рельс располагается здесь на одном или двух брусьях указанной высоты. При расчете давления земли следует брать всю высоту до подошвы рельса, так как брусья, будучи прикреплены к стенке, составляют ее продолжение и воспринимаемое давление баласта передают стенке.



Фиг. 841.



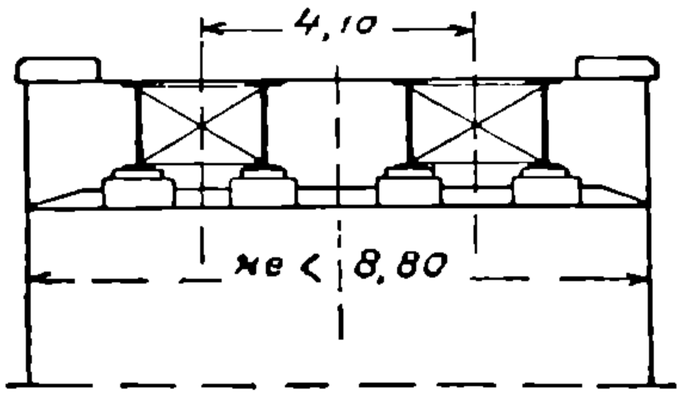
Фиг. 842.

Что касается ширины устоя, то таковая (фиг. 842) зависит от расстояния b между главными балками, которое определяет положение подферменников. Очевидно, ширина устоя должна быть несколько больше $b+s$, где s — ширина подферменного камня. Техниче-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

скими условиями требуется, чтобы расстояние от края подферменного камня до боковой грани устоя было не меньше 0,5 *м*. Таким образом:

$$B \geqq b + s + 1{,}0 \text{ м}.$$



Фиг. 843.

Наименьшее расстояние между фермами при езде поверху 1,80 *м*; наименьшая ширина подферменного камня 0,6 *м*. Тогда

$$B \geqq 1{,}80 + 0{,}60 + 1{,}00 = 3{,}40 \text{ м}.$$

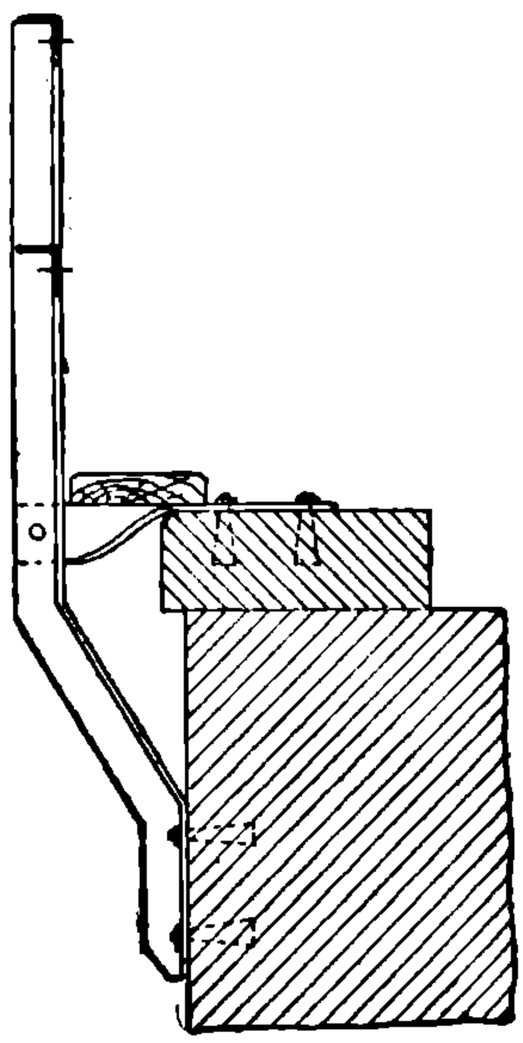
С другой стороны, карнизы, поддерживающие баласт с боков, имеют ширину 0,4 — 0,5 *м*; между ними должны помещаться шпалы длиною 2,65 *м*, причем от каждого конца шпалы до карниза нужно оставить для подбивки промежутки около 0,2 *м*. Таким образом, ширина устоя должна быть не меньше

$$2{,}65 + 2 \cdot 0{,}20 + 2 \cdot 0{,}50 = 4{,}05 \text{ м}.$$

Комиссариат назначил, как мы видели, для мостов с ездою поверху при высоте до 5,5 *м* наименьшую ширину устоя 4,25 *м*; при большей высоте моста ширина устоя должна быть 4,65 *м*.

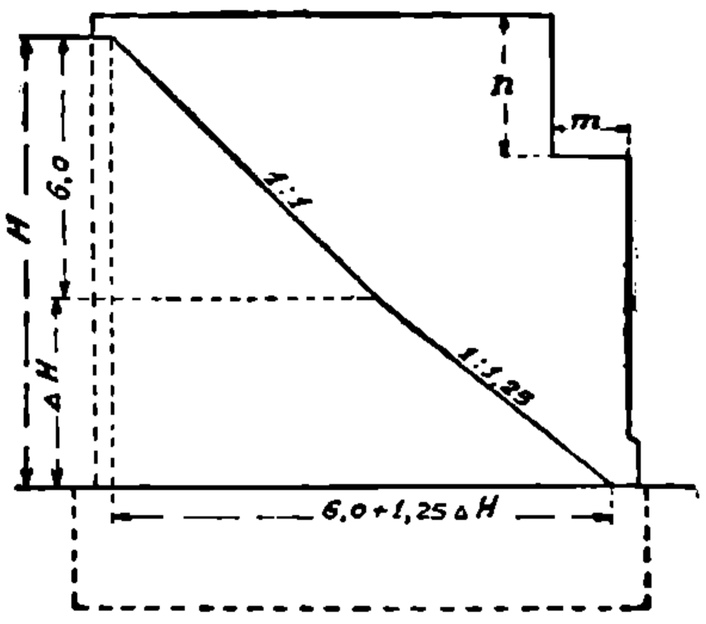
Для мостов под два пути, когда, обыкновенно, под каждый путь дается отдельное пролетное строение, ширина должна быть не меньше 8,8 *м*, что объясняется увеличением ширины на расстояние между осями путей (фиг. 843), которое равно по габариту 4,10 *м*.

Так как перила и дощатый настил расположены на ширине 4,9 *м* (по габариту), то продолжение настила на устое и прикрепление перил на нем при ширине устоев, меньшей 4,9 *м*, делается на весу (фиг. 844).



Фиг. 844.

Длина устоя берется такая, чтобы вдоль его обратных стенок поместился конус, которым кончается насыпь (фиг. 845); она определяется заложением образующей конуса, расположенной вдоль стенки устоя. При насыпях высотою до 6 *м* уклон дается 1 1; при насыпях больше 6 *м* заложение по техническим условиям равно $6{,}00 + 1{,}25\Delta H$, где ΔH избыток высоты сверх 6,00 *м*.



Фиг. 845.

Кроме того, вверху и внизу устой выдвигают за края конуса на величину от 0,30 до 0,40 *м*.

Таким образом, длина устоя:

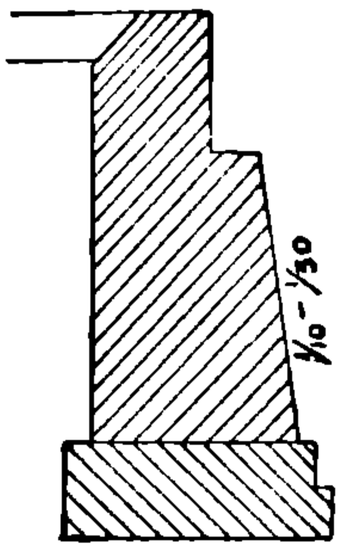
$$R = H + (0{,}60 \text{ до } 0{,}80) \text{ м при } H \text{ до } 6{,}00 \text{ м},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

или:

$$R = H + 0{,}25\,(H - 6{,}00) + (0{,}60 \text{ до } 0{,}80)\ м \text{ при } H > 6{,}00\ м.$$

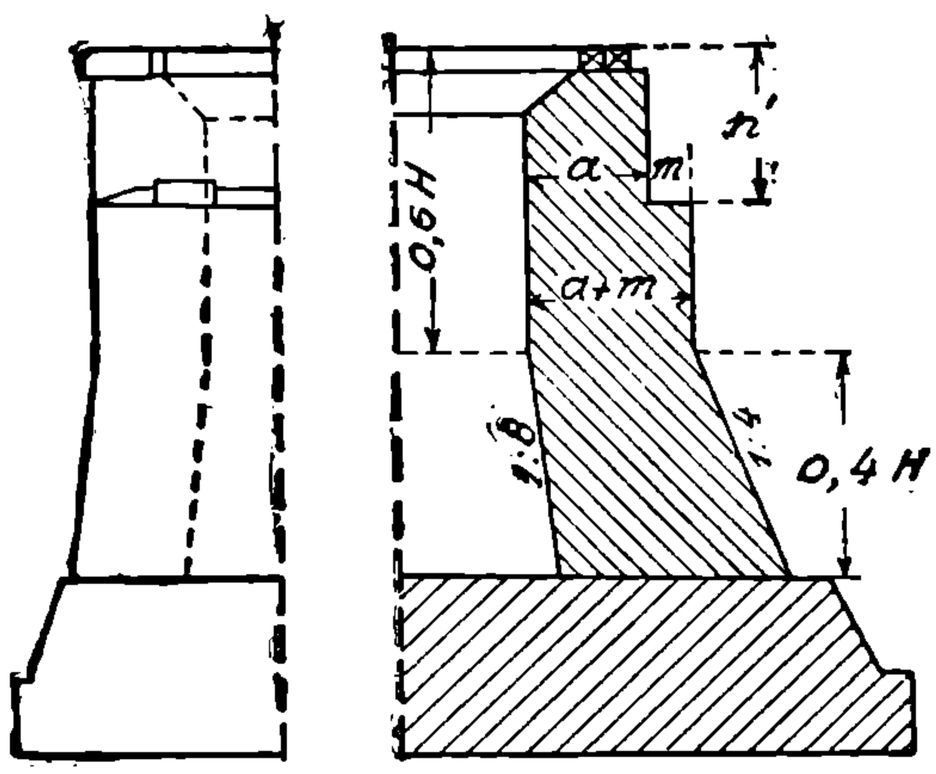
По выяснении основных размеров устоя задаются *профилем его* по фасаду моста. Обыкновенно он ограничивается вертикальными линиями. По грани, обращенной к отверстию моста, выделяется цоколь высотою 0,60 — 1,0 *м* и шкаф для помещения концов ферм; глубина шкафа *m* определяется длиной подферменного камня, к которой прибавляется уступ. Высота *n* шкафа определяется высотой ферм на опоре или, вообще говоря, расстоянием от подошвы рельса на мосту до верха подферменного камня и толщиною подферменного камня. Это расстояние может быть соображено уже по общей схеме моста.



Фиг. 846.

Если давление на кладку под подферменными камнями получается больше допускаемого для обыкновенной бутовой кладки, то либо увеличивают размеры подферменных камней, либо кладут под них прокладной ряд из грубо околотых камней и выпускают карниз.

Весьма целесообразно передней грани устоя давать (фиг. 846) уклон от $^1/_{30}$ до $^1/_{10}$, так как это отвечает условиям работы подпорной стенки, вследствие чего возможно сокращение объема кладки и уменьшение в ней напряжений благодаря более центральному расположению кривой давления. При большом наклоне стенки отверстие моста вверху увеличивается, что влечет за собою увеличение пролета для ферм, сопряженное с увеличением веса пролетного строения; перерасход железа покрывается сбережением кладки. На Московско-Виндавской ж. д. уклон придавали лишь нижней части стенки, брали его в $^1/_4$ на высоту $0{,}4H$ — высоты насыпи (фиг. 847); при этом весьма рационально придавать и задней грани стенки уклон вперед; на упомянутой дороге для задней грани принимали уклон 1 : 8.



Фиг. 847.

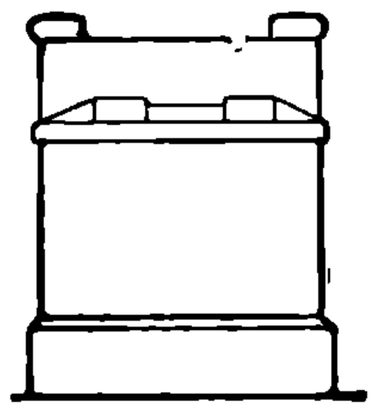
Для сбережения кладки следует делать уклон и на хвосте обратной стенки (фиг. 506), который может быть доведен без особых затруднений для производства кладки до $^1/_5$.

Для низких устоев (до 4,00 *м*) не представляет выгод придавать уклоны граням передней стенки вследствие сравнительно малого сбережения кладки и усложнения тески облицовки. При пролетах около 10 *м* и больше это может вызываться, однако, необходимостью поместить значительное давление ферм дальше от переднего ребра стенки, чтобы удержать кривую давления в средней трети.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Что касается *размеров передней стенки*, то верхняя площадка, на которой лежат брусья, имеет ширину не менее 0,5 *м*; передняя грань баластного корыта имеет уклон 1 : 1, за нею следует вертикальная внутренняя грань стенки; толщина стенки до подферменной площадки должна удовлетворять условиям устойчивости и прочности, но, во всяком случае, берется по чувству меры не меньше 1,0 *м*. При высоте шкафа до 2,0 *м* эта часть стенки по расчету на давление паровозов 100 тонн с учетом торможения должна иметь толщину до 1,40 *м*. При большем расстоянии n' (фиг. 847) от подошвы рельса до подошвы подферменного камня на Московско-Виндавской ж. д. придавали следующую толщину a верхней части стенки:

Фиг. 848.



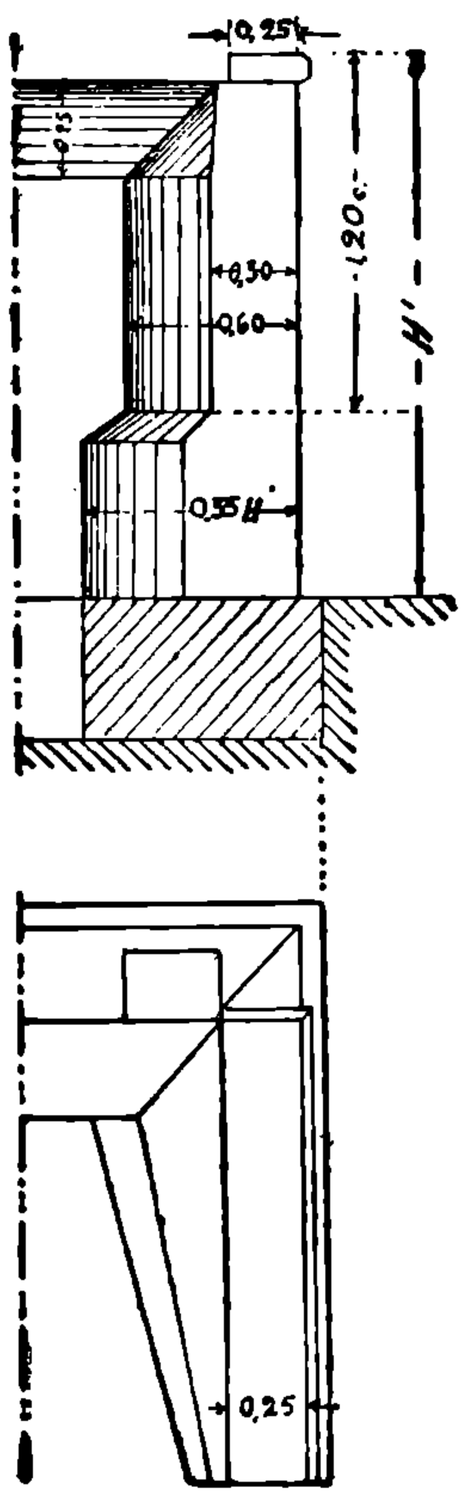
Фиг. 849.

$n' = 1{,}20$	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70 саж.
$a = 0{,}75$	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85

При дальнейшем увеличении n' брали $a = 0{,}5\ n'$.

По новым нагрузкам следует брать несколько больше.

При высоте насыпи до 4,0 *м* заднюю грань продолжают по одной отвесной плоскости до обреза фундамента. При большей высоте стенку утолщают уступами внутрь (фиг. 848), придерживаясь правила, чтобы толщина ее на глубине H' от подошвы рельса была около $0{,}6H'$. Или, как на Моск.-Виндавской ж. д., делают наклонную стенку, придавая уклон ее передней грани $^1/_4$, а задней $^1/_8$, исходя из приведенной выше толщины a на уровне подферменной площадки и делая перелом профиля на высоте $0{,}6H$ (фиг. 847).



Фиг. 850.

На второй Екатерининской ж. д. передней стенке поверху давали ширину 0,35 саж.; в плоскости подферменной площадки, соответственно расчету на напор земли и действие тормозных сил, толщину стенки брали 0,77 саж., если расстояние от подошвы рельса до площадки было не больше 0,63 саж., а если больше, то толщина определялась по выработанной управлением постройки формуле:

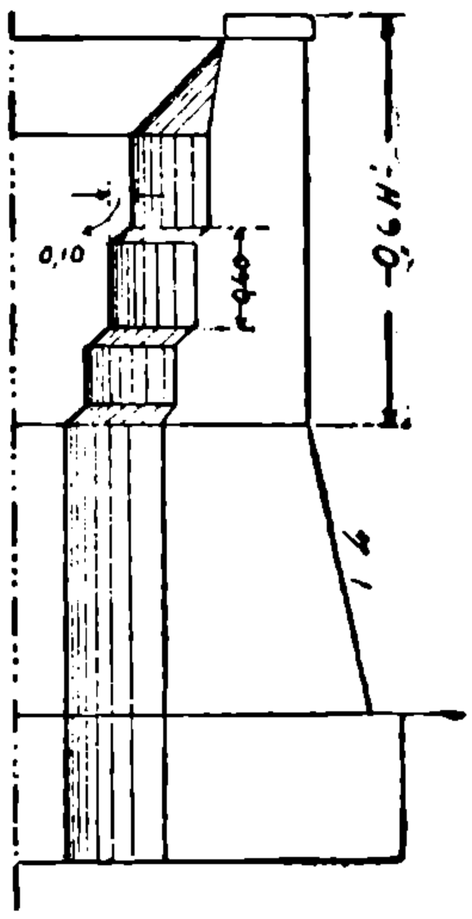
$$b_1 = 0{,}77 + 0{,}38\ (n' - 0{,}63).$$

Поперечный профиль устоя (фиг. 849) чаще всего представляется прямоугольником, на котором выделяется цоколь. Но иногда в соответствии с наклоном передней грани дают наклон и боковым граням устоя

НВ УДУНТ (ДІІТ)

(фиг. 847), за которым отчасти следит тогда и внутренняя грань обратных стенок. Цель наклона здесь та же, что и в передней стенке.

На линиях Московско-Виндавской ж. д. размеры обратных стенок задавались на следующих основаниях (фиг. 850): наверху во всю длину обратной стенки толщина равна 0,25 саж. На уровне дна баластного корыта толщина стенки в месте примыкания к передней стенке устоя 0,60 саж., на хвосте половина этого, т. е. 0,30 саж.; эти размеры удерживались на глубину 1,20 саж. от подошвы рельса, а затем внутренними уступами обратные стенки утолщались книзу с тем, чтобы по обрезу фундамента толщина была не меньше $0{,}35H'$ — высоты устоя от подошвы рельса. Этим путем можно было получить имеющийся в виду тип устоя при высоте H' до 3,00 саж., при которой по обрезу фундамента обратные стенки имеют толщину



Фиг. 851.

Фиг. 852 — 854.

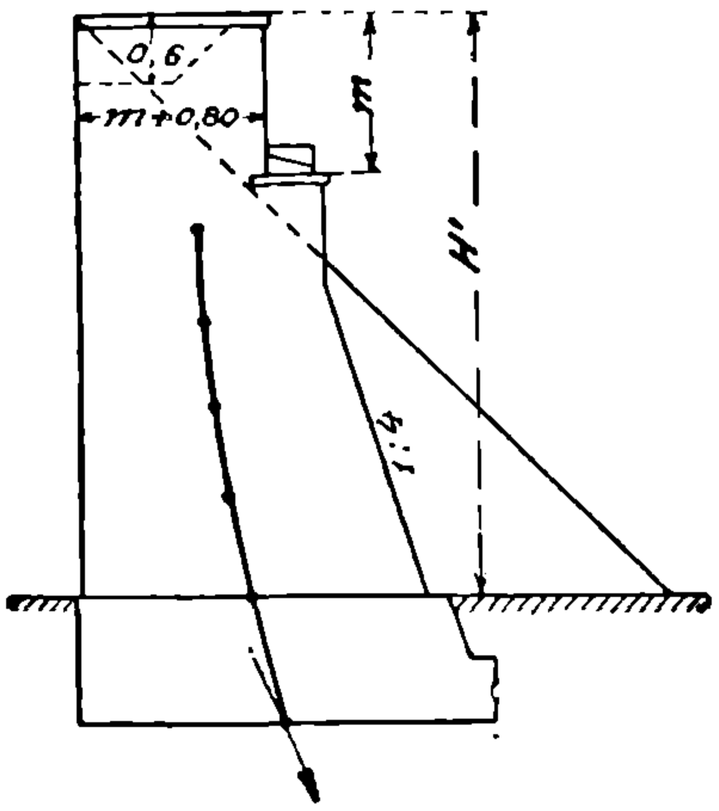
$0{,}35 \cdot 3{,}00 = 1{,}05$ саж.; между ними остается просвет при ширине устоя 2,20 саж. всего 0,10 саж. При большей высоте обратные стенки уже будут сливаться.

При высоте H' больше 3,00 саж. прибегали к уширению стенок внаружу, придавая им уклон в $^1/_4$, делая излом на уровне $0{,}6H'$ от подошвы рельса (фиг. 851). На высоте же $0{,}6H'$ от подошвы рельса утолщение производилось внутренними уступами по 0,10 саж. на каждые 0,40 саж. высоты, т. е. с тем же уклоном $^1/_4$.

Наклон наружной грани обратных стенок устоя очень целесообразен, хотя вызывает уширение фундамента. Чаще, однако, применяется уширение обратных стенок внутрь до взаимного их слияния (фиг. 852 — 854). На глубине H' следует придать обратной стенке толщину $0{,}40H'$, которая отло-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

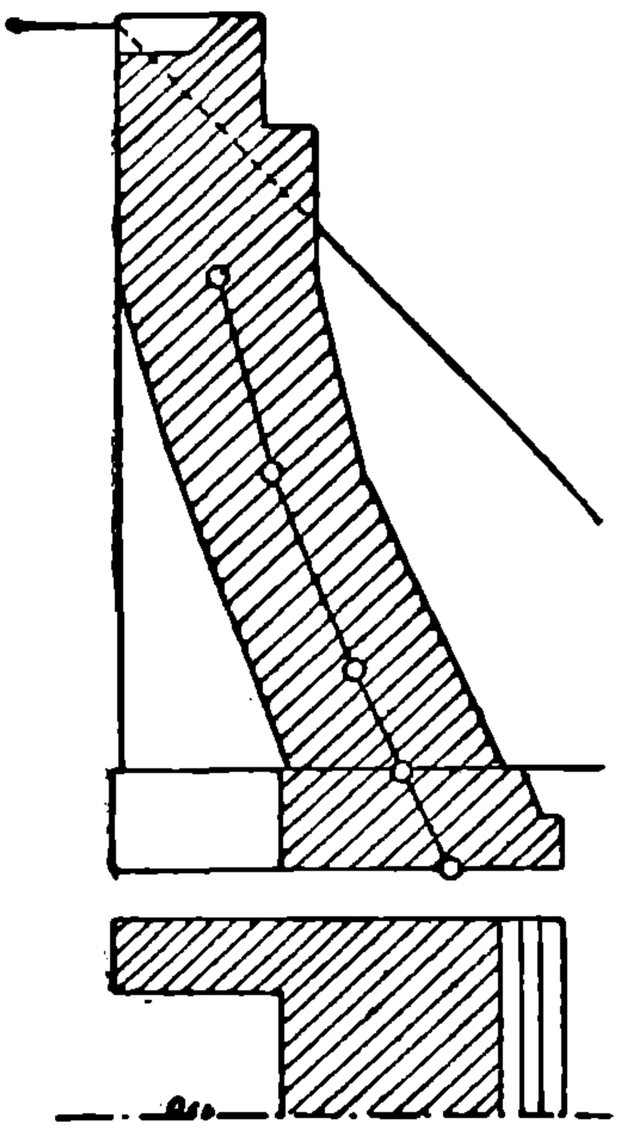
жится (фиг. 854) в виде длины cb' по задней грани ab (фиг. 852) передней стенки. При принятой толщине внутренние грани стенок встречаются в точке d (фиг. 854), где их и сопрягают площадкой шириною 0,20 *м* во избежание острого угла в кладке. Задняя грань передней стенки переходит в de.



Фиг. 855.

При таком размещении обратных стенок объем кладки, очевидно, будет меньше, чем в предыдущем типе. Тип фигуры 851 может найти применение при слабом грунте, когда нужно развить площадь фундамента, или при хорошем грунте, когда можно не делать сплошного фундамента под устоем.

b) *Устои обсыпные и раздельные.* Обсыпные устои являются выгодными по сравнению с другими типами устоев при высоте насыпи около 10 *м* и больше и при небольших береговых пролетах, когда увеличение веса железа пролетного строения покрывается сбережением кладки и облицовки. Ширина устоя берется по вышеизложенным правилам для устоев с обратными стенками. Боковые грани берутся вертикальными. Боковой профиль вверху определяется высотою m шкафа (фиг. 855), так как длина устоя поверху должна быть такова, чтобы устой заходил на 0,30—0,40 *м* в насыпь за вершину конуса и чтобы, притом, откос конуса не закрывал подферменной площадки; эта длина равна приблизительно $m + 0{,}80$ *м*. Задняя стенка устоя принимается также вертикальной в верхней его части. Баластное корыто, показанное на фиг. 855 (пунктиром) и на фиг. 856, берется глубиною 0,5—0,6 *м*; дно его имеет уклон к насыпи в $^1/_5 - ^1/_{10}$ для стока воды. Толщина передней и боковых стенок корыта поверху может быть взята от 0,6 до 1,0 *м*.


Фиг. 856.

Ниже подферменной площадки переднюю стенку устоя следует вести вертикально, для упрощения работы по облицовке; последняя на 0,2—0,4 *м* запускается в откос конуса; с конца облицовки вниз передней стенке придается уклон от $^1/_4$ до $^1/_3$, в зависимости от очертания задней грани. Чем ближе к вертикали задняя грань, тем менее вперед удаляется кривая давления, так как вес присутствующей сзади кладки оттягивает ее назад. Не менее выгодно делать срезку сзади за счет небольшого увеличения уклона передней грани; легко подобрать такие уклоны передней и задней граней, при которых кривая давления пройдет посредине стенки (фиг. 856). Для поддержания такого устоя в устойчивом равновесии, до засыпки насыпи позади

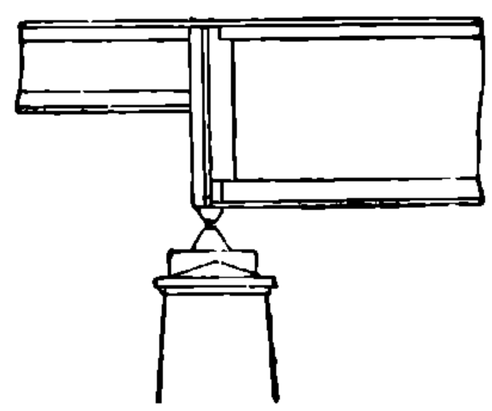
НБ УДУНТ (ДІІТ)

его, может явиться необходимость в обратных стенках на протяжении задней выемки кладки. Такие профиля подбираются уже на основании построения кривой давления по приблизительно заданному очертанию.

В раздельном устое, состоящем из обсыпного устоя и быка, обсыпная часть формируется на основании вышеприведенных указаний. Что же касается быка, то по ширине (поперек моста) размеры его должны быть назначены в зависимости от положения подферменных камней.

В большинстве случаев на устой опирается ферма небольшого пролета 10—20 *м*, а на бык — ферма среднего пролета, вследствие чего ширина быка должна быть тогда больше ширины устоя. Если береговые фермы опираются на концы средней фермы (фиг. 857), и на быке располагается по фасаду лишь один подферменный камень с центральным давлением на бык от ферм, то толщина быка вверху определяется размерами подферменного камня или толщиной быка внизу и уклоном боковых граней; приблизительно берется около 2,0 *м* или больше при большей высоте моста.

Придавая боковым граням уклон $^1/_{30}$ — $^1/_{15}$, получают размеры быка внизу, которые и изменяют, изменяя толщину вверху или уклон граней быка, в зависимости от результатов поверочного расчета на устойчивость и прочность быка.



Фиг. 857.

В кладке высоких обсыпных устоев и быков почти всегда назначают у нас прокладные ряды с целью равномерно распределить давление на горизонтальные сечения быка. Прокладные ряды делаются из крупных постелистых камней с тщательной околкой их, а иногда с теской, что вызывает довольно значительные расходы. Размещают их иногда через каждые 2 *м* по высоте и не реже 8 *м*.

Прокладные ряды — несомненный пережиток прошлого, когда кладка велась на известковом растворе и весьма медленно, годами, твердела. В этом случае прокладные ряды регулировали горизонтальные слои кладки, что имело смысл для сооружения, состоявшего из плохо связанных между собою горизонтальных слоев. Прокладные ряды служили также поперечными связями, стяжками, для слабой кладки колонны, сложенной из камней различной формы и толщины, стремящейся расколоться продольными щелями под влиянием давления по оси. Они делались из камней, прочно связанных друг с другом металлическими скобами или ласточкиными хвостами. Такие ряды сопротивлялись расползанию кладки. В настоящее же время, когда для быков применяется одномерный *постелистый* бутовый камень и прекрасный *цемент*, прочно связывающий всю кладку в монолит, прокладные ряды совершенно не нужны. А применение при этом только тесаных камней, не связанных друг с другом, является полным недоразумением. Нужна простая правильная кладка параллельными слоями с тщательной расщебенкой и с плотным заполнением пустот раствором.

В пустотелых быках прокладные ряды нужны и теперь как диафрагмы; в таком случае их всего лучше делать в виде железобетонных плит.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Второе недоразумение с прокладными рядами заключается в мысли, что они равномерно распределяют давление, нарушенное неправильной кладкой. Для этой роли требуется жесткий сплошной массив. Если он из кладки, то должен иметь высоту по меньшей мере в 3 — 4 ряда. Толщиною в один ряд можно было бы дать чугунную плиту. Такие массивы могли бы привести распределение давления к закону прямой линии. Если оно было неравномерное вследствие эксцентричного приложения равнодействующей, то никакая плита не приведет его к равномерному.

c) Устои с проемами, перекрытыми сводами. — К устоям этого типа в отношении высоты, длины, ширины применимо все сказанное о том же по поводу устоев с обратными стенками. Возникает лишь вопрос о размерах сводов и положении их в общем массиве устоя, решаемый соображениями об устойчивости и прочности отдельных частей устоя, на которые он подразделяется проемами (фиг. 503).

Толщину сводов можно определять по правилам для сводов каменных мостов (стр. 422).

Что касается толщины передней стенки ниже свода, то она должна быть не меньше толщины передней стенки выше подферменной площадки, сложенной с шириной подферменной площадки. Передняя грань передней стенки берется либо отвесной, либо с уклоном $^1/_{10}$ — $^1/_{20}$.

Задняя стенка очерчивается, исходя из толщины ее в уровне пяты свода. Здесь надо взять около 1,5 *м*. Передняя грань этой стенки имеет уклон около 1 : 3, а задняя — вертикальна, или передняя с уклоном в $^1/_{10}$, а задняя в $^1/_5$.

Обратные своды имеют стрелу подъема в $^1/_5$ — $^1/_6$ и толщину 0,4 — 0,5 *м*, в зависимости от пролета свода.

101. Задание размеров быков. — Каменные промежуточные опоры или быки в основных чертах определяются высотою, затем — шириною и толщиною вверху, шириною и толщиною по обрезу фундамента и теми же размерами по подошве фундамента.

Толщина быка вверху определяется размерами подферменных камней; если этих камней два, то при наименьшей длине камня 0,5 *м* наименьшая ширина быка равна 1,0 *м*. Этот размер и можно придавать при небольшой величине смежных пролетов, примерно до 6 *м*. При пролетах больше 6 *м* следует делать уширение быка, чтобы края подферменных камней были удалены от краев быка на 0,10 — 0,20 *м*.

В тех случаях, когда на быке расположен один подферменный камень, — что имеет место при применении для перекрытия пролетов неразрезных балок, консольных или разрезных с совмещенными опорами, — в этих случаях наименьшая толщина головы быка 1,0 *м* определяется соображениями о возможности прочной бутовой кладки с облицовкой.

Указанные выше наименьшие размеры должны быть затем сообразованы с толщиной быка по обрезу фундамента; если опора высокая и условия устойчивости и прочности требуют значительной толщины быка внизу, то в связи с выбором уклонов боковых граней возможно увеличение толщины быка наверху. Нормальным уклоном боковых граней считается $^1/_{40}$ — $^1/_{20}$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

При больших уклонах затрудняется теска облицовки, а чтобы уменьшить уклоны, надо увеличить толщину вверху.

По германским данным, в зависимости от пролета, берется:

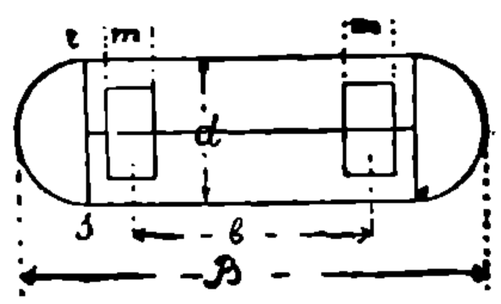
для пролетов в метрах =	15	20	30	40	50	100 *м*.
толщина быка вверху =	1,3	1,6	1,9	2,2	2,5	4,0

Ширина быка вверху определяется расстоянием между фермами, шириною подферменных камней и очертанием верха быка в плане. Если в плане бык имеет вид прямоугольника, то, подобно тому как принято для устоев, следует давать не менее 0,5 *м* от края подферменного камня до края быка, и ширина быка

$$B \geqq b + m + 1{,}0 \text{ м}.$$

Когда бык в плане имеет вид прямоугольника с прибавлением двух полукругов (фиг. 858), то диаметры *rs* полуокружностей располагают по наружной грани подферменников или отодвигают от них на 0,1—0,2 *м*; ширина получается тогда

$$B = b + m + d + 2 \cdot 0{,}20 \text{ м}.$$



Фиг. 858.

Что касается размеров по обрезу фундамента, то в невысоких мостах они получаются от размеров поверху, принимая во внимание уклоны граней. В низких мостах, примерно до 4,00 *м*, граням быка уклонов не придают для упрощения кладки, а потому по обрезу фундамента размеры те же, что и вверху, если нет цоколя. Для образования цоколя достаточно дать уступ в 0,10 *м*.

Для выбора предварительных размеров приводим данные о размерах быков русских железнодорожных мостов.

Основные размеры быков русских мостов в саженях.

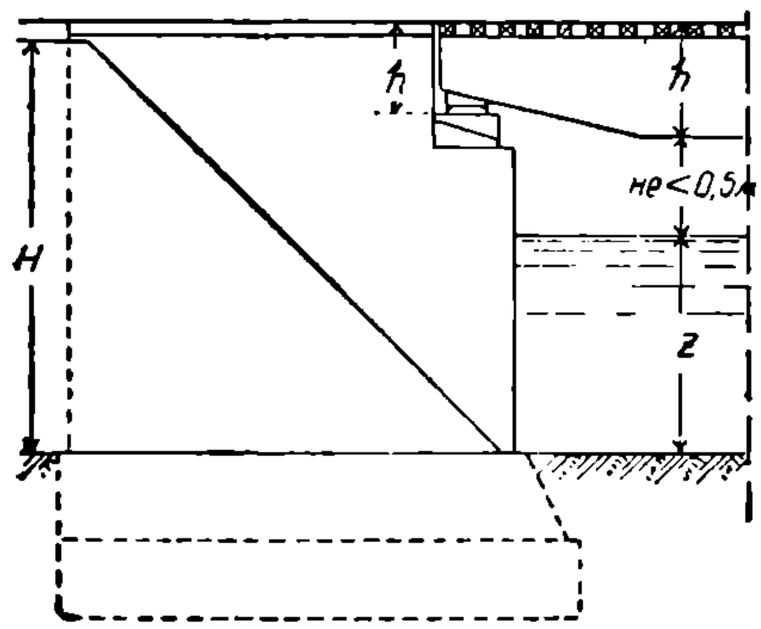
Смежные пролеты	Высота моста [1]	Высота быка [2]	Толщина быка		Уклон боковых граней	Примечания
			вверху	по обрезу фундамента		
От 1,0 до 5,0	—	до 5,00	0,75	1,00	Уступами.	Вторая Екатерининская ж. д.
6,00	—	—	0,80	1,10		
7,00	—	—	0,85	1,15		
8,00	—	—	1,00	1,25		
2,00	1,17	0,50	0,50	0,65	Вертикально.	Самарканд-Андижанская ж. д.
5,00	2,04	0,30	0,75	0,95		
10,00	3,88	2,08	1,10	1,30		

[1]) От подошвы рельса до обреза фундамента.
[2]) От подферменной площадки до обреза фундамента.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Смежные пролеты	Высота моста [1]	Высота быка [2]	Толщина быка		Уклон боковых граней	Примечания
			вверху	по обрезу фундамента		
От 2,00 .	2,96	2,21	0,63	0,83	—	Оренбург-Ташкентская ж. д.
3,00 .	2,53	1,72	0,66	0,70		
7,45 до 12,47 .	7,67	6,82	1,20	1,64	1/30	Моск. окр. ж. д.
6,40 10,65 . .	5,80	3,80	1,20	1,49	—	Полоцк-Седлецкая ж. д.
10, » 15 .	8,80	7,40	1,20	1,60	1/85	
5,00 .	< 2,70	—	0,64	0,71	—	Китайская Восточная ж. д.
	> 2,70	—	0,69	(0,82)	1/40	
10,00 .	< 3,00	—	0,96	(1,19)	1	

102. Строительная высота пролетного строения. Расположение пути.— Строительной или конструктивной высотой h пролетного строения называется расстояние по вертикали от подошвы рельса до низа пролетного строения (фиг. 859) или до верха подферменного камня, смотря по тому, что занимает более низкое положение. Конструктивная высота пролетного строения играет существенную роль при выборе системы моста в тех случаях, когда от подошвы рельса до горизонта подпертой воды имеется ограниченное расстояние.



Фиг. 859.

По техническим условиям требуется, чтобы от горизонта подпертой воды до верха подферменного камня было не меньше 0,50 *м*. При глубине подпертой воды z расстояние от подошвы насыпи (обреза фундамента) до подошвы рельса должно быть не меньше $z + h + 0{,}50$ *м*.

Если высота насыпи H плюс толщина баластного слоя меньше этой величины, то нельзя будет поставить пролетное строение такой строительной высоты. Нужно либо поднять насыпь, либо взять пролетное строение меньшей высоты, либо увеличением отверстия или углублением русла понизить горизонт подпертой воды. На этом именно пункте решается вопрос о выборе ферм с ездою поверху или понизу. Фермы с ездою поверху требуют более узких устоев и быков, сами по себе легче, дешевле и жестче ферм с ездою понизу, почему им и отдают, где можно, предпочте-

[1]) От подошвы рельса до обреза фундамента.
[2]) От подферменной площадки до обреза фундамента.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ние. Где нельзя поднять насыпь или понизить подпорный горизонт углублением русла или увеличением отверстия моста, там принимают езду понизу или уменьшают пролеты, увеличивая число их.

При езде понизу, когда полотно лежит на балочной клетке, может также нехватить места; в таких случаях прибегают к специальным типам низкой проезжей части, к числу которых относится клепаный волнистый настил.

Ниже приводим данные о конструктивной высоте ферм различных пролетов с ездою поверху, принятые на постройке второй Екатерининской ж. д. и Западно-Амурской ж. д. (по нормам нагрузок 1907 г.). Полотно на деревянных поперечинах.

Конструктивная высота при езде поверху.

Отверстие саж.	Расчетный пролет *м*	Расстояние между фермами *м*	Расстояние от под. рельса до верха подферм. камня		Размеры подферменного камня саж.
			м	саж.	
1,00	2,84	1,83	1,007	0,47	0,25 × 0,30 × 0,15
2,00	5,08	1,83	1,282	0,60	0,27 × 0,30 × 0,15
3,00	7,22	1,83	1,41	0,66	0,28 × 0,35 × 0,15
4,00	9,40	1,83	1,64	0,77	0,30 × 0,38 × 0,20
5,00	11,60	1,83	1,90	0,89	0,32 × 0,40 × 0,20
6,00	13,70	1,83	2,23	1,04	0,34 × 0,45 × 0,20
7,00	15,90	2,00	2,59	1,21	0,35 × 0,52 × 0,20
8,00	18,50	2,13	2,93	1,36	0,45 × 0,50 × 0,20
10,00	22,80	2,40	2,77	1,30	0,50 × 0,50 × 0,20

При постройке Петроград-Витебской ж. д. пользовались для мостов с ездою поверху приблизительно такими же величинами конструктивной высоты пролетного строения. Для мостов с ездою понизу принимали данные, приведенные в нижеследующей таблице:

Конструктивная высота при езде понизу.

Отверстие саж.	Расчетный пролет саж.	Расстояние от подошвы рельса до:		Ширина подфермен. площадки саж.	Расстояние между осями ферм саж.
		верха подф. камня саж.	низа фермы саж.		
5	5,38	0,31	0,28	0,35	2,40
7	7,50	0,51	0,38	0,45	2,41
10	10,48	0,52	0,46	0,55	2,45
12	12,54	0,84	0,58	0,60	2,48
14	15,52	0,90	0,64	0,65	2,52

НБ УДУНТ (ДІІТ)

По проектам мостового бюро Центрального управления жел. дорог НКПС, составленным для нагрузки „*H*" 1925 г., имеем следующие данные:

Конструктивная высота.

Расчетный пролет *м*	Высота стенки балки $\frac{h}{l}$	Расстояние между балками *м*	Расстояние от подошвы рельсов до:	
			верха подферм. камня *м*	низа фермы *м*
Езда поверху				
9,5	1 : 7,9	2,0	1,65	1,49
11,75	1 : 7,8	2,0	1,95	1,79
14,0	1 : 7,8	2,0	2,26	2,11
18,2	1 : 7,9	2,1	3,01	2,59
23,0	1 : 7,9	2,1	3,63	3,20
27,0	1 : 9	2,1	3,84	3,31
Езда понизу				
18,2	1 : 8,7	4,8	1,43	1,06
23,0	1 : 10	5,0	1,84	1,41

Но нетрудно установить эту высоту и без практических данных, занявшись уяснением основных размеров пролетного строения. Высоту фермы можно взять в $^1/_{10}$ пролета при величине пролета от 10 до 20 *м*. При меньшей величине пролета лучше взять $^1/_8$; в случае нужды можно и здесь взять $^1/_{10}$ и даже $^1/_{14}$. Прибавив сюда на горизонтальные листы 0,04 *м*, на поперечные брусья при расположении езды поверху 0,25 — 0,30 *м*, на толщину опорных подушек около 0,10 — 0,15 *м*, в зависимости от величины пролета, получим конструктивную высоту

$$h = \left(\frac{1}{8} \text{ до } \frac{1}{10}\right) l + 0{,}45 \ м,$$

что, например, для пролета 10,0 *м* дает величину

$$h = 1{,}25 + 0{,}45 = 1{,}70 \ м.$$

При пролетах больше 15 *м* требуется устраивать опоры на катках, в виду чего нужно прибавить еще 0,15 — 0,20 *м*.

При $l = 17$ *м* будем иметь, таким образом,

$$h = 1{,}70 + 0{,}70 = 2{,}40 \ м.$$

Конструктивную высоту моста с ездою понизу также нетрудно подсчитать, исходя из высоты поперечных балок, зависящей от расстояния между фермами.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Например, при расстоянии между фермами 4,20 *м*, высоте поперечной балки $^1/_7$, т. е. 0,60 *м*, строительная высота составится из:

возвышения деревянных поперечин над поперечной балкой	0,05 *м*
высоты поперечной балки	0,60 *м*
толщины горизонт. частей пояса главной балки .	0,04 *м*
высоты опорных частей от 100 до 300 *мм*	0,30 *м*
всего	0,99 *м*.

При клепаном волнистом настиле строительная высота слагается из:

возвышения поперечины (деревянной) над волной	0,02 *м*
высоты волны от 0,22 до 0,40 *м*	0,25 *м*
толщины горизонт. частей пояса главной балки .	0,04 *м*
высоты опорных частей (от 0,100 до 0,300)	0,15 *м*
всего	0,46 *м*.

Из этих данных видно, что наименьшей высоты требуют мосты с ездою понизу и клепаным волнистым настилом, почему эта система проезжей части и получила у нас распространение при устройстве путепроводов, где требуется дать возможно меньшую высоту насыпи, о чем уже была речь.

Что касается мостов с баластным корытом, то конструктивная высота подсчитывается по схеме сооружения, а для предварительных соображений можно воспользоваться данными нижеследующей таблицы для германских мостов (Dircksen).

Конструктивная высота ферм германских мостов.

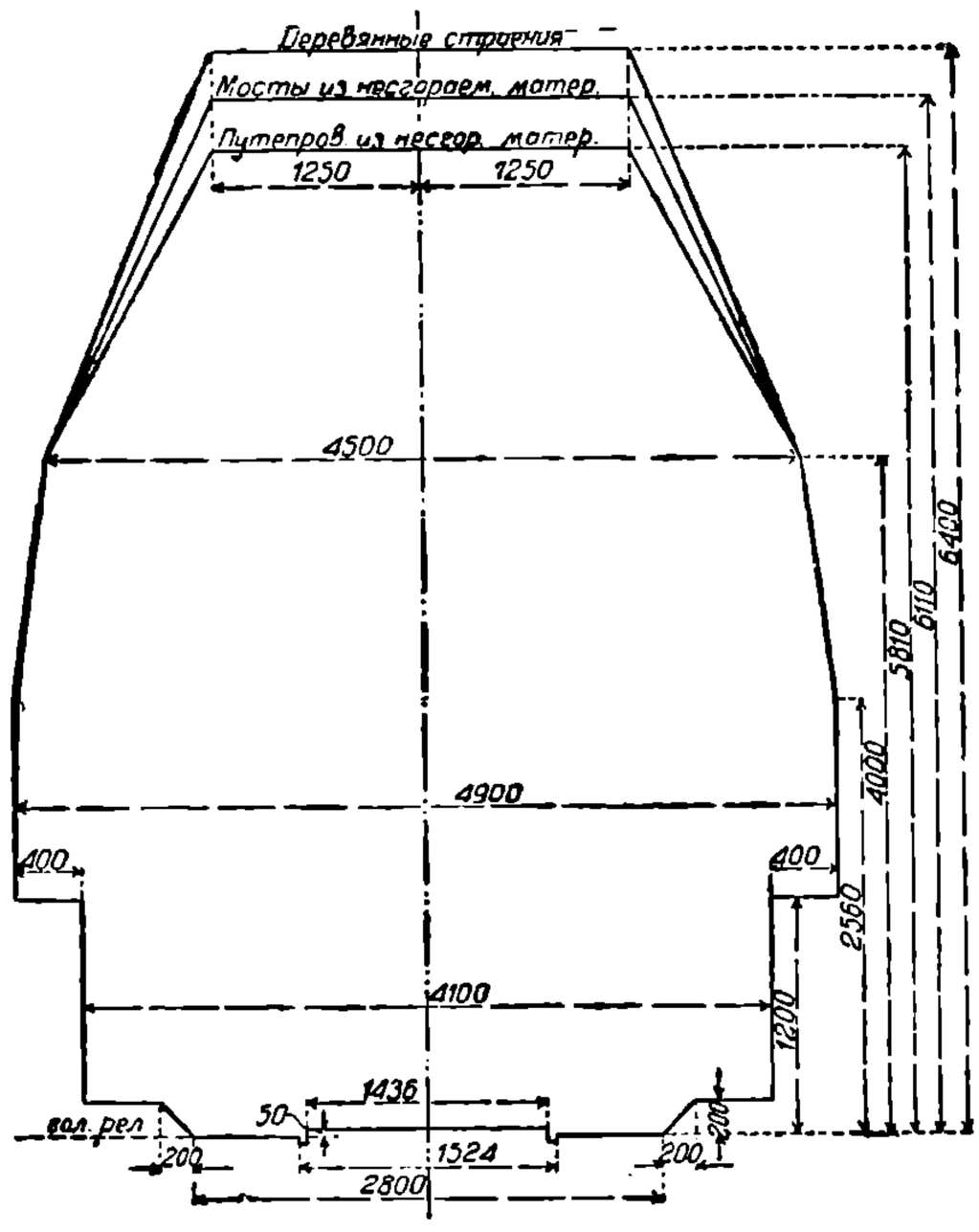
Род ферм	Расчетный пролет L *м*	Расстояние между главными балками *м*	Конструктивная высота: наименьшая *см*	Конструктивная высота: желательная *см*
1. Балки со сплошной стенкой, рельсы уложены непосредственно на поперечных балках . . .	⩽ 10	1,90 — 3,20	37 — 48	—
	⩽ 11,5	3,3	50	—
	⩽ 17.5	3,7	52	—
2. Балки со сплошной стенкой, езда понизу на деревянных поперечинах.	⩽ 15,5	3,75	56	86
	⩽ 20	4,80	58	88
3. Балки со сплошной стенкой, езда поверху на деревянных поперечинах .	⩽ 12	1,6 — 1,8	$\frac{L}{12}+37$	$\frac{L}{10}+46$
	13 — 26	1,6 — 1,8	$\frac{L}{12}+39$	$\frac{L}{9}+49$
4. Балки со сплошной стенкой, езда понизу; баластный слой; панели около 1,5 *м*	⩽ 13	3.4	72.5	100
	⩽ 16	3,15	75	105
	20	4,8	80	120
5. То же при езде поверху	⩽ 26	—	$\frac{L}{14}+46$	$\frac{L}{9}+85$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В этой таблице конструктивная высота считается от головки рельса до низа пролетного строения. Высота балок соображена с допускаемым прогибом от подвижной нагрузки, который не должен превосходить $^1/_{1100}$ пролета. Для продольных балок при наименьшей конструктивной высоте предположено двутавровое железо с широкими полками (Differdinger).

В общем, мосты с баластным корытом имеют такую же конструктивную высоту, как соответственные мосты без баласта.

103. Расстояние между фермами при езде понизу. Габарит.—Выбрав при помощи соображений о конструктивной высоте расположение полотна вверху или внизу главных балок, переходят к определению расстояния между главными балками. В мостах с ездою понизу фермы возвышаются над головкою рельса на большую или меньшую высоту, в зависимости от которой их приходится ставить друг от друга на большее или меньшее расстояние для свободного пропуска подвижного состава. Размеры просвета, необходимого для пропуска подвижного состава, определяются *габаритом* приближения строений, изображенным на фиг. 860.



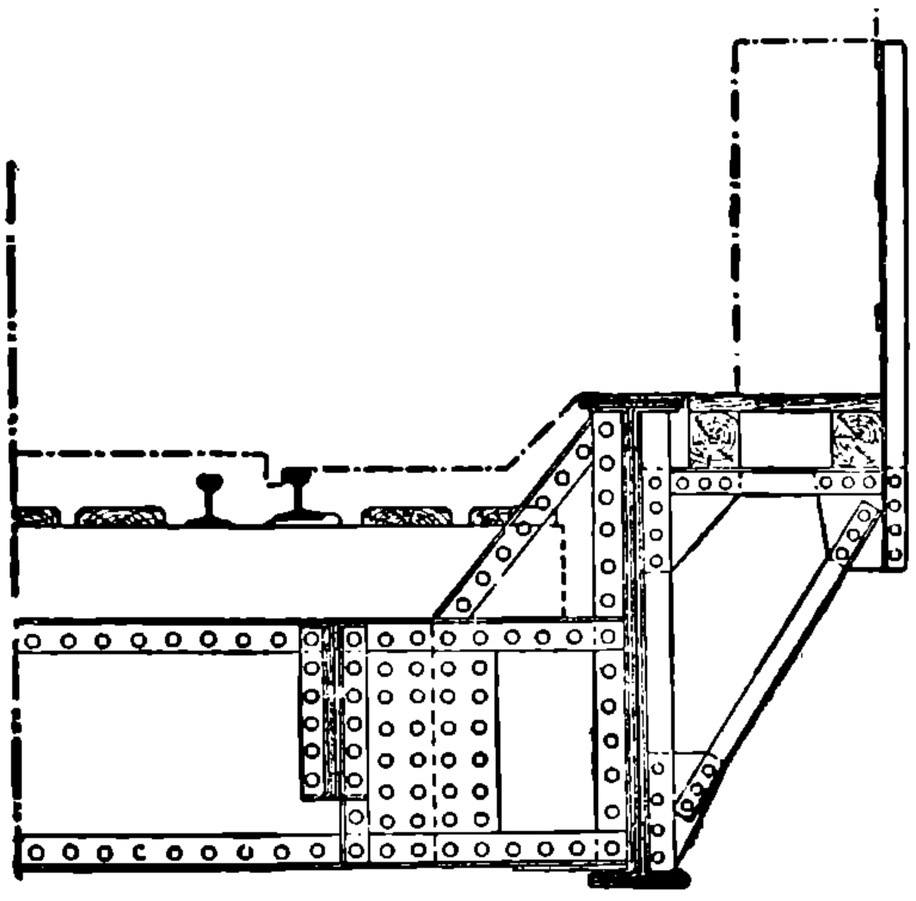
Фиг. 860.

По габариту следует, что, если главные балки возвышаются над головкою рельса не больше 0,20 *м*, расстояние между балками должно быть 3,20 плюс ширина горизонтальных листов пояса; полагая последнюю равной около 0,30 *м*, будем иметь расстояние между осями главных балок 3,50 *м*. Так как между перилами расстояние должно быть не меньше 4,90 *м*, то их приходится располагать на консолях, устраивая тротуары (фиг. 861).

Когда по размерам строительной высоты проезжую часть требуется опустить глубже, то это возможно, если поместить главные балки во второй уступ габарита (фиг. 862). Для этого главные балки не должны возвышаться над головкой рельса больше, чем на 1,20 *м*. Расстояние между балками должно быть не меньше 4,10 *м* плюс ширина поясных листов, на которые можно приблизительно положить 0,36 *м*, т. е. расстояние будет не меньше 4,46 *м*. Перила и тротуары и здесь приходится выносить на консолях наружу ферм, а для того, чтобы дать возможность сторожу удобно и быстро переходить с моста на тротуар, помещают вдоль балок ступени. Устройство ступеней считается некоторыми инженерами мерой

НБ УДУНТ (ДІІТ)

недостаточной, почему они отказываются, при значительном возвышении главных балок над полотном, ставить их на расстоянии меньшем 4,90 *м* + *B*, где *B* ширина пояса; при этом расстоянии сторож может при проходе поезда стоять у главной балки.



Фиг. 861.

Наконец, если фермы должны возвышаться больше, чем на 1,20 *м* над головкой рельса, их следует раздвигать на расстояние 4,90 *м* + ширина поясов, около 0,40 *м*,— всего 5,30 *м* или около этого.

В мостах с балластным слоем расстояние между фермами должно быть сообразовано не только с габаритом приближения строений в зависимости от высоты главных балок, но и с конструкцией балластного ящика.

Длина шпалы 2,70 *м*; для удобства подбивки и рехтовки пути нужно от концов шпал до стенок ящика оставить промежутки не меньше 0,20 *м* таким образом, ширина балластного ящика должна быть не меньше 3,10 *м* для одного пути нормальной колеи.

В начале применения балластных корыт на железных мостах балластный слой отделялся от стенок главных балок особыми листами из опасения быстрого ржавления железа от соприкосновения с сырым баластом. В этих случаях боковые стенки укреплялись в расстоянии около 0,20 *м* от главных балок, определяемом удобствами клепки; следовательно, расстояние между главными балками должно быть взято около 3,50 *м*; кроме того, должны быть удовлетворены требования габарита.

Фиг. 862.

Но опыт показывает, что осмолка боков фермы или, лучше, смазка их цементным раствором хорошо предохраняет железо от ржавчины. Поэтому в последнее время особые боковые стенки ставят реже. Например, путепроводы соединительных ветвей под Ленинградом в Лесном не имеют их, баласт поддерживается с боков главными балками.

В этом случае к определенной выше ширине балластного ящика (3,10 *м*) нужно прибавить около 0,20 *м*, чтобы устранить неудобства подбивки шпал,

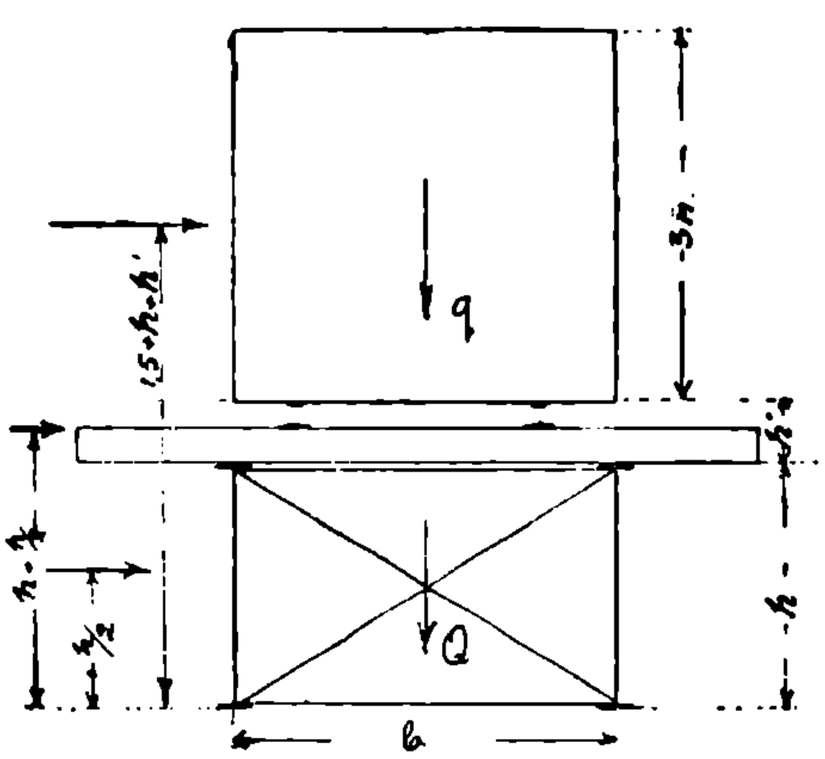
НБ УДУНТ (ДІІТ)

вызываемые присутствием поясов главных балок. Расстояние между главными балками будет тогда 3,30 *м*, которое и принимается, если позволяет габарит в зависимости от возвышения главных балок над головкой рельса.

Высота баластного ящика определяется толщиной баластного слоя, который по германской практике берется таким, чтобы от верха железного настила до низа шпал было от 15 до 20 *см*; при толщине шпалы 13,5—15,5 *см* это дает высоту баластного слоя от 0,30 до 0,35 *м*.

104. Расстояние между фермами при езде поверху определяется уже на других основаниях. Фермы могут быть сближены настолько, насколько позволяют условия прочности и устойчивости. В данном случае возникает вопрос об устойчивости пролетного строения на опрокидывание его ветром.

По чувству конструктивной меры расстояние между главными балками не должно быть меньше расстояния между осями рельсов, равного 1592 *мм*. Езда по мосту будет более плавной, если деревянные поперечины поставить в условия работы на изгиб. Для этого расстояние между главными балками увеличивают и за наименьшее берут 1,80 *м*, чаще 1,90 — 2,0 *м*.



Фиг. 863.

Выбранное по примеру существующих сооружений или по другим соображениям расстояние между главными балками поверяется на устойчивость.

Пусть имеем пролетное строение (фиг. 863) в поперечном разрезе из двух балок высотою h, пролетом l, полной длиною l_0, с проезжей частью высотою h'; тогда опрокидывающий момент давления ветра в отсутствии поезда на мосту (250 *кг/м²*) равен:

$$\left[l_0 h \cdot 250 \cdot \frac{h}{2} + h' l_0 \cdot 250 \cdot \left(h + \frac{h'}{2}\right)\right] кг \cdot м.$$

При расположении поезда на мосту давление ветра принимается 150 *кг/м²*, а высота поезда 3,00 *м*. Момент опрокидывания будет:

$$\left[l_0 h \cdot 150 \cdot \frac{h}{2} + h' l_0 \cdot 150 \cdot \left(h + \frac{h'}{2}\right) + 3{,}00 \cdot l_0 \cdot 150 \cdot (1{,}50 + h + h')\right] кг \cdot м.$$

В первом случае опрокидыванию пролетного строения сопротивляется его вес Q (см. ниже).

При расположении на мосту поезда предполагают невыгоднейший случай, когда вагоны пустые, вес их принимается $q = 850$ до 1000 *кг* на погонный метр пути; момент сил, противодействующих опрокидыванию, будет:

$$\frac{Q \cdot b}{2} + \frac{q \cdot l_0 \cdot b}{2},$$

где b — расстояние между главными балками.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Если задаться сперва величиною b, то, взяв отношение момента давления ветра к моменту веса, найдем коэффициент устойчивости, который признается достаточным, если он не меньше 1,40—1,50. Подбираем b так, чтобы это условие было выполнено.

105. Вес пролетных строений.— При поверке устойчивости ферм и для дальнейших расчетов необходимо располагать данными о весе пролетных строений. Эта величина определяется либо по данным о существующих сооружениях, либо по эмпирическим формулам, дающим искомую величину с достаточной точностью, так как ошибка в определении веса пролетного строения слабо отзывается на результатах.

Приводим веса пролетных строений, полученные по данным из проектов мостового бюро Ц. у. ж. д. для нагрузки „*H*“ 1925 г. Мосты с ездою поверху, путь на деревянных поперечинах.

Расчетный пролет *м*	10	12	14	16	18	20	23
Вес железа в прол. строении тонн.	9,40	12,8	16,8	21,8	26,6	33,2	43,5
Полный вес прол. строения тонн. .	17,0	21,8	27,0	32,6	38,7	46,4	60,4

Вес пути на мосту (поперечины, доски, рельсы и т. п.) учтен здесь в размере 900 *кг* на *м* пути, из них 60 *кг* перила и прикрепления поперечин. На связи в среднем приходится 15% веса металла.

Эмпирические формулы, дающие вес пролетного строения (с проезжей частью) в зависимости от пролета l, имеют вид:

$$q = (\alpha l + F)\ кг \text{ на } 1 \text{ погонный } м \text{ пути.}$$

В этой формуле F можно принять равным 900 *кг*.

Что касается α — коэффициента веса ферм со связями, — то, по данным проф. Стрелецкого [1]), полагая 15% на связи, получим для величины α следующие значения:

$l =$	8	10	12,5	15	17,5	20 *м*;
$\alpha =$	89	88	83	81	79	78 *кг*.

Инженер Dircksen для мостов, спроектированных по прусским нормам 1903 г., дает следующую таблицу:

---

[1]) *Н. Стрелецкий*, Законы изменения веса металлических мостов, М. 1926 г., стр. 48.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Вес мостов со сплошной стенкой для жел. дор. на 1 погонный метр пути. $L = 10$ до 25 *м* — расчетный пролет.

Конструкция ферм	Расстояние между главными балками *м*	Полный собственный вес *кг*	Вес главных балок со связями и опорными частями *кг*	Вес проезжей части: балочн. клетки и настила *кг*	Полотно, поперечины, рельсы, настил, баласт *кг*
Балки со сплошной стенкой; поперечины непосредственно на поясах главных балок	1,8	$880 + 54\,L$	$240 + 54\,L$	—	640
	2,0	$1016 + 54\,L$		—	775
Балки со сплошной стенкой; езда понизу, с одной стороны тротуар; без баласта	3,3	$1245 + 44\,L$	$270 + 44\,L$	380	595
	3,3	$1330 + 44\,L$		430	630
	3,7	$1450 + 44\,L$		520	660
Балки со сплошной стенкой; балластное корыто без особых боковых стенок	3,3	$3780 + 49\,L$	$270 + 49\,L$	670	2840
	3,7	$4370 + 49\,L$		840	3260
Балки со сплошной стенкой; балластное корыто с особой боковой стенкой	3,3	$3720 + 49\,L$	$270 + 49\,L$	770	2680
	3,7	$4030 + 49\,L$		940	2820

Высота балки со сплошной стенкой предположена $^1/_{10}\,L$; если высоту придется уменьшить до $^1/_{14}$, то вес главных балок надо увеличить на 20%.

Если мост косой, надо добавить к весу проезжей части 15%.

Если мост расположен на кривой радиуса меньше 300 *м*, вес моста должен быть увеличен на 12%.

Вес дерева принят . . . . . 1000 *кг* в 1 *куб. м*;
баласта принят . . . . . 2000 *кг* в 1 *куб. м*.

106. Выбор системы проезжей части.—В практике современного русского мостостроения этого вопроса почти не существует благодаря твердо установившимся казенным образцам. Если полотно расположено поверху главных балок, проезжая часть состоит из деревянных поперечин определенных размеров, поставленных на определенных расстояниях и покрытых узаконенной толщины деревянным настилом.

Если езда расположена понизу главных балок, то имеется столь же определенный ответ на вопрос о системе проезжей части: балочная клетка из продольных и поперечных балок и на ней упомянутая выше конструкция полотна на деревянных поперечинах.

Впрочем, когда конструктивная высота очень стесняет, прибегают, как упоминалось уже не раз, к устройству американской проезжей части из клепаного волнистого настила, применение которой, если не ошибаемся, у нас впервые сделано на Закавказских железных дорогах.

В последнее время на некоторых линиях применены в единичных случаях системы с балластным слоем на сплошном железном или железо-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

бетонном настиле. За границей эта система получила большое распространение, особенно в Германии, и, конечно, представляет собою значительное улучшение технических свойств железных пролетных строений, а именно: пролетное строение получает большую массу, что способствует уменьшению дрожаний и вообще динамического действия подвижного состава, которое, с другой стороны, благодаря баласту сильно смягчается; не так страдают соединения балок между собою. Затем путь становится независимым от конструкции моста, непрерывным и однообразным, как и на каменных мостах и трубах. Езда более покойна и бесшумна. В случае схода поезда на мосту, колеса имеют всюду поддерживающую их от провала конструкцию, вследствие чего уменьшаются шансы на разрушительные последствия схода. На мосту нет деревянных частей, способных гореть; полотно моста не пропускает дождевой воды и капель масла.

Причины, по которым у нас избегали применять эту систему, заключаются в том, что такие мосты тяжелее и дороже мостов излюбленных типов, а главное — железные части, прикрытые баластом, затрудняют осмотр.

Стремление к дешевизне сооружений заслуживает, конечно, поощрения, но нужно помнить, что это не единственное руководящее начало инженерной деятельности; очень часто утрированная экономия обращается вскоре в свою противоположность.

Что касается трудностей осмотра, то, ведь, его не требуется производить ежедневно при помощи путевого сторожа. Достаточно посмотреть прикрытые баластом части раз в год, при общем осмотре всех железных мостов, для чего можно и снять баласт по частям и произвести осмолку железа или прикрытие цементным раствором и проверить действие приспособлений, отводящих воду. Факт тот, что уже существуют такие мосты и с ними справляются.

Итак, если уж применять железные пролетные строения для мостов малых пролетов, то надо их применять с баластным слоем, как при расположении езды поверху, так и при расположении езды понизу. Правда, в этом случае они и по единовременным затратам будут обходиться дороже каменных мостов, но мы уже и раньше пришли к заключению, что применение железных пролетных строений при малых пролетах должно быть, вообще, ограничено некоторыми лишь специальными случаями: разборные мосты, разводные, особые случаи путепроводов и т. п.

В Швейцарии баластное полотно применено не только на малых мостах, когда вес полотна не слишком тяжело отзывается на стоимости моста, но и в мостах с значительными пролетами, например, мост через Рейн близ Eglisau, пролетом 90 *м*, имеет настил из железа Вотерена, покрытый слоем бетона, на котором расположен баласт. Для моста через р. Днепр на линии Мерефа—Херсон спроектировано пролетное строение 56 *м* с баластным корытом; здесь это вызывалось расположением пути на кривой.

Что касается металлического сплошного настила под баласт, то вполне удовлетворительной конструкцией является настил из лотков, покрываемый для предохранения от ржавчины слоем асфальта или раствором цемента.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Вода отводится из каждого лотка отдельной трубкой, ведущей к сети горизонтальных сборных трубок или корыт, помещаемых под балочной клеткой (фиг. 460) или прободающих поперечные балки (фиг. 508).

Лучше лотковую выстилку покрыть слоем бетона, сравнивающим впадины лотков, тогда, придав поверхности бетонного слоя необходимые уклоны, можно воду собрать в небольшое число определенных пунктов на поверхности бетона и отвести ее без применения целой сети сборных трубок, действие которой весьма ненадежно.

Бетону придают такую толщину, чтобы в самом слабом месте она была не меньше 3 — 4 *см*. Для водонепроницаемости бетонный слой прикрывается просмоленным полотном или другим изолирующим слоем.

В поперечном направлении поверхности бетонного слоя также дают уклоны от краев моста к середине лотков; эти уклоны берут около 1 : 50. Продольный уклон дается в пределах от 1 : 50 до 1 : 100. Для предохранения изоляции от острых углов щебенки или от повреждения при подбивке шпал рекомендуется прикрывать ее слоем кирпича, положенного плашмя с промежутками 2 — 3 *см*.

При такой конструкции, значительно увеличивающей технические достоинства и упрощающей отвод воды, пролетное строение получается довольно тяжелым.

Так как продольные уклоны требуют увеличения слоя бетона к середине пролета, то, чем больше пролет, тем толще слой бетона на середине пролета. Не желая особенно увеличивать вес моста, приходится ограничивать величину пролета, при которой эту систему можно применять.

Но если воду собирать не только по концам моста, а и в середине пролета, и затем отводить ее трубкой или корытом к опоре, то применение бетонного слоя свободно можно распространить на все мосты малых пролетов.

Отведенная к опорам вода попадает за устой, за которым должна быть хорошо пропускающая воду засыпка из крупного песка, гальки и т. п., которая не могла бы задерживать воду в насыпи. При невозможности устроить такую засыпку следует перехватить воду близ устоя поперечной коробкой.

В одинаковых условиях с лотковым железом находится настил из *цилиндрического железа*, которое гнется в холодном виде и нагревается лишь для образования краевых полок. Это железо дешевле лоткового. Цилиндрическое железо располагается осью цилиндра как вдоль моста, причем стороны его прикрепляются к продольным балкам, так и поперек моста с прикреплением к поперечным балкам.

Продольное направление листов очень выгодно при расположении езды поверху, когда для одной колеи можно взять не две главные балки, а три, и, прикрепив настил к этим балкам, обойтись без балочной клетки.

При езде понизу выгоднее располагать настил поперек моста, тогда можно обойтись без продольных балок. Но если расстояние между главными балками велико, выгоднее поставить продольные балки и сократить число поперечных.

НЕ УДУНТ (ДІІТ)

Впрочем, резких границ здесь провести нельзя, и вопрос решается в каждом частном случае отдельно.

Узкие края листов цилиндрического железа надежнее всего прикреплять при помощи отрезков лоткового железа.

При цилиндрическом настиле вода отводится легче, нежели при лотковом; для этого либо придают листам переменную стрелку провеса и в пониженном месте делают дыру, как в лотковом железе, или листы прикрепляют по балкам, имеющим уклон от середины к концам моста, при продольном расположении настила.

Затем, применяя и здесь бетонное покрытие железа с изоляцией, возможно сделать отвод воды приемами, указанными для такой же конструкции с лотковым настилом.

Настил из *плоского железа* без слоя бетона очень удобен в конструктивном отношении, так как листы железа не требуют предварительной обработки; отвод воды хорошо достигается расположением настила в виде двускатной крыши с уклоном 1 : 30. С другой стороны, этот настил требует более густого расположения балок. В одном случае применения продольные балки размещены в расстоянии 0,80 *м* друг от друга. Расстояние же между поперечными балками при этом настиле может доходить до 5 — 6 *м* и вообще не ограничивается применением плоского настила, который, подобно цилиндрическому железу, может быть закреплен лишь по длинным сторонам балочных клеток.

Настил из *клепаных волн* тяжел, но применяется всегда без вспомогательных балок (балочной клетки). Отвод воды затруднителен.

Настил из *балочного железа* (Вотерена) располагается как вдоль моста на поперечных балках, так и поперек моста на продольных балках. В первом случае бетонному слою, покрывающему настил, дают поперечные скаты к главным балкам, где вода собирается в канавки, имеющие продольный уклон. Во втором случае бетону придают скаты от поперечных балок к середине панели.

Все эти покрытия по существу мало отличаются друг от друга; выбор той или другой системы зависит больше всего от вкуса конструктора, до некоторой степени от конструктивной высоты, которую возможно допустить по местным условиям. Лотковый настил представляет наиболее надежное покрытие при незначительной конструктивной высоте.

Что касается *балочной клетки*, то характер ее зависит от рода настила.

При расположении пути на деревянных поперечинах при езде понизу должны быть поставлены продольные и поперечные балки; продольные балки располагаются на одинаковом расстоянии от оси пути и на взаимном расстоянии от 1,8 до 2 *м*. Чем ближе продольные балки друг к другу, тем меньше размеры поперечин, но сильнее должны быть поперечные балки, а езда становится жестче.

Расстояние между поперечными балками связано с длиной главных балок, которые поперечными балками подразделяются на равные в большинстве случаев части, называемые *панелями*. Длина панели изменяется

НБ УДУНТ (ДІІТ)

с изменением числа их не непрерывно, а скачками. Следует взять такое число панелей, чтобы расстояние между поперечными балками отвечало наименьшему весу балочной клетки. При увеличении расстояния между поперечными балками уменьшается число их, возрастает вес продольных балок и каждой из поперечных. Сумма веса тех и других балок имеет minimum, отвечающий определенной длине панели. Наивыгоднейшая длина панели, очевидно, зависит от расстояния между главными балками: чем это последнее больше, тем панель должна быть больше; она определяется пробными подсчетами размеров балок и их веса. По подсчетам Dircksen'a для прусского поезда, при расстоянии между главными балками от 2,5 до 3,6 *м*, наивыгоднейшая длина панели равна от 1,4 до 2,2 *м*. При этом замечается слабое колебание веса балочной клетки с изменением длины панели. Напр., для расстояния между фермами 3,6 *м* и при изменении панели от 1,6 *м* до 3,0 *м* вес клетки колеблется от 310 до 338 *кг* на погонный *м* моста. Это обстоятельство освобождает от поисков точной наивыгоднейшей длины панели.

Такие настилы, как железо Вотерена, клепаный волнистый настил, цилиндрическое и плоское железо могут быть уложены непосредственно по главным балкам, без особой балочной клетки; при этом главные балки должны быть сближены до расстояния не больше 2 метров, за исключением клепаного волнистого настила, который допускает расстояние до 5 *м*, и плоского, требующего расстояния между продольными балками около 0,90 *м*.

Лотковый настил требует полной балочной клетки из поперечных и продольных балок, причем расстояния между балками избираются в пределах от 1,0 до 2,0 *м*, в зависимости от числа делений и длины главных балок и поперечных. Верхние поверхности всех балок проезжей части должны быть выравнены в одну плоскость, за исключением крайних продольных балок, которые могут быть приподняты для образования балластного корыта; лотки прикрепляются к нижнему поясу их или к особым уголкам, прикрепленным к стенке балок. В состав балочной клетки могут входить и главные балки.

Лотковое железо выделывается штампованием в горячем состоянии; для этого изготовляются довольно дорогие матрицы; желательно, поэтому, ради удешевления, пользоваться такими размерами лотков, для каких на заводах имеются уже матрицы.

107. Деление отверстия моста на пролеты.— Деление отверстия моста на несколько пролетов вызывается как техническими условиями, так и экономическими. В отношении условий наименьшей стоимости моста здесь вполне применимо многое, сказанное в параграфе о каменных мостах (стр. 419), в том числе и основное правило: стоимость быка должна равняться стоимости пролетного строения без проезжей части. Имея это правило, как общее руководящее указание, необходимо согласовать длину пролетов и положение промежуточных опор с местными условиями.

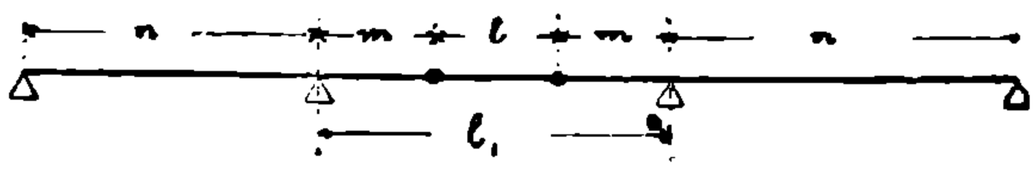
При пересечении станционных путей необходимо считаться с возможным развитием станции и делать пролеты на два, три, вообще на определенное число путей.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Так как со временем может понадобиться передвижка станционных путей, иное их размещение, то иногда при назначении места для промежуточных опор имеют в виду необходимость их перемещения. Напр., при пересечении электрической дорогой путей Потсдамской станции, в Берлине, пролетное строение спроектировано с возможной перестановкой на несколько метров промежуточной опоры из качающихся колонн.

При пересечении улицы разбивать отверстие на несколько пролетов и ставить поперек улицы опоры моста не следует, так как постановкой опор улица, как средство сообщения, очень портится. Лишь в крайнем случае и при том на улицах со слабым движением можно позволить себе постановку тонких промежуточных опор в виде качающихся колонн по линии бордюра, по которой ставятся тумбы и фонари.

Величины пролетов мостов малых отверстий приходится иногда сообразовывать с имеющейся в распоряжении высотой от подошвы рельса до горизонта подпорных вод, имея в виду изменение конструктивной высоты с изменением пролета. Напр., для моста отв. 10 *м* в один пролет конструктивная высота при езде поверху равна 1,90 *м*; если местные условия не дают возможности применить такую ферму, то следует взять два пролета по 5,0 *м* с конструктивной высотой 1,41 *м* или три пролета по 4,0 *м* с конструктивной высотой 1,28 *м*.



Фиг. 864.

Кроме того, изменяя число пролетов на единицу и округляя величину пролетов, будем получать сумму их, вообще говоря, больше основной величины отверстия моста; больший или меньший запас отверстия отзывается на возможной глубине размыва русла и на глубине заложения фундаментов опор, т. е. на их стоимости.

Таким образом, смотря по обстоятельствам, исходя из указаний вышеприведенного правила, *составляют эскизы моста с различным числом пролетов*, согласованные с местными условиями; подсчитывают стоимость моста в приблизительных числах и, сравнивая, выбирают наиболее экономное решение, отвечающее местным условиям и технически наиболее совершенное.

Если имеется в виду применить *консольные балки*, то, установив по предыдущим соображениям средние пролеты как для балок разрезных, вносят поправки, передвигая опоры в зависимости от местных условий (напр., принимая во внимание расположение путей под путепроводом и пр.), а затем уже, если имеется еще свобода для перемещений опор, принимают во внимание условия деления консольных балок с точки зрения наивыгоднейшей конструкции пролетного строения.

Так, например, предполагая балку постоянной высоты и наметив три пролета (фиг. 864), можем задаться таким подразделением балки шарнирами, чтобы наибольшие моменты на опорах и в средних сечениях были приблизительно равны. Пусть постоянная нагрузка на 1 погонный *м* балки p, временная — k. Выразив моменты на опоре, в середине пролета n и в сере-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

дине пролета l и приравняв их, получим соотношение между пролетами и длиною консоли.

Для случая, когда шарниры расположены в среднем пролете, получим:

$$m = 0{,}15\, l_1;$$

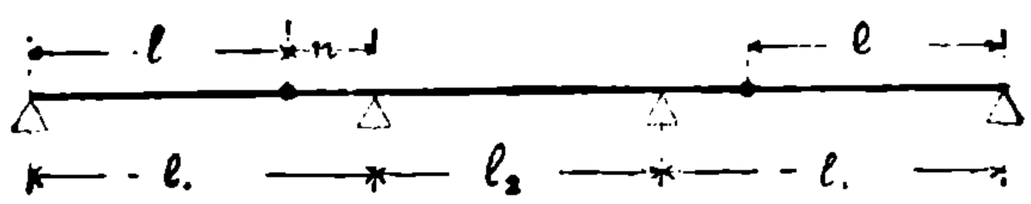
$$n = 0{,}35\left(1 + \sqrt{1 + \frac{p}{p+k}}\right) l_1.$$

Для случая, когда шарниры расположены по одному в каждом из двух крайних пролетов (фиг. 865), получим:

$$n = 0{,}207\, l;$$

$$l_2 = l\sqrt{1 + \frac{p}{p+k}}.$$

Некоторое неравенство моментов не представляет никаких затруднений, так как, сообразно с изменением момента, легко изменять и сечение балки, а потому *особого значения вышеприведенным формулам придавать не следует*. Гораздо важнее выбрать длину консоли так, чтобы на опорах не получалось отрицательных реакций, и притом с запасом, например с полуторным, т. е. чтобы отрицательная реакция не получалась под действием увеличенной в 1,5 раза временной нагрузки.



Фиг. 865.

Если ездовое полотно расположено на балочной клетке с поперечными балками, то для однообразия конструкции длины пролетов должны быть кратными длине панели или вообще сообразованы с размещением поперечных балок на равных расстояниях.

Что касается *неразрезных балок*, то при двух пролетах последние следует брать одинаковыми. При этом можно воспользоваться понижением промежуточной опоры на величину

$$f = 0{,}0131\,\frac{ql^4}{EI}\ (\text{в } см \text{ и } кг)$$

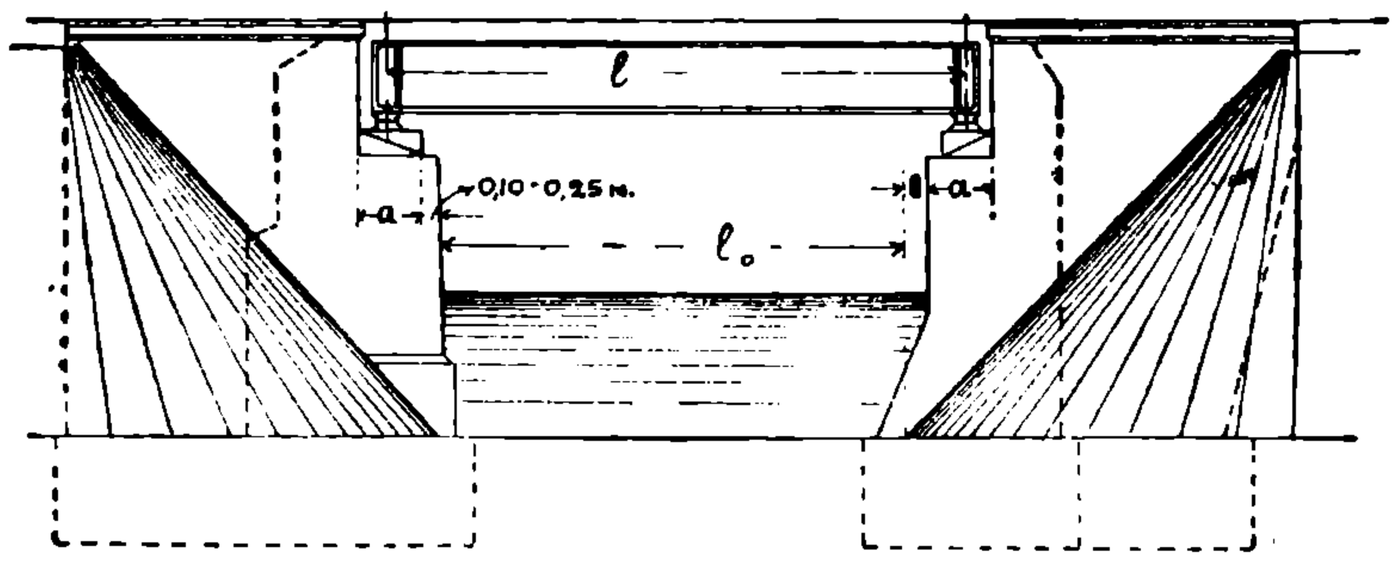
ниже уровня крайних опор для того, чтобы уравнять наибольшие моменты над опорой и в пролете при загружении всей балки, длиною $2l$, нагрузкой q *кг* на погонный *см*. Это условие значительно понижает величину момента над опорою и дает, как известно, возможность, не меняя сечения балки, увеличить в 1,46 раза нагрузку на нее. При незначительных пролетах экономия будет, однако, ничтожна по отношению к стоимости всего моста, определяемой стоимостью устоев. Проще поэтому расположить опоры на одном уровне, имея в виду возможную осадку легкой промежуточной опоры, каковая и не будет тогда во вред пролетному строению.

При подразделении балки на три и более пролетов, желательно крайние пролеты брать равными $^4/_5$ каждого из средних при равенстве последних. При соблюдении этого условия поперечные сечения балки во всех пролетах будут более однообразными.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Если взять все пролеты одинаковыми, то сечение в крайних пролетах должно быть больше, чем в средних; так как усиление поясов в крайних пролетах не будет сопряжено ни с затруднениями, ни с заметным расходом, то, вообще, упомянутое условие особого значения также не имеет; больше следует считаться с местными условиями и однообразным размещением поперечных балок, если таковые имеются.

108. Расчетный пролет и высота ферм. — К расчетному пролету приходится переходить от известного отверстия моста (при одном пролете) или пролета в свету l_0. Расчетный пролет считается между осями опорных стоек пролетного строения; оси стоек совпадают с центрами опорных подушек, а последние — с центрами подферменных камней. Таким образом, для определения расчетного пролета надо знать размеры и положение на устоях подферменных камней, а также и форму устоев, определяющую просвет между ними. Подферменный камень укладывается так, чтобы (фиг. 866)



Фиг. 866.

край его отстоял от края площадки на устое на величину от 0,10 до 0,25 метра.

Площадь подферменного камня находится по наибольшему опорному давлению и по допускаемому напряжению на кладку, которое принимается от 6 до 12 *кг/см*², в зависимости от прочности кладки; под подферменники всегда кладется крупный постелистый бутовый камень, почему почти всегда можно взять 10 *кг/см*².

Наибольшее опорное давление определяется по эквивалентной нагрузке (стр. 343) для примерно взятого расчетного пролета и по собственному весу пролетного строения.

Получив площадь подферменного камня, выбирают его размеры в плане в виде квадрата или прямоугольника, отвечающего прямоугольной форме подушки.

Выбрав тип устоев, вычерчивают положение подферменников по отношению к отверстию моста, устанавливают более или менее твердо очертание передних граней устоев, когда именно они ограничивают величину отверстия моста, и таким образом получают все данные для определения величины расчетного пролета.

Например, по фиг. 866, левая половина, расчетный пролет:

$$l = l_0 + a + 2 \text{ (от 0,10 до 0,25) } м,$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

при расположении сообразно с правой половиной фиг. 866:

$$l = l_0 + 2b + a + 2 \text{ (от 0,10 до 0,25) } м.$$

Полученный при этом расчетный пролет может быть, конечно, округлен в большую сторону.

В случае многопролетного моста сумма пролетов в свету на среднем уровне живого сечения должна быть равна отверстию моста. Для определения величин расчетных пролетов для балок необходимо, кроме устоев, нанести на бумагу и быки в их основных очертаниях, определяющих пролет в свету. Соображениями, подобными вышеприведенным, следует подходить к определению расчетных пролетов балок.

Высота главной балки определяется из условия ее наименьшего веса и из условия, чтобы прогибы под действием *временной нагрузки* не превосходили норм, указанных в технических условиях.

В следующей главе для веса балки дается формула

$$g = 1{,}86 \frac{M}{R \cdot h} + 0{,}69\ \delta h \text{ (}кг\text{ на погонный }м\text{)},$$

где M — наибольший момент изгиба в *кг·см*, R — допускаемое напряжение *кг/см*^{2}, h — высота вертикального листа в *см*, δ — толщина вертикального листа в *см*.

Наименьший вес получим при условии

$$\frac{dg}{dh} = 0, \text{ т. е. } 0{,}69\ \delta - \frac{1{,}86\ M}{Rh^2} = 0,$$

откуда

$$h = \sqrt{\frac{1{,}86\ M}{0{,}69\ R\delta}} = \sqrt{\frac{2{,}7\ M}{R\delta}}.$$

Если вычислить по этой формуле высоты h для различных пролетов, то увидим, что при пролете $l = 5$ *м* h должно составлять $^1/_{3.6}\ l$; для пролета $= 15$ *м* при $\delta = 1{,}2$ *см* высота $h = {}^1/_7\ l$.

Häseler указывает на то обстоятельство, что отступления от наивыгоднейшей высоты возможны значительные без особенно заметного влияния на вес балки.

Он приводит следующую справку для веса в *кг* на погонный *м* балки, пролетом 10 *м*, при различных ее высотах:

$\frac{h}{l} =$	1 : 6	1 : 7	1 : 8	1 : 8,64	1 9	1 : 10	1 11	1 12	1 14
$g =$	187	180	177	176	176	178	181	185	195

Что касается высоты балки в зависимости от ограничений прогиба, то таковую теоретически можно найти следующим путем.

При постоянном сечении и равномерной нагрузке прогиб выражается так:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI}$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Но $I = W\frac{h}{2}$, где h высота балки; следовательно:

$$f = \frac{5}{48}\ \frac{\frac{pl^3}{8}\cdot l^2}{E\cdot W\frac{h}{2}}.$$

Если постоянная нагрузка q, временная p — *кг* на погонный *см*, то момент сопротивления определится в зависимости от момента изгиба при нагрузке $(p+q)$:

$$W = \frac{M}{R} = \frac{(p+q)\ l^2}{8R},$$

где l — в *см*.

Подставляя в формулу изгиба, получим:

$$f = \frac{5}{24}\cdot\frac{R}{E}\cdot\frac{p}{p+q}\cdot\frac{l^2}{h}.$$

Для балки равного сопротивления, в которой наибольшие напряжения одинаковы во всех сечениях, от временной нагрузки p

$$f = \frac{6}{24}\cdot\frac{R}{E}\cdot\frac{p}{p+q}\cdot\frac{l^2}{h}.$$

Для клепаных балок значение f лежит между этими двумя пределами. Возможно поэтому принять

$$\frac{h}{l} = \frac{5{,}5}{24}\cdot\frac{R}{E}\cdot\frac{p}{p+q}\cdot\frac{l}{f},$$

где p и q можно взять в *кг* на погонный метр балки, а остальные величины — в *кг* и *см*.

Коэффициент упругости клепаных балок ниже цельнопрокатных; можно взять $E = 18\cdot 10^5$ *кг/см*^{2}.

Из этой формулы и можно определить h по заданному наперёд значению l.

Положим, имея в виду пролет 10 *м*, прогиб $f = \frac{1}{1000}\ l$, $p = 8300$ *кг* на погонный *м*, $q = 850$ *кг/м*, получим, при $R = 800$, $E = 18\cdot 10^5$ *кг/см*^{2}:

$$\frac{h}{l} = \frac{5{,}5}{24}\cdot\frac{R}{E}\cdot\frac{8300}{9150}\cdot\frac{l}{f} \cong \frac{1}{10{,}8}$$

При бо́льшей высоте прогиб, конечно, будет меньше.

Принимая, кроме того, во внимание, что стоимость единицы веса вертикального листа возрастает с увеличением его высоты, можно довольствоваться высотой балки:

при пролетах от 2 до 10 *м* от $^1/_6$ до $^1/_8$ l;
10 „ 20 $^1/_8$ „ $^1/_{12}$ l.

Высоту неразрезных балок берут также в этих пределах, считая ее относительно средней величины намеченных пролетов. Некоторые инженеры намечают высоту в $^1/_8$ наименьшего из пролетов и $^1/_{12}$ наибольшего.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Но, конечно, обстоятельства могут дать достаточные основания для отступлений от требований только что указанных руководящих соображений. Например, желание удержать балку в пределах первого уступа габарита (0,200 *м*) может выразиться в принятии высоты в $^1/_{14}$ пролета. Чтобы удержать при этом прогиб в пределах норм, может понадобиться уменьшение напряжений R, т. е. придание балке излишнего веса, который, однако, с избытком может быть покрыт сбережением на проезжей части и ширине устоев, благодаря уменьшению расстояния между фермами.

Таким образом, кроме minimum'a веса и достаточной жесткости, при выборе высоты балок необходимо принять во внимание и условия конструирования всего моста.

Выбором высоты балок кончается составление схемы моста. Следует, конечно, наметить и положение связей, но это не представляет никаких трудностей, раз уже размещены главные части сооружения.

Но для приступа к детальному расчету моста общей схемы недостаточно. Дело в том, что все почти расчеты имеют характер поверочный: поверяют размеры, которыми задаются наперед.

Эскиз проекта должен представлять собою именно такой чертеж с предварительно намеченными размерами, который и послужит основой поверочных расчетов; размеры, принятые в эскизе, могут меняться в зависимости от результатов расчета, а с изменением размеров может быть связано и изменение конструкции в деталях. Только после этой работы эскиз обращается в проект, т. е. в стройный, обдуманный и проверенный расчетами план сооружения.

В нижеследующем перейдем к указаниям, руководствуясь которыми, следует задаваться размерами различных частей пролетного строения.

109. Назначение предварительных размеров элементов пролетного строения. Подбор сечения балок.

1) *Деревянные поперечины.* — При расстоянии между продольными балками, поддерживающими поперечины, от 1,80 до 2,30 *м*, сечения поперечин колеблются в пределах от 20×25 до 25×35 *см*.

2) *Настил дощатый.* — При устройстве пути на деревянных поперечинах делается, как известно, дощатый настил, толщиною 6 *см*.

Настил не расчитывается, так как между рельсами он лежит на густо расположенных поперечинах (толщина может быть уменьшена до 4 *см*), а по краям моста его поддерживают выступающие концы длинных поперечин, укладываемых через две или через три короткие. При этом получается пролет до 1,60 *м*, на котором доска еще хорошо выдерживает человека, несущего тяжесть в 80 *кг*.

3) *Лотковое железо.* — На основании практики на германских железных дорогах принимают следующие размеры листов лоткового железа:

если одна из сторон лотка имеет длину до	1,2	1,5	1,8	2,1 *м*,
берется толщина листов для железнодорожного полотна.	7	8	9	10 *мм;*
для тротуаров	5	6	7	7

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В дополнение к этой табличке имеются еще эмпирические немецкие правила: при площади лотка до 2 *кв. м* толщину листа брать 8 *мм*, при большей площади — 10 *мм*.

Для прикрепления лотков под полотно железной дороги употребительны заклепки $d = 16 - 18$ *мм*, при расстоянии между ними около 100 *мм*; для тротуаров железнодорожных мостов заклепки берутся с 13 *мм*, смотря по толщине листов лоткового железа.

4) *Цилиндрическое железо.*—На основании опытов над сопротивлением цилиндрического железа и на основании практики для мостов под железную дорогу берут толщину как для лотков, в зависимости от пролета цилиндрического железа, и прибавляют 1 — 2 *мм*.

5) *Клепаный волнистый настил.* — Для получения предварительного сечения волны давление паровоза можно равномерно распределить на все волны, пришедшиеся между крайними осями паровоза, с добавлением еще по одной волне с каждой стороны. При жестких рельсах и при значительном расстоянии между фермами, т. е. при значительном пролете (больше 4 *м*) волны — это предположение будет близко по результатам и к более точному расчету. Американские инженеры так и расчитывают подобную конструкцию.

Длина волны (вдоль моста) колеблется от 540 до 600 *мм*, и, ради удобства склепки волн с поясом, эта длина берется кратной шага поясных заклепок главной балки, или, обратно, шаг заклепок выбирается сообразно с длиной волны.

Высота волны колеблется от 200 до 400 *мм* и берется около $^1/_{15} - ^1/_{18}$ пролета волны (расстояние между фермами). Для составления волн применяется листовое, угловое железо и иногда зеты. Наименьшие размеры: толщина 8 *мм*, уголки $75 \times 75 \times 8$ *мм*.

Для предварительного подсчета можно пользоваться следующими данными о весе настила по опыту русских железных дорог, главным образом Московской окружной жел. дор. [1]):

при расстоянии между фермами до 4,00 *м* . . 190 *кг* на *кв. м;*
5,30 „ . 300

А вес 1 погонного *м* одной волны в первом случае — 120 *кг*, во втором — 180 *кг*.

Для прикрепления волн к главным балкам требуется железа от 130 до 180 *кг* на погонный *м* пролетного строения (на оба конца волн).

6) *Продольные балки.* — Когда деревянные поперечины расположены не на поясах главных балок или когда полотно на мосту устроено на баласте, в балочную клетку входят продольные балки, опирающиеся на поперечные балки. Пролет продольных балок равен поэтому расстоянию между поперечными балками или величине панели.

Высоту продольных балок берут от $^1/_6$ до $^1/_7$ пролета, чтобы получить возможно меньшую величину прогиба балки под действием временной нагрузки.

---

[1]) *Гибшман*, Американская проезжая часть мостов Моск. окруж. ж. д., „Ж. М. П. С." 1908, кн. 2.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Толщину вертикальной стенки берут не меньше 8 *мм*, имея в виду возможное ослабление вследствие ржавчины, а также не столь густое укрепление более толстой стенки уголками жесткости. Наименьшие размеры для поясных уголков $75 \times 75 \times 8$ *мм*. При составлении сечения балки обращают внимание на то, чтобы толщина поясных уголков была не меньше, а равна или больше толщины стенки; это требуется более выгодным размещением материала по сечению балки, работающей на изгиб.

Сечение балки подбирается по наибольшему моменту M изгиба и наибольшей поперечной силе Q. Обе эти величины состоят из двух частей: одна — от постоянной нагрузки, другая — от подвижной. Подвижная нагрузка при густом расположении поперечин принимается за действующую непосредственно на балку. Наибольший момент и наибольшая поперечная сила от нее находятся по известным правилам.

Толщина стенки определится, исходя из напряжений на скалывание в нейтральной плоскости на конце балки:

$$t = \frac{S \cdot Q}{\delta \cdot I \cdot \alpha},$$

где S — статический момент полусечения, I — момент инерции сечения; δ — толщина стенки, α — коэффициент ослабления заклепками, принимаемый равным 0,8.

Допускаемое напряжение t берется равным 0,6 R допускаемого напряжения для нормальных сил; из предыдущей формулы получим, принимая, кроме того, во внимание, что приблизительно $\frac{S}{I} = \frac{1{,}20}{h}$, где h высота балки,

$$\delta = \frac{Q}{0{,}4\ hR}$$

Вставляя допускаемое напряжение $R = 750$ *кг/см*^{2}, получим:

$$\delta = \frac{Q}{300h},$$

где Q берется в *кг*, h в *см*; δ получается в *см*.

Для заведомой устойчивости стенки против выпучивания под действием нормальных сил при изгибе необходимо, по изысканиям проф. Тимошенко, чтобы высота h была не больше 140 δ.

Площадь поясов балки, по которой выберем поясные уголки, найдется из формулы

$$R = \frac{M}{W}.$$

Обозначим через ω — площадь одного пояса в *кв. см*, h_0 — расстояние между центрами тяжести поясов, δ — толщину стенки.

В таком случае момент инерции сечения приблизительно выразится через

$$I = 2\omega \left(\frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{1}{12}\delta h_0^3$$

$$I = \frac{h_0^2}{2}\left(\omega + \frac{1}{6}\delta h_0\right)$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

или немного точнее

$$I = \frac{h_0^2}{2}\left(\omega + \frac{1}{6}\delta h\right);$$

$$W = \frac{2I}{h} = \frac{h_0^2}{h}\left(\omega + \frac{1}{6}\delta h\right).$$

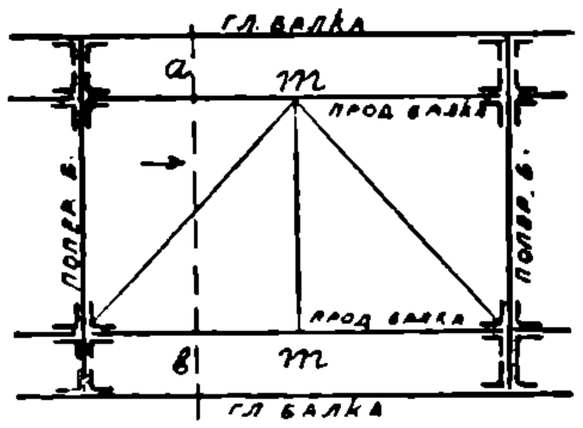
Приравнивая это выражение величине $M:R$ и полагая приблизительно $h_0 = 0{,}95\ h$, получим:

$$\omega = \frac{1{,}11M}{h \cdot R} - 0{,}067\ \delta h.$$

Найдя площадь пояса ω, подбирают пару уголков с прибавлением, если нужно, горизонтальных листов, учитывая и ослабление заклепками.

7) *Связи между продольными балками.* — Кроме вертикальных сил, продольные балки подвергаются действию горизонтальных сил, происходящих от давления ветра на подвижной состав, горизонтальных толчков паровоза и от центробежной силы, если путь на кривой.

Давление ветра определяется по правилам, указанным в п⁰ 61, стр. 344. Считая, что сами продольные балки прикрыты, можно ограничиться учетом давления на площадь подвижного состава, принимаемую высотою 3 *м*; давление на кв. метр 150 *кг*.

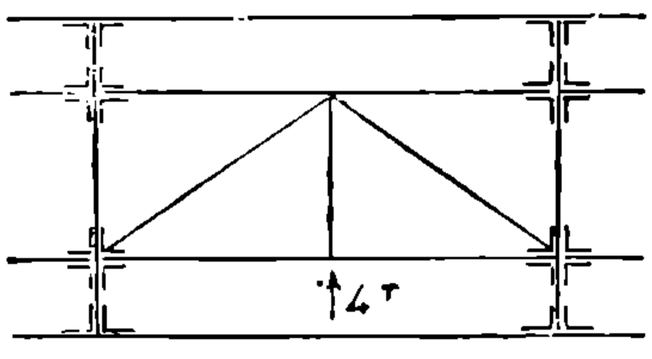


Фиг. 867.

Между продольными балками, длина которых больше 3 *м* и для которых боковой изгиб был бы уже тяжел, помещают горизонтальные и вертикальные связи (фиг. 867) для принятия горизонтальных сил. Горизонтальные связи ставят, обыкновенно, в плоскости верхних поясов продольных балок. Сечения стержней связей можно было бы расчитать на действие указанных сил, но в виду их неопределенности или сравнительной малости чаще обходятся без расчета, принимая для них наименьшие конструктивные размеры, например, уголки $70 \times 70 \times 8$ *мм*.

При более или менее значительной длине продольных балок следует делать подсчет, с одной стороны, для поверки сечений диагоналей и распорок, а с другой — для поверки продольных балок на местный изгиб от ветра на длину панели горизонтальных связей.

Некоторые немецкие инженеры (Schaper) поверяют прочность горизонтальных связей между продольными балками на действие силы в 4 тонны, приложенной (фиг. 868) в среднем узле связей и выражающей действие боковых толчков паровоза; действием ветра пренебрегают.



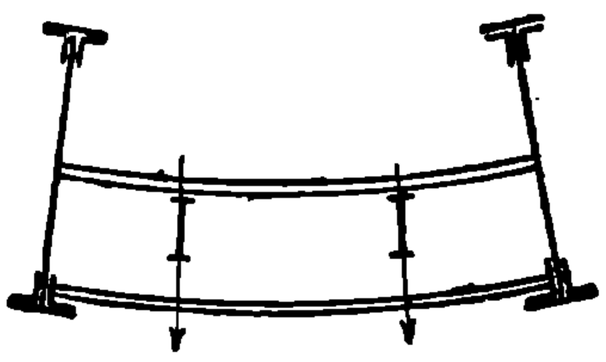
Фиг. 868.

8) *Поперечные балки.* — Так как поперечные балки в мостах малых пролетов приходится обыкновенно ставить при езде понизу, то, в видах меньшего отклонения ферм от вер-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

тикального положения при изгибе поперечных балок (фиг. 869), последним придают значительную высоту в пределах от $^1/_5$ до $^1/_6$ пролета, т. е. расстояния между фермами. В случае необходимости экономить на конструктивной высоте моста можно брать $^1/_8$ и, как предел, — $^1/_{10}$ пролета, справляясь с величиной ее прогиба, которая не должна превосходить $^1/_{1000}$ — $^1/_{1200}$ пролета.

Поперечные балки редко имеется возможность ставить из прокатного железа. Обыкновенно они конструируются клепаными из вертикального листа, уголков и горизонтальных листов. Для вертикальной стенки берут обыкновенно толщину 10 *мм* и не меньше 9, в виду возможного ослабления ржавчиной и для увеличения жесткости стенки на выпучивание. Поясные уголки выбирают не меньше $75 \times 75 \times 10$ *мм*. Горизонтальные листы — толщиною от 9 *мм* при ширине, на один-два сантиметра превосходящей ширину двух полок уголков, сложенную с толщиной стенки.



Фиг. 869.

Конечно, от этих практикой выработанных правил возможны отступления, в зависимости от частностей проекта.

Поясные заклепки и заклепки в уголках жесткости берут не меньше 20 *мм*, но заклепки для прикрепления продольных балок к поперечным и последних к главным балкам берут не меньше 22 *мм* в виду неблагоприятных условий работы этих заклепок; с улучшением их конструктивного положения, диаметр можно, конечно, уменьшать; а при обычном способе прикрепления простым зажимом вертикального ребра заклепки работают на отрывание головок, расшатываются и затем сильно страдают от ударов подвижной нагрузки.

Уголками жесткости для поперечных балок служат уголки, коими прикрепляются продольные балки. Если же эти последние располагаются сверху и идут непрерывно, то уголки жесткости в поперечных балках ставятся в местах давления продольных балок, под ними.

9) *Главные балки.* — Сечение главных балок задается также по наибольшему моменту изгиба и поперечной силе, найденным от постоянной нагрузки и от временной.

Для небольших пролетов может оказаться возможным применение прокатных балок; в таком случае достаточно определить абсолютный наибольший момент изгиба M, а затем — необходимый момент сопротивления $W = \frac{M}{R}$, где R — допускаемое напряжение. По таблице сечений двутавровых балок подбирают балку с ближайшим большим моментом сопротивления.

Кроме напряжений, балка должна удовлетворять еще и условиям относительно прогиба (см. стр. 333).

Прогиб главной балки определяется, приблизительно, по формуле для свободно лежащей балки постоянного сечения

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI},$$

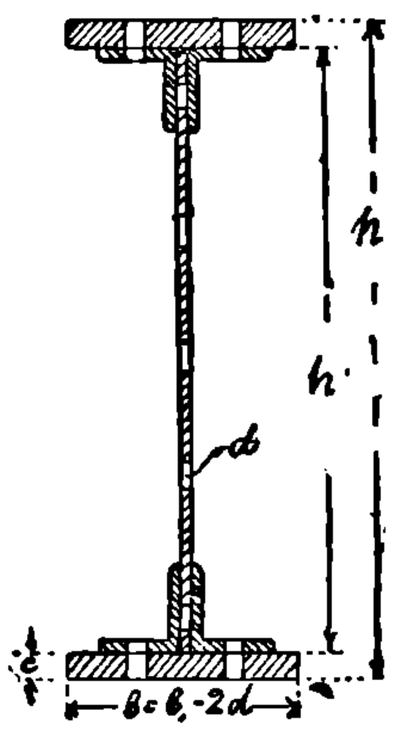
НВ УДУНТ (ДІІТ)

где p — временная нагрузка на одну балку, распределенная равномерно и эквивалентная сосредоточенной нагрузке; I и E — момент инерции и коэффициент упругости.

Задавшись высотой h_0 вертикального листа балки (п° 108), определим, затем, по формуле (пункт 6)

$$\delta = \frac{Q}{300 h_0}$$

толщину вертикального листа. Взяв его не тоньше 10 *мм* и так, чтобы h было не больше 140 δ, задаемся также поясными уголками. Дальше можно поступить, как указано выше для продольной балки; но в виду более значительных поясов главных балок решение можно провести более детально следующим путем. Выбирают поясные уголки в пределах от $90 \times 90 \times 10$ *мм* до самых больших. Затем определяют размеры и число горизонтальных листов каждого пояса.



Фиг. 870.

Пусть момент инерции листа и 4 уголков (фиг. 870) за вычетом заклепочных отверстий равен I_0; в стенке берутся все отверстия, в уголках — находящиеся в горизонтальных полках.

Пусть ширина поясных листов b, толщина всех листов каждого из поясов c; площадь пояса ω; момент инерции полного сечения балки увеличится на величину

$$2I_c + 2\omega\left(\frac{h_0 + c}{2}\right)^2$$

I_c — момент инерции прямоугольника bc относительно оси, проходящей через его центр тяжести; им можно пренебречь. Тогда полный момент инерции будет

$$I = I_0 + {}^1/_2\omega(h_0^2 + 2ch_0 + c^2);$$

пренебрегая величиной c^2 и замечая, что

$$h_0^2 + 2ch_0 = h_0(h_0 + 2c) = h_0 h$$

получим

$$I = I_0 + {}^1/_2\omega h_0 n,$$

откуда

$$W = \frac{2I_0}{h} + \omega h_0,$$

и наконец

$$\omega = \frac{W}{h_0} - \frac{2I_0}{h_0} \cdot \frac{1}{h} = \frac{W}{h_0} - \frac{W_0}{h},$$

где W_0 — момент сопротивления сечения без горизонтальных листов

$W = \frac{\max M}{R}$ находится предварительно;

h — равно $h_0 + 2c$, где величина c подбирается кратная употребительной толщине листов, которая колеблется в пределах от 9 до 12 *мм*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

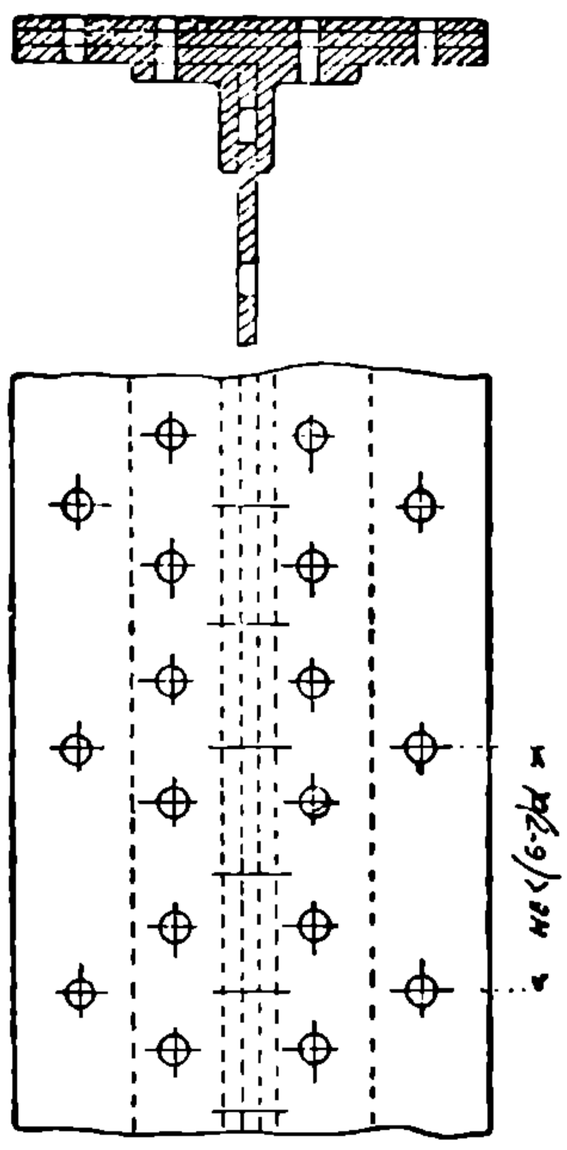
Ширина найдется из выражения

$$b = \frac{\omega}{c}.$$

Принимая во внимание ослабление листов заклепками, находим полную ширину $b_1 = b + 2d$.

При только что приведенном подборе сечения поясов возможно множество вариантов. При выборе сечения поясов, кроме вышеизложенного, руководствуются еще следующими соображениями.

Ширина листа должна быть на один-два сантиметра больше ширины 2 полок поясных уголков плюс толщина δ вертикального листа; ширина назначается в целых сантиметрах.



Фиг. 871.

Ширина листа может быть и значительно больше указанной суммы, причем листы на свесах могут быть склепываемы особыми рядами заклепок (фиг. 871). Чтобы листы плотно прилегали друг к другу при сечении по фиг. 870, необходимо, чтобы края листов отстояли не дальше 3,5 d от центра заклепок; этим ограничивается ширина листов при малых свесах.

При назначении ширины и толщины листов необходимо предвидеть условия перекрытия стыков, если балка имеет длину больше 12 метров. Здесь приходится считаться с тем обстоятельством, что в один ряд по направлению действующего усилия в накладке не следует ставить больше 4 — 5 заклепок, так как в противном случае заклепки в значительной степени не могут работать полностью вследствие деформаций накладки на вытягивание.

Таким образом, при сечении по фиг. 870 имеется два ряда заклепок, и наибольшее число их в полунакладке 10, лучше ограничиваться 8-ю; этому числу при известном диаметре заклепок ($d = 22$, например) отвечает определенная площадь листа, которой и не должна превосходить площадь выбранного листа.

Общая толщина склепываемых частей (учитывая и накладки) не должна превосходить 4,5 d; этим ограничивается толщина листов.

110. Конструктивные детали балок. Уголки жесткости, стыки и пр.

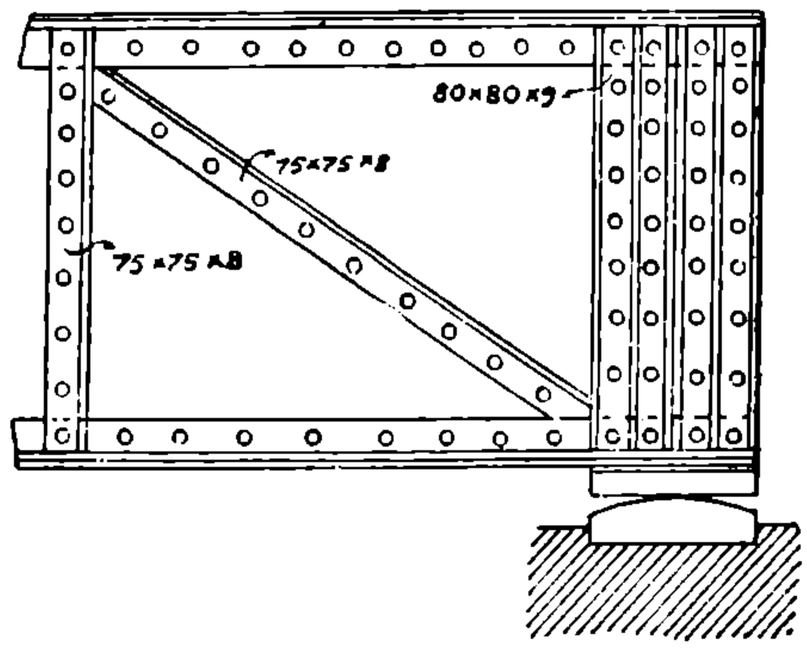
а) Уголки или ребра жесткости. Уголки жесткости применяются прежде всего против выпучивания вертикального листа балки; чем тоньше лист, тем более возможно выпучивание и тем скорее оно может проявиться на небольшом протяжении балки, тем гуще должны быть поставлены уголки жесткости.

Эти уголки размещаются по балке, вообще говоря, в тех местах, где балки принимают нагрузку в виде сосредоточенных сил. При густом же расположении поперечин их ставят через 1 — 1,5 метра. Уголки жесткости ради полного достижения цели наводят на полки поясных уголков, для чего

НВ УДУНТ (ДІІТ)

нужно на концах уголков жесткости сделать *высадку*, либо подложить под уголки подкладки такой же толщины, как поясные уголки. В первом случае увеличивается работа, во втором — вес металла, который возрастает с высотой балки. Сравнительный подсчет стоимости того и другого приема показывает, что при высоте балки до 0,8 *м* выгодней применять прокладки, при большей высоте — выгодней делать высадки, хотя нужно иметь в виду, что, вообще, высадка есть ненадежный конструктивный прием: трудно так сделать высадку, чтобы уголок лежал плотно одновременно и на листе и на полке встречного уголка; либо в одном, либо в другом месте он не будет плотно лежать; а это, с одной стороны, создает щель для проникания влаги и образования ржавчины, а с другой стороны — мешает удовлетворительной склепке вследствие пружинности уголков.

Уголки жесткости полезны в балках не только для укрепления стенки против выпучивания; через поперечины на балку передается давление колеса паровоза, т. е. груз, до 15 тонн величиною; этот груз принимается поясами балки и через поясные заклепки передается стенке и по ней распространяется уже шире. Опыт показывает, что это давление передается часто на одну или три поясные заклепки, расположенные непосредственно под поперечинами; стенка под ними сминается, и, по мере увеличения смятия, поясной уголок втягивает в работу все большее количество заклепок, пока не наступит равновесие. Балка при этом портится. Уголки жесткости облегчают положение поясных заклепок и, благодаря этому, поддерживают в исправном виде балку, находящуюся в очень тяжелых условиях службы на железнодорожных мостах.



Фиг. 872.

На концах балок иногда ставят наклонные уголки жесткости (фиг. 872). Однако на них следует скорее смотреть как на раскосы, берущие на себя часть поперечной силы. В некоторых случаях толщина вертикального листа, удовлетворяя конструктивным требованиям, не удовлетворяет поверке на скалывание в сечении на опоре. Вместо того, чтобы увеличивать толщину вертикальной стенки, т. е. расходовать материал на всей длине балки, там, где не надо, можно поставить наклонные уголки в крайних панелях, где не хватает толщины листов, и считать, что на них пойдет часть Q' поперечной силы, соответственно площади сечения уголков; на остальную часть $Q - Q'$ следует проверить толщину стенки. Наклонные уголки рекомендуется ставить на сжатие, чтобы поддержать лист против выпучивания по направлению главной (косой) сжимающей силы.

И в других местах теоретически уголки жесткости следовало бы ставить по направлению траекторий главных (косых) сжимающих напряжений в стенке, но практически это сложно.

Уголки жесткости надо расставлять в связи с уголками для вертикальных связей, для прикрепления поперечных балок и т. п.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Кроме углового профиля, могут быть, конечно, применены и другие жесткие сечения, например, тавровое, корытное, зетовое и т. под. Может быть взято и составное сечение из уголка и листа и т. д.

По исследованию Тимошенко [1]), устойчивость вертикальной стенки в изгибаемой балке определяется величиной критического напряжения на скалывание стенки:

$$\tau_k = \left(11000 + \frac{7500}{a^2}\right)\left(\frac{\delta}{b}\right) \text{ в } m/см^2.$$

Здесь δ — толщина стенки, a — отношение большей стороны a к меньшей стороне b прямоугольника, образуемого балкой в пределах между смежными уголками жесткости. Запас устойчивости следует иметь не менее двух.

Поверка производится на наибольшее τ, т. е. для сечения у опоры.

Пусть для балки опорное давление $A = 133{,}7$ *т*. Лист балки имеет толщину $\delta = 1{,}4$ *см*, высоту 200 *см*. Приблизительно:

$$\tau = \frac{133{,}7}{1{,}4 \cdot 200} = 0{,}478 \ т/см^2.$$

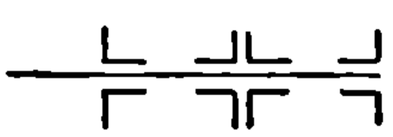
Расстояние между уголками жесткости дано 1,8 *м*, т. е. $a = 200$ *см*, $b = 180$ *см*, $a = \frac{200}{180} = 1{,}111$.

$$\tau_k = \left(11000 + \frac{7500}{1{,}111^2}\right)\left(\frac{1{,}4}{180}\right)^2 = 1{,}034 \ т/см^2.$$

Таким образом, коэффициент запаса

$$k = \frac{1{,}034}{0{,}478} = 2{,}16.$$

Для более грубой ориентировки можно пользоваться правилом Тимошенко, что устойчивость стенки обеспечена, когда расстояние между уголками жесткости меньше $100\,\delta$, если это расстояние меньше h — высоты балки.



Фиг. 873.

Что касается размеров уголков жесткости или ребер жесткости, то их можно определить, исходя из того обстоятельства, что ребро жесткости удерживает стенку от выпучивания, при наступлении которого стенка стала бы работать лишь на растяжение, как *раскос* в сквозной ферме. В таком положении ребро жесткости играет роль *стойки* сквозной фермы; следовательно, оно подлежит поверке на сжатие под действием поперечной силы, имеющей место в том сечении, где расположено ребро. Поверка ребра ведется на продольный изгиб из плоскости стенки балки, причем в сечение ребра вводятся не только уголки и прокладки под ними, когда таковые даются во избежание высадок, но и часть вертикальной стенки в обе стороны от ребра на ширину по $15\,\delta$, а всего $30\,\delta$.

b) *Опорная стойка.* — На фиг. 872 изображена опорная стойка в фасаде из 4 пар уголков, расставленных с обеих сторон листа (фиг. 873) на таком

[1]) „Eisenbau", 1921. См. также *Bleich*, стр. 281.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

протяжении, какое занимает опорная верхняя подушка. Выпускать уголки за пределы подушки, на свес, или подушку брать длиннее ширины стойки не конструктивно. Сечение стойки может быть и иное, выбранное сообразно обстоятельствам. Достаточность сечения оправдывают поверкой стойки на продольный изгиб при сжимающей силе, равной опорному давлению.

c) *Стык поясных уголков.* — Стык поясных уголков приходится делать при длине балки, превышающей 12 *м* — предельную длину уголка. Хотя уголки и поясные листы можно прокатать и большей длины (до 16 — 18 *м*), однако в видах удобств обращения с частями и их перевозки длину ограничивают 12 *м*.

Стыки уголков располагают вместе со стыками других составных частей балки, чтобы последнюю можно было подразделить на две или несколько частей, полностью склепанных на заводе. Эти части соединяются на месте установки балки, и, чем при этом меньше приходится ставить заклепок, тем лучше, так как клепка на заводе и лучше и дешевле клепки на месте. Кроме того, стыки уголков размещают так, чтобы при перевозке склепанных на заводе отдельных частей балки свесы листов (например, горизонтальных) поддерживались концами уголков.

Оба уголка одного и того же пояса следует стыкать в одном сечении, так как раздвигание стыков влечет появление некоторых добавочных напряжений вследствие смещения в стыке оси центров тяжести. Явление это не имеет, однако, серьезного значения, и, если почему-либо потребуется раздвинуть стыки, — стесняться не следует. Конструктивные данные о стыках приведены в п⁰ 36, стр. 246.

Что касается числа заклепок, то таковое определяется по площади netto уголка при работе заклепок на одиночное срезывание; заклепки расставляются в обеих полках уголка при том шаге, каким приклепаны поясные уголки, если этот последний шаг не больше 5 *d*; в противном случае шаг в накладке может быть взят около 3,5 *d*.

d) *Стыки поясных листов.* — Для листов, как и для уголков, предельной длиной считается 12 метров. Листы перекрываются обыкновенно накладками такого же сечения, как соединяемые листы.

Заклепки расставляются при принятом шаге для поясных заклепок.

Если стык устраивается в листе, прикрытом другим листом, идущим непрерывно, то накладка также располагается сверху второго листа, и передача усилия от нижнего листа накладке происходит через посредство второго листа; во избежание перенапряжения последнего накладку берут длиннее, чем надо для одного листа. По Шведлеру, ее следует брать такой длины, как если бы оба листа имели стык.

e) *Стык вертикального листа.* — Необходимость постановки стыков вертикальных листов также обуславливается, с одной стороны, удобствами сборки и перевозки, а с другой — предельными размерами листов в зависимости от средств оборудования прокатных и сборочных заводов. Сравнительно недавно еще оборудование заводов было таково, что предельная длина листов тех размеров, которые употреблялись для вертикальных стенок, была сравнительно невелика; при высоте листов в 1 метр ограни-

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

чивались длиной в 4,5 *м*, а при высоте, например, 1,80 *м* длину листов брали 2—3 метра, имея в виду, кроме того, чтобы вес отдельной штуки не превышал 25—30 пудов.

В настоящее время оборудование как прокатных заводов, так и сборочных значительно улучшено, и листы можно брать гораздо большей длины.

Для вертикальных стенок берут листы толщиною от 10 до 15 *мм*, при высоте до 2 метров. Вес прокатных листов может доходить, например, на заводе бывшего Донецкого общества в Дружковке, до 4 тонн. Прокатные заводы устанавливают нормальные размеры листов, для которых указывается нормальная рыночная цена, а затем за размеры сверх норм требуют доплаты.

Например, до войны завод Гута Банкова в Домброве для листов толщиною от 7 до 16 *мм* нормальной шириной считал до 1500—1700 *мм*, а нормальной длиной до 6,4—7,3 *м*; за листы, выходящие из этих размеров, взыскивалось: за каждые 50 *мм* добавочной ширины от 1 до 1,5 коп. за пуд веса всего листа и за каждые 250 *мм* добавочной длины по 1 коп. за пуд.

По союзному стандарту (1926 г.) наибольшая ширина листов дана 1,85 *м*, а наибольшая длина 7,5 *м*.

Большинство русских заводов могло прокатать листы толщиною от 8 до 15 *мм*, длиною 10—12 метров при ширине до 1500 *мм*. Завод б. Донецкого общества (в Дружковке) давал эти листы длиною 12—16 метров.

При ширине до 2200 *мм* некоторые заводы давали длину до 8—10 метров. Донецкое общество — 10—16 *м* (чем толще, тем длиннее); большинство же меньше: 5—8 метров.

Завод б. Донецкого общества поставлял листы длиною 10—16 *м* при ширине до 2,5 метра. Предельные листы этого завода при толщине 14—15 *мм* имели длину 16 *м* при ширине 2,8 *м*, длину 10,0 *м* — при ширине 3,0 *м*. Предельная ширина листов этого завода 3,3 *м* при длине 3,4 *м*.

Труднее указать предельный вес отдельных штук железа, исходя из средств оборудования сборочных заводов. Если проектируется огромный мост в несколько сот тысяч пудов, то для его сборки завод может устроить специальное оборудование, так как дополнительные затраты лягут на единицу веса всего железа ничтожной величиной.

Таким образом, ограничение веса должно быть сообразовано с условиями сборки и постройки моста. В настоящее время для малых даже мастерских можно взять предельный вес штуки в 1 *т*, а для больших — указанной выше длины.

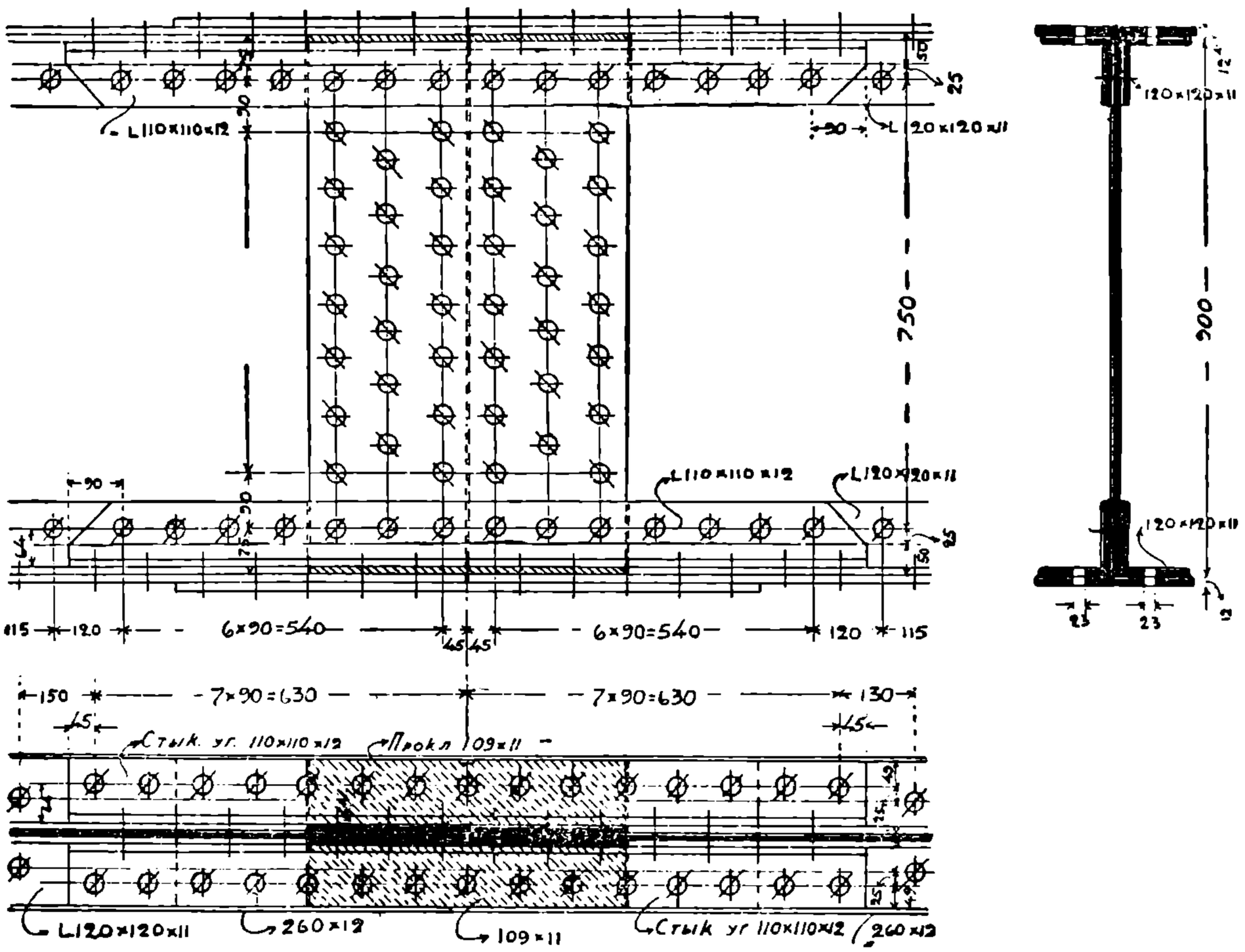
Лист толщиною 12 *мм*, шириною 1500 *мм*, при длине 12 метров, весит около 1,5 *т*; поставить в таком листе лишь один стык, т. е. взять лист в 0,75 *т*, было бы вполне уместно.

По примерным подсчетам, стык вертикальной стенки листа, высотою 1,8 *м*, обходится около 20 руб., исходя из платы 240 рублей за 1 тонну железа с работой. По норме упомянутых приплат, вместо стыка можно было бы за те же средства довести длину листа до 11 метров. Таким образом, при-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

платы за длину выгодней устройства стыков не только в техническом отношении, но и в экономическом.

Вышеизложенные соображения о длине листов определяют число стыков в стенке пролетного строения. Что касается размещения стыков, то нужно иметь в виду следующее. Стык перекрывается двумя накладками, причем момент инерции сечения накладок должен соответствовать изгибающему моменту, который приходится в данном сечении на долю вертикального листа; ясно, что накладки потребуются меньшей толщины, если сделать стык в таком сечении, для которого изгибающий момент меньше



Фиг. 874.

момента, допустимого по сечению. С другой стороны, накладки не берут тоньше 8 *мм*. Затем, необходимо согласовать положение стыка со стыками горизонтальных листов и уголков. Иногда при этом положение стыка определяется его конструкцией; например, при устройстве концентрированного стыка всех частей (фиг. 874). Если стык расположить так, чтобы он пришелся под уголком жесткости или под уголком вертикальных связей, то устранится высадка уголка или прокладка под ним, если возможно обойтись накладками, высотою от полки до полки уголка (фиг. 875).

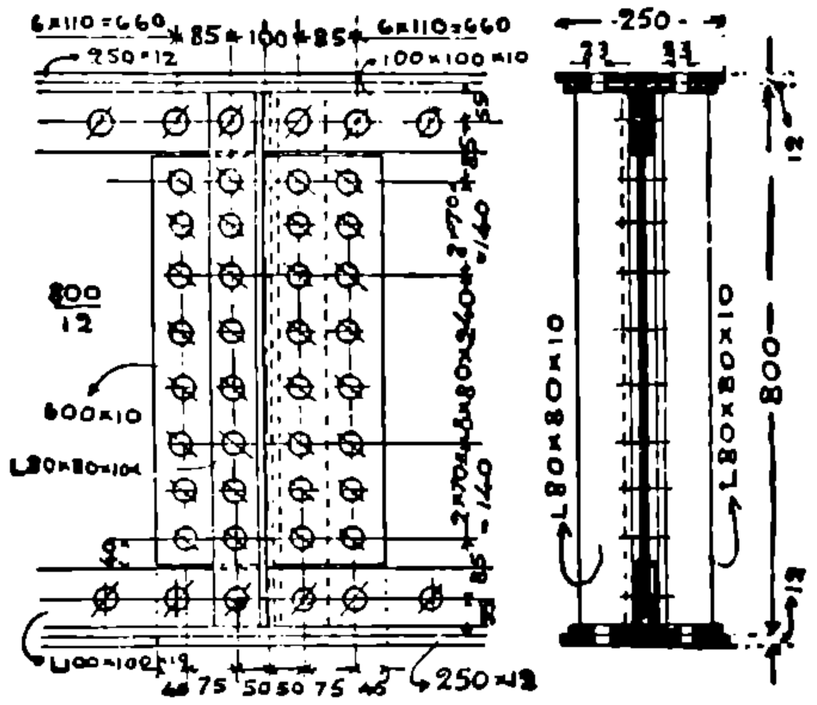
Накладки склепываются с листом заклепками, расположенными в вертикальных рядах при шахматном их расположении или при рядовом. Последнее расположение считается лучшим, так как заклепки дальше, в общем,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

отстоят от нейтральной оси. В один ряд с каждой стороны стыка заклепки не ставят, чтобы не сильно ослаблять стенку отверстиями.

Расстояние между заклепками в ряду берется от 5 d до 6 d.

Расстояние между вертикальными рядами при шахматном расположении берется по немецким нормам от 2 d до 2,5 d, при рядовом от 2,5 до 3 d; у нас эти расстояния берут несколько больше. Так как шаг поясных заклепок выбирается на других основаниях, то здесь является вопрос о согласовании заклепок у стыка. Вопрос этот можно устранить, так как существенного значения отсутствие согласования не имеет; но при желании устроить согласование необходимо шаг поясных заклепок сообразовать в этом месте с заклепками стыка, а не наоборот, как иногда приходится наблюдать. Это ясно само собою, если относиться к размещению заклепок трезво, без слепого преклонения перед ремесленными правилами. Согласования можно достичь различными путями. На один шаг поясных заклепок можно поставить два ряда заклепок в накладке; можно уменьшить до соответственной величины расстояние между поясными заклепками, сделав перебой над стыком.



Фиг. 875.

Сечение накладок, как упоминали уже, должно быть таково, чтобы момент инерции сечения балки через стык имел достаточную величину для устранения перенапряжений в поясах. Для сокращения подсчетов, особенно если в целом сечении балки нет запаса, можно уравнивать момент инерции сечений накладок с моментом инерции листа.

Во многих случаях с удобством можно помочь вертикальным накладкам усилением поясных листов над стыком, расположив на них горизонтальные накладки.

111. Связи. — Главные балки соединяются между собою *связями* с таким расчетом, чтобы они составили неизменяемую систему в пространстве. Они не должны свалиться на бок, они должны составить жесткую систему в горизонтальном направлении. Есть общее правило, которому должна удовлетворять пространственная система, чтобы быть неизменяемой: все ее грани должны быть неизменяемы в своих плоскостях. Пролетное строение с двумя железными балками составляет в пространстве параллелепипед с шестью гранями. Две боковые грани являются уже жесткими, так как они составлены главными балками, две торцовые грани требуют крепления связями; их ставят в виде крестов. И наконец две горизонтальные грани, верхняя и нижняя, требуют приведения в неизменяемую систему.

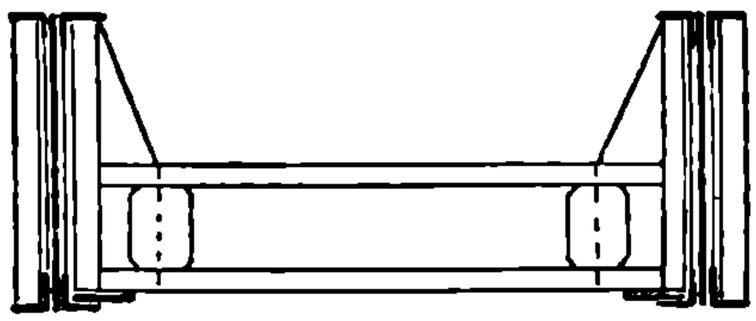
Таким образом, вертикальные связи по торцам и горизонтальные связи вверху и внизу являются необходимыми и достаточными. Когда езда устроена поверху, то верхние горизонтальные связи принимают давление ветра на половину фасада главной балки, на проезжую часть и на поезд. Ниж-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

няя система принимает давление ветра только на половину фасада главной балки. Обе системы работают независимо одна от другой. Нагрузка, собранная верхней системой, передается вертикальным торцовым связям, от них в опоры и в землю. На эту нагрузку торцовые связи и проверяются.

Очень часто, однако, кроме упомянутых связей, ставятся *промежуточные вертикальные связи;* для неизменяемости системы они лишние. Постановка их связывает верхние и нижние горизонтальные связи друг с другом, так что при разной нагрузке они должны прогибаться в горизонтальном направлении на одну и ту же величину. Так как по жесткости эти связи примерно, одинаковы, то и все давление ветра на пролетное строение делится между ними поровну, т. е. по промежуточным вертикальным связям передается с верхних связей на нижние половина давления ветра на проезжую часть и на поезд. В виду возможной неточности деления нагрузки берут в запас на 20% больше, а именно 0,6. На передачу этой нагрузки проверяют промежуточные связи.

Вертикальные промежуточные связи, поставленные в панелях горизонтальных связей, могут заменить одну из горизонтальных систем, например, нижнюю, слабо нагруженную давлением ветра. Тогда все давление ветра идет на верхнюю систему.



Фиг. 876.

В мостах с ездою понизу верхние горизонтальные связи нельзя поставить; приходится обходиться одной нижней системой, в виду чего по торцам и в промежуточных сечениях необходимо иметь вертикальные связи. Их здесь и устраивают в виде жестких полурамок (фиг. 876), так как диагоналей поставить нельзя.

При применении лоткового железа создается как бы сплошная стенка в горизонтальной плоскости. Но стенку эту неизменяемой считать нельзя, если лотки не забетонированы, и необходимо ставить связи, по крайней мере в мостах железнодорожных.

В еще большей степени сказанное относится к случаю устройства американской проезжей части в виде клепаного настила.

112. Опорные части — Назначение опорных частей для балочных мостов сводится к *распределению* опорного давления на такую площадь, чтобы кладка не была перенапряжена; затем к центрированию опорного давления и к фискации его в определенной точке, откуда это давление пойдет равномерно по частям опоры; кроме того, опоры должны осуществлять предположение, положенное в основу расчета балок: одна должна быть неподвижна, другая подвижна; наконец, опора должна давать свободу поворотам опорных сечений балки.

Полное осуществление всех этих требований приводит, как мы видели, к довольно сложным приспособлениям с точеными шарнирами и катками (см. п° 35, стр. 241). Для малых пролетов применяют упрощенные конструкции, начиная с плоских подушек, от которых следует, однако, отказаться

НВ УДУНТ (ДІІТ)

и применять *выпуклые* подушки (фиг. 525), осуществляющие центрацию весьма несложным способом.

Размеры выпуклых подушек необходимо поверить на излом, т. е. на изгиб. Величина выпуклости берется, примерно, в $^1/_{20} - ^1/_{25}$ длины плиты a (фиг. 374) и поверяется определением напряжений на смятие по формулам п⁰ 68, стр. 374. Нижняя подушка для среднего сечения, в котором сосредоточена сила P, имеет момент изгиба (фиг. 877, b)

$$M = \frac{Pa}{8},$$

Фиг. 877.

где a — длина подушки.

Если толщина подушки в этом сечении δ, то момент сопротивления равен $\frac{b\delta^2}{6}$, и наибольшее напряжение при изгибе будет

$$\sigma = \frac{3}{4}\frac{Pa}{\delta^2 b}.$$

По этой формуле можно определить напряжение в плите по заданной толщине плиты и размерам ее в плане или по допускаемому напряжению — толщину плиты δ.

Площадь нижней плиты находится по условию, чтобы давление на подферменный камень или на мауэрлаты не превосходило допускаемого напряжения. Это последнее, для сжатия дерева перпендикулярно направлению волокон, принимается в 20 *кг/см*²; на сжатие камня подферменного 20—40 *кг/см*², смотря по породе камня (стр. 373).

Наконец, размеры подферменного камня находятся в зависимости от допускаемого напряжения в кладке, принимаемого для бутовой кладки до 12 *кг/см*².

По нашим нормам требуется, как уже в своем месте об этом упоминалось, чтобы при пролетах от 15 *м* и выше опоры устраивались на катках, размеры которых проверяются по напряжениям в диаметральном сечении; о допускаемых напряжениях см. стр. 373 п⁰ 68.

B. — Балочные мосты под обыкновенную дорогу.

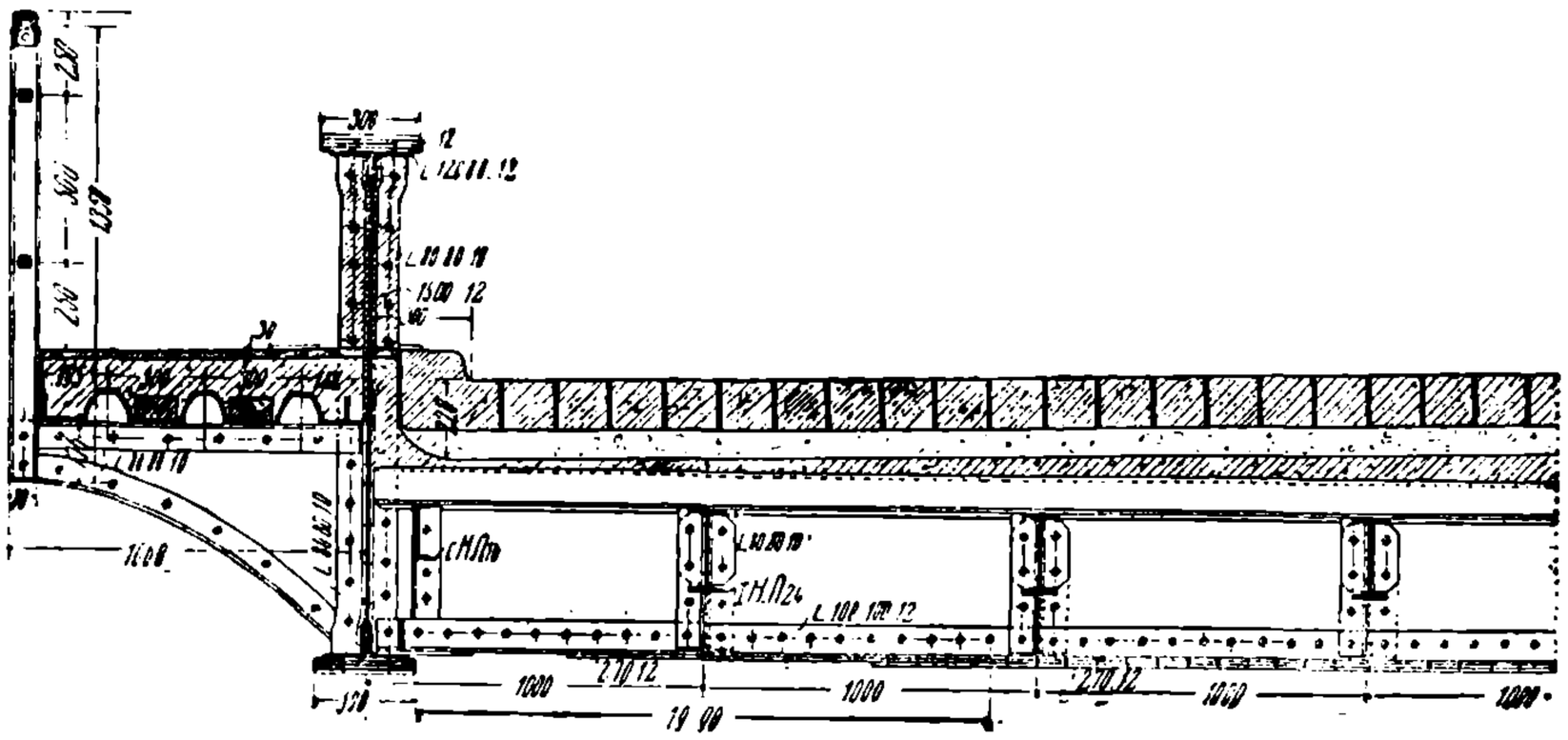
113. Дополнительные замечания. — Эскиз моста под обыкновенную дорогу составляется на тех же началах и в том же порядке, что и моста под железную дорогу. Выбор формы устоев и быков, расположение опор, форма балок проезжей части, подбор сечений, конструктивные детали должны быть изучены в отделе о железнодорожных мостах. Точно также многое, сказанное о каменных мостах, находит применение и в данном случае. В нижеследующем ограничимся поэтому лишь ссылками и указанием цифровых данных и конструктивных особенностей рассматриваемого вида мостов.

Сопряжение моста с берегом или насыпью освещено в п⁰ 81, стр. 406.

О системе *пролетного строения* см. п⁰ 98.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Относительно *системы устоев* и назначения размеров для них см. п⁰ 99 и 100. Здесь следует отметить, что в виду значительно большей ширины моста между обратными стенками получается относительно большой

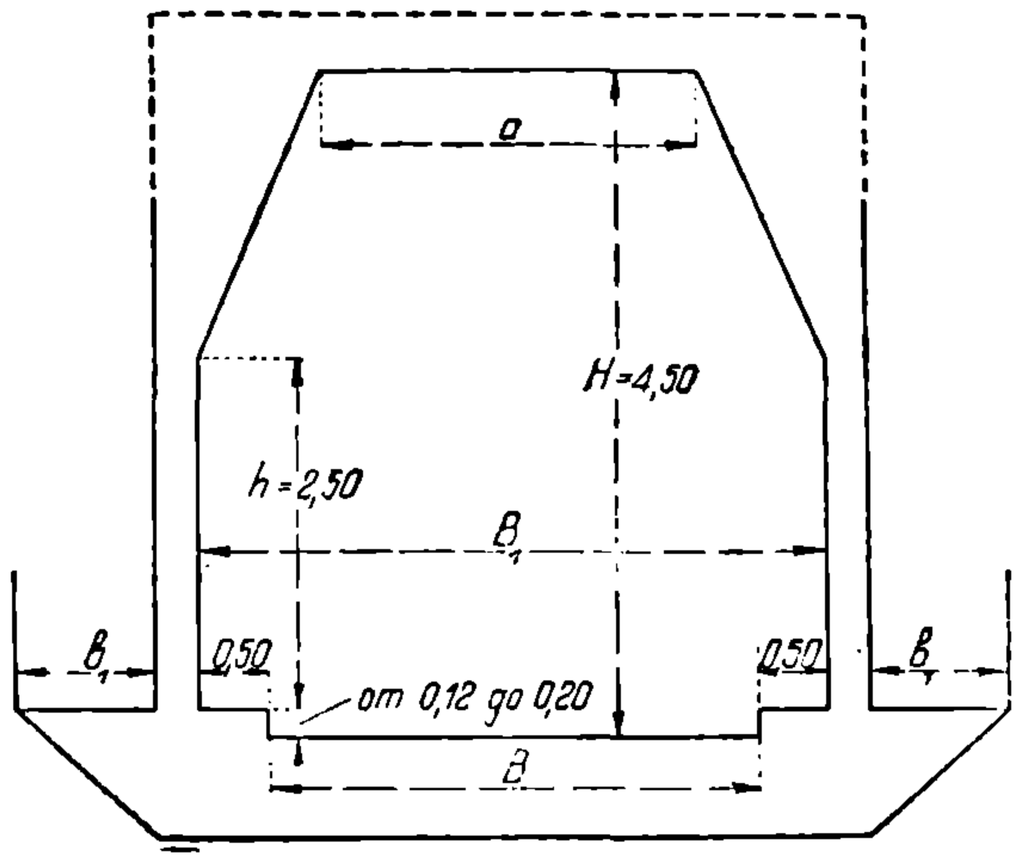


Фиг. 878.

по объему пустой промежуток; если применить поперечный проем, перекрытый сводом, то свод и опоры для него нужно будет вести на всю ширину устоя, между тем как экономия в кладке будет получаться лишь на толщине обратных стенок. Это обстоятельство ограничивает применение поперечных проемов в устоях широких мостов требованиями устройства проезда в устое или эстетическими соображениями.

О форме *быков* и их размерах см. п⁰ 87, стр. 430, и п⁰ 101, стр. 478

В отношении *деления отверстия* моста на пролеты пригодны указания, сделанные в п⁰ 85, стр. 418, и в п⁰ 107, стр. 492.



Фиг. 879.

В отношении *ширины моста* сведения, приведенные в п⁰ 83, стр. 413, следует пополнить указанием случая, когда езда по мосту расположена между фермами (езда понизу). В этом случае (фиг. 878) тротуары весьма часто располагаются вне ферм, на выступающих концах поперечных балок или на консолях, причем ездовое полотно приходится ограничивать бордюром или отбойным брусом, поставленным на таком расстоянии от ферм, чтобы фуры не могли задеть пояса или стоек ферм. Это расстояние определяется выступом оси телеги от обода колеса; оно колеблется от 0,25 до 0,60 *м*. Если фермы низкие, можно взять меньше.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

В этих случаях полная ширина моста является суммой ширины 2-х тротуаров, ездового полотна, двух поясов ферм и двух выступов тротуаров у ферм.

В настоящее время НКПС предлагает следующие размеры ширины ездового полотна и тротуаров, а также габариты для мостов под обыкновенную дорогу с ездою понизу (фиг. 879), утвержденные им 25 июня 1928 года.

Поперечные размеры (в метрах) полотна для мостов под обыкновенную дорогу с ездою понизу[1]).

Наименование величин (фиг. 879) Высота габарита $H = 4{,}5$, у краев $h = 2{,}5$.	На 4 фуры		На 3 фуры		На 2 фуры		На 1 фуру
	Автомобильное движение						
	сильное	слабое	сильное	слабое	сильное	слабое	
1. Ширина проезда B . .	12,0	10,0	9,0	7,5	5,5	4,5	3,5
2. Ширина тротуаров b_1:							
а) при сильном пешеходном движении . .	1,50	1,25	1,50	1,25	1,25	0	0
б) при слабом пешеходном движении . .	1,00	0,75	1,00	0,75	0,75	0	0
3. Ширина пролетного строения в свету B_1 . .	13,0	11,0	10,0	8,5	6,5	5,5	4,5
4. Ширина средней полосы габарита a . . .	11,0	9,0	8,0	6,5	4,5	3,5	2,5

Примечания. 1. Ширина тротуаров может быть увеличена в случае надобности. 2. При отводе особых полос для трамвая ширина проезда соответственно увеличивается. При этом H увеличивается до 5,5 *м*.

Указания о продольных и поперечных *уклонах* находятся в п⁰ 82, стр. 409.

Для мостов под обыкновенную дорогу *ездовое полотно* может быть устроено из досок, асфальта, торцов, булыжника, щебня и каменных брусков.

Дощатый продольный настил дает гладкую поверхность, спокойную езду, но плохой упор копытам лошадей, особенно во время дождей, гололедицы и т. п. Для тяжелого грузового движения он не совсем удобен; неудобен он по той же причине и на мостах с большими уклонами. Дощатый настил легок по сравнению с другими видами полотна, довольно дешев по первоначальным затратам, но более или менее быстро изнашивается (верхний ряд досок) и гниет (нижний ряд досок). При сильном движении на мосту верхний ряд досок приходится менять несколько раз в год, а, сле-

[1]) Таблица поперечных размеров полотна для мостов с ездою поверху см. выше п⁰ 83, стр. 414.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

довательно, в отношении эксплоатации этот настил является наиболее дорогим. Дощатый настил не применяется поэтому на постоянных мостах с сильным движением. В Ленинграде, напр., дощатый настил на постоянных мостах применен лишь на разводных частях, для которых легкость полотна имеет особенно важное значение.

Итак, дощатый настил при нужде может быть дан на постоянных мостах средних пролетов без значительных продольных уклонов и при слабом или среднем движении.

Для мостов малых пролетов легкость дощатого настила не приносит существенной выгоды, здесь уместно такое же полотно, каким одета дорога: щебеночное — на шоссе и булыжное или торцовое — на улицах. Увеличение веса пролетного строения в виду незначительности пролета дает слабое увеличение стоимости, в которой главную роль играет стоимость опор.

На дорогих мостах больших пролетов дощатый настил также неуместен, так как, с одной стороны, в конечном итоге, учитывая стоимость ремонта, он не дешевле других видов, с другой стороны, представляет большую опасность для железного моста в случае пожара.

Асфальтовая мостовая из прессованного асфальта, при толщине слоя 5 *см* и толщине бетонного основания 3—5 *см*, имеет наименьшую высоту и отличается, кроме того, ровностью и чистотою поверхности, упругостью и бесшумной ездой. К сожалению, однако, этот тип полотна непрочен и требует особой жесткости пролетного строения и балочной клетки, так как вследствие хрупкости не выносит деформации основания, дает трещины и вообще быстро расстраивается. Для железных мостов мало пригоден. Под действием колес слой раскатывается, образует вздутия и тонкие места и быстро портится; поэтому непригоден для мостов с сильным и тяжелым движением.

Вес асфальтового полотна при толщине слоя d *см* и толщине бетонного основания d_1 *см* составляет:

$g = 22(d + d_1)$ *кг* на 1 *кв. м* при бетоне из каменного щебня;
$g = 22d + 18d_1$ „ 1 кирпичного

Торцовая мостовая, в качестве полотна проезжей части моста, является в настоящее время наиболее совершенным типом. Шашки, расположенные торцом, представляют значительное сопротивление износу; вследствие значительной высоты шашек (около 120 *мм*) износ может быть допущен в 50—60 *мм*, что обеспечивает сравнительно большой срок службы. Мостовая этого типа имеет довольно гладкую поверхность, при которой езда происходит спокойно и бесшумно и, вместе с тем, представляет достаточно хороший упор ногам лошадей, вследствие чего возможно применение ее и на больших уклонах (до 0,03). Наконец, мостовая этого типа несгораема, не дает пыли, легче каменной или булыжной мостовой, а внешний вид ее более приятен. На всех почти капитальных мостах применяется в настоящее время торцовое полотно.

Вес торцовой мостовой при толщине ее d *см* (одних шашек) равен от $9d$ до $11d$ в *кг* на 1 *кв. м* полотна, в зависимости от породы дерева, для сосны $9d$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Торцовые мостовые стоят столько же приблизительно, как и хорошие каменные, но ремонт их почти вдвое дороже последних.

Относительно булыжной мостовой следует отметить вызываемое ее устройством дрожание пролетного строения.

Брусчатая мостовая имеет тот же недостаток; после некоторого времени службы, когда края брусков сбиваются, получаются сильно выпуклые камни. Во Франкфурте-на-Майне на Ober-Mainbrücke каменная мостовая через семь лет настолько износилась, что сотрясения моста стали недопустимыми, ее удалили и заменили торцовой. Вес каменной мостовой сравнительно большой, но при толщине камней 10 *см* и толщине слоя песку 4 *см* (мост через Эльбу в Гамбурге) на 1 *кв. м* приходится всего 326 *кг*, что меньше веса шоссейной коры толщиною 20 *см*. Если толщина камней d *см*, а толщина слоя песку d_1 *см*, то

$$g = 25d + 19d_1 \text{ кг на кв. м полотна.}$$

На тротуарах полотно устраивается в виде деревянного настила, либо в виде асфальтового слоя, либо в виде настила из каменных или железобетонных плит. Когда для полотна проезжей части выбран дощатый настил, в тротуарах уместен также дощатый настил, хотя возможно применение его и при тяжелом полотне для езды. Дощатый настил для тротуаров при той же легкости, что и для ездового полотна, не представляет тех неудобств, которые связаны с движением экипажей.

Асфальтовый тротуар из литого асфальта требует устройства сплошного неизменяемого основания, которое и делается в виде железного настила, покрытого слоем бетона, толщиною от 3 до 5 *см*; на бетоне располагается уже слой асфальта, толщиною 2—3 *см*. Асфальтовый слой достаточно прочен на износ, но размягчается под действием солнца, а в мороз дает трещины и выбоины, исправление которых довольно затруднительно, а после него полотно представляет некрасивый вид заплат. Но в виду легкости асфальтового покрытия и приятной, ровной его поверхности этот тип тротуарного полотна довольно часто применяется на виднейших железных мостах.

Каменная одежда тротуаров в виде плит гранита, известняка или песчаника наиболее тяжела, но и наиболее солидна и долговечна. Постоянные мосты в Ленинграде имеют либо гранитный настил, либо настил из плит известняка (путиловского). Плиты укладывают на слое песку, расположенном на слое бетона, который, в свою очередь, поддерживается сплошным железным настилом.

При выборе полотна, в случае стеснения в конструктивной высоте, необходимо считаться с высотою слоев полотна. Каменная мостовая делается из брусков размерами в длину от 12 до 25 *см*, в ширину от 9 до 20 *см* и толщиною от 10 до 18 *см*. Толщина 16 *см* считается достаточной для сильного движения и 10 — для слабого. Под камни необходимо положить слой песку или гравия, толщиною 4—6 *см*, если песок располагается на бетонном слое толщиною около 5 *см*, покрывающем железный настил; если же песок положен непосредственно на железо, то его толщина должна быть

НВ УДУНТ (ДІІТ)

не меньше 12 *см*. Таким образом, толщина каменной мостовой должна быть принята около 25 *см*. Minimum толщины: $10+4+5=19$ *см*.

Булыжная мостовая имеет высоту булыжного слоя 10—15 *см*, песчаного 10 *см*, на слое бетона 5 *см*. Minimum 25 *см*.

Торцовая мостовая имеет 12—17 *см* высоты шашек плюс 4—5 *см* бетонного слоя. Minimum 16 *см*.

На железных мостах, при применении слоя бетона на железном настиле или железобетонных плит по балочной клетке, необходимо делать изолирующий слой из асфальта, толщиною 1 *см*, или рубероида, толщиною 2—3 *мм*, или просмоленного джутового полотна.

114. Расположение езды, конструктивная высота и число главных ферм. — В мостах под обыкновенную дорогу полотно моста может быть расположено поверху главных балок или ферм или понизу. В последнем случае фермы возвышаются над полотном, и необходимо, чтобы расстояние между ними отвечало условиям движения по мосту. Мы видели, что наименьшая ширина ездового полотна для малых мостов равна 4,50 *м*; чтобы фуры не задевали частей ферм, нужно отодвинуть их от бордюра на величину minimum 0,50 *м*; прибавляя ширину самих ферм minimum 0,25 *м*, получим, приблизительно, как наименьшее расстояние между осями ферм, $4{,}50+2\times 0{,}50+0{,}25=5{,}75$ *м*. При таком расстоянии между фермами поперечные балки должны иметь высоту около 80 *см*; балочная клетка получается тяжелой, тротуары должны располагаться снаружи ферм и будут отделены последними от ездового полотна и друг от друга. Затем, если ширина каждого тротуара по 1,0 *м*, то ширина моста, считая между перилами, при езде поверху 6,5 *м*, а при езде понизу $4{,}5+2\cdot 0{,}5+2\cdot 0{,}25+{}+2\cdot 1{,}0=8{,}0$ *м*, т. е. при той же полезной площади моста его надо делать во втором случае на 23% шире.

Отсюда становится понятным правило, по которому полотно мостов под обыкновенную дорогу должно располагать поверху: от этого правила следует отступать лишь в крайнем случае, когда никаким образом не удается выйти с ездою поверху. Тем не менее и у нас и за границей в последнее время сделаны отступления от этого общего начала при постройке виднейших мостов; хотя в этих случаях выбраны наиболее красивые очертания ферм, тем не менее результат получился в эстетическом отношении отрицательный. Дело в том, что при езде понизу фермы, высоко поднимающиеся над полотном моста, а, следовательно, и улиц, закрывают лучшие в городе виды, в основе которых лежит река. Затем, для моста, представляющего ажурный вид, фоном служат высокие здания, украшенные сравнительно мелкой архитектурной обработкой и испещренные оконными отверстиями, на котором ажурный мост теряет свои очертания, и в общем получается картина, напоминающая фотографию с негатива, на который по ошибке снято два разных вида.

Что касается мостов малых пролетов и путепроводов, то при ширине в 6—8 *м* расположение езды понизу не дает никаких преимуществ в смысле уменьшения конструктивной высоты пролетного строения, — единственный мотив, которым можно было бы оправдать расположение

НВ УДУНТ (ДІІТ)

полотна ниже ферм. Здесь поэтому полотно располагается всегда поверху.

В тех же случаях, когда имеется ограничение в выборе конструктивной высоты условиями судоходства или уровнем высоких вод, надлежащее решение может быть найдено в очертании пролетного строения. В этом отношении особенно целесообразно применение арок, которые вместе с тем дают наиболее красивую форму пролётного строения и обладают наибольшей жесткостью в отношении прогибов под действием нагрузки.

Бывают случаи, когда возможно балочным фермам придать очертание арок и, удерживая некоторые положительные свойства арок, избавиться от устройства массивных опор.

Но при сплошных стенках балок с нижним криволинейным поясом результат в отношении красоты получается довольно сомнительный.

Балки со сплошной стенкой и с параллельными поясами применяются главным образом для путепроводов, где легкие промежуточные опоры дают возможность сделать небольшие пролеты, перекрытые невысокими балками, при каковом условии общий вид моста получается довольно сносным.

В Ленинграде Семеновский мост через Фонтанку с такими балками представляет по внешнему виду весьма не плохое сооружение.

В нижеследующей таблице (стр. 519) приводим данные о конструктивной высоте балочных мостов под обыкновенную дорогу, т. е. о расстоянии поверхности полотна по оси моста от низа ферм.

При составлении этой таблицы предположены следующие условия:

1) Двойной дощатый настил имеет наименьшую толщину $5 + 10$ *см* при поперечном уклоне $^1/_{50}$.

2) Шоссейная кора имеет наименьшую толщину 15 *см* при поперечном уклоне $^1/_{30}$.

3) Каменная или торцовая мостовая имеет высоту 13 *см* при толщине бетонного слоя minimum 5 *см* и слое песку 4 *см*. Поперечные уклоны $^1/_{40}$.

4) Слой асфальта 5 *см* толщины на слое бетона minimum 8 *см* при поперечном уклоне $^1/_{60}$.

В качестве временной нагрузки применены: одна фура весом 18 *т*, при расстоянии между осями 4,5 *м*, и непрерывный ряд фур весом 5 *т*, с расстоянием между осями 3,5 *м*.

Допускаемые напряжения приняты такие же, как для мостов под железную дорогу.

Высота балок определялась условием, чтобы прогиб от подвижной нагрузки не был больше $^1/_{1100}$ пролета. Желательная высота обусловлена наименьшим весом.

Расстояние между фермами при езде понизу принято для прохождения одновременно двух фур 6,4 *м*, для трех фур, при тротуарах, расположенных снаружи ферм, — 9,5 *м*. Строительная высота определена в зависимости от высоты поперечных балок, прогиб которых от подвижной нагрузки ограничен $^1/_{1100}$ пролета их.

Итак, придерживаясь, в общем, правила располагать главные балки под полотном моста, встретимся с вопросом о расстоянии между ними. *Расстоя-*

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Строительная высота железных мостов под обыкновенную дорогу. L — расчетный пролет; B — ширина ездового полотна (Dircksen).

Конструкция	Расстояние между главн. балками *м*	Расчетный пролет *м*	Наименьшая строительная высота в *см*				Желательная строительная высота в *см*			
			Тип ездового полотна							
			Двойной дощатый настил	Шоссе	Торцовая или каменная мостовая	Асфальтовая мостовая	Двойной дощатый настил	Шоссе	Торцовая или каменная мостовая	Асфальтовая мостовая
1. Балки со сплошной стенкой; езда поверху; настил из лотков	около 1,5	10	$\frac{L}{16}+25+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{16}+20+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{16}+27+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{16}+17+\frac{B}{120}$	$\frac{L}{11}+23+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{11}+18+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{11}+25+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{11}+15+\frac{B}{120}$
		15	$\frac{L}{18}+27+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{18}+22+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{18}+29+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{18}+19+\frac{B}{120}$	$\frac{L}{10}+24+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{10}+19+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{10}+26+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{10}+16+\frac{B}{120}$
		20	$\frac{L}{20}+28+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{20}+23+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{20}+30+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{20}+20+\frac{B}{120}$	$\frac{L}{9}+25+\frac{B}{100}$	$\frac{L}{9}+20+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{9}+27+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{9}+17+\frac{B}{120}$
		Панель в *м*								
2. Езда понизу	6,4	2,5	66	64	69	57	100	98	103	91
		3,5	69	67	72	60	110	108	113	101
		4,5	75	73	78	66	125	122	128	116
	9,5	2,5	87	85	90	78	130	128	133	121
		3,5	94	92	97	85	155	153	158	146
		4,5	105	103	108	96	168	166	171	159

НБ УДУИТ (ДІІТ)

ние между главными балками должно быть выбрано в зависимости от намеченного типа полотна моста, с которым в тесной связи находится балочная клетка; очень целесообразно употреблять и главные балки в качестве элементов балочной клетки. Для большинства применяемых настилов расстояние между продольными балками может колебаться в пределах от 1,00 до 2,00 *м*. Если пролеты не велики и главные фермы не тяжелы, то их можно поставить ближе друг к другу при большем числе, нежели при больших пролетах и тяжелых фермах. Но даже и в этом последнем случае возможна еще утилизация главных ферм в качестве элемента балочной клетки. Так, например, фермы моста Равенства (б. Троицкого) через Неву в Ленинграде размещены на расстоянии 2,85 *м* ось от оси; при ширине поясов 0,80 *м* просветы между краями имеют величину около 2 *м* и перекрыты лотками с добавлением лишь поперечных балок.

При малых пролетах пользование продольными вспомогательными балками также может оказаться выгодным, в особенности когда главные балки опираются на колонны и от числа их зависит число колонн и отдельных фундаментов для них, шарниров и т. п.

При расположении езды понизу, расстояние между фермами определяется шириной ездового полотна; берутся обыкновенно две фермы. Если взять число ферм больше 2, то полотно разделится на полосы, сообщение между которыми затруднится; для небольших мостов по длине это еще допустимо; для больших мостов это представит большое неудобство, во избежание которого, даже для таких огромных по пролету (63 саж.) и ширине (11 саж.) мостов, как Охтенский мост в Ленинграде, принято две фермы.

При расположении езды понизу возникает еще вопрос о положении тротуаров: их весьма выгодно помещать снаружи главных ферм, так как расположение их внутри ферм вызывает значительное увеличение расстояния между фермами, сопряженное с увеличением веса балочной клетки, а затем и ферм.

При сплошных балочных фермах расположение тротуаров снаружи и полное их отделение от проезжей части, уничтожающее возможность поперечного движения пешеходов на мосту, допустимо лишь для коротких мостов. Для решетчатых ферм это расположение более удобно, тем не менее также не всегда применяется.

115. Балочная клетка и настилы. — Расположение балок в балочной клетке в значительной степени зависит от принятого типа полотна моста, как это мы уже имели случай видеть в мостах под железную дорогу с балластным корытом. К тому, что там было сказано по этому вопросу, здесь остается прибавить мало существенного.

При двойном дощатом настиле нижние доски берутся, как известно, толщиной не больше 10 *см* (4″) и шириной 25 *см* (10″). В зависимости от давления колеса фуры, на пропуск которой мост расчитывается, две доски, принимающие давление, могут поддерживать колесо, если расстояние между опорными точками досок составляет от 0,60 до 1,00 *м*. Это значит, что балки, на которых располагается нижний настил, должны быть расположены, приблизительно, не больше, чем через метр; располагать так густо

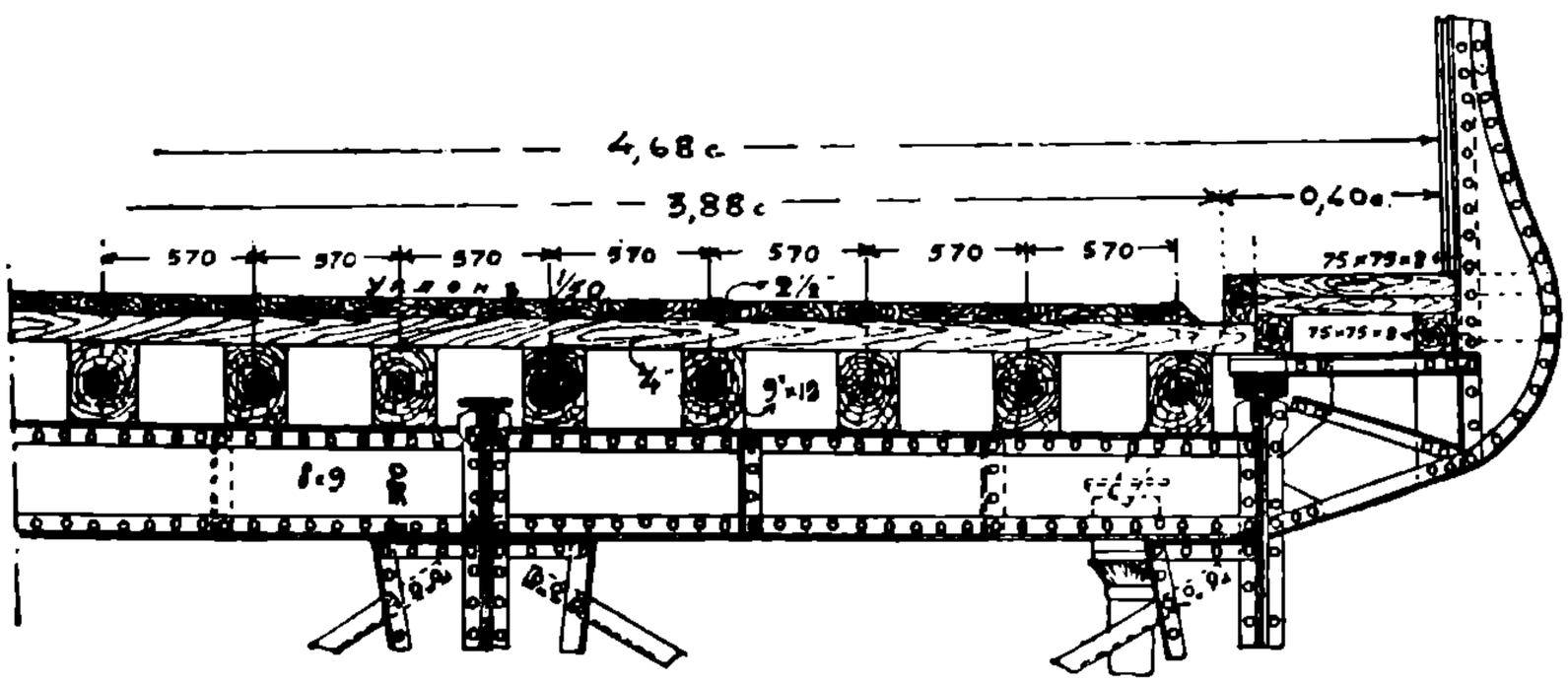
НВ УДУНТ (ДІІТ)

главные балки невыгодно, а потому при двойном дощатом настиле необходимо иметь либо поперечные балки, либо поперечные и продольные, в зависимости от расстояния между главными балками. Если последнее равно около 2,00 *м* — возможно справиться с одними поперечными балками.

Вместо железных поперечных балок берут деревянные поперечные брусья, располагая их через 0,60 — 1,00 *м* на главных балках. Брусья имеют сечение от 15 × 20 до 20 × 25 *см* и могут поддержать колесо весом 2 — 3 тонны при пролетах от 1,50 до 2,50 *м*; в этих пределах должно быть взято расстояние между фермами.

Продольные железные балки можно заменить деревянными прогонами; расстояние между поперечными балками, которые будут поддерживать прогоны, должно быть, по вышеприведенным соображениям, от 1,5 до 2,5 *м*.

Путепроводы под обыкновенную дорогу, построенные на Московской окружной ж. д., имеют балочную клетку именно этого типа. Главные балки



Фиг. 880.

размещены на расстоянии 2,85 *м* друг от друга (фиг. 880); между ними помещены поперечные балки высотою 380 *мм*, на расстоянии 1,50 до 1,60 *м*. На этих последних уложены продольные деревянные брусья, сечением 9" × 12", на взаимном расстоянии 0,57 *м*, считая между осями. На продольных брусьях уложен 4-дюймовый поперечный настил, а затем — продольный верхний настил толщиною $2^1/_2$".

По поводу этой конструкции возникает вопрос: при столь сильных и густо расположенных продольных брусьях, не лучше ли было бы поставить прокатные продольные балки и на них нижний настил? Было бы меньше дерева и, пожалуй, стоило бы это не дороже. Уменьшение количества дерева, кроме безопасности в пожарном отношении, выгодно еще вследствие уменьшения издержек на ремонт.

В мостах малых пролетов, когда главные балки располагаются сравнительно близко друг к другу, поперечные и продольные балки следует брать из прокатного железа двутаврового сечения или корытообразного. Такие балки дешевле клепаных и лучше сохраняются.

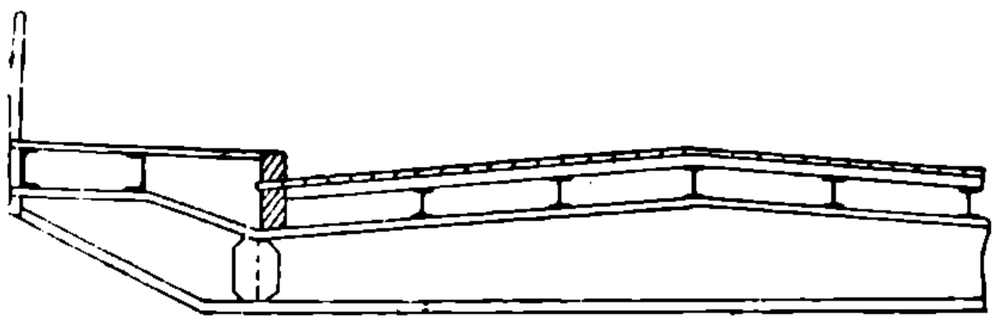
Что касается направления, в котором следует располагать доски, то для нижнего настила это безразлично; нужно лишь при расположении до-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

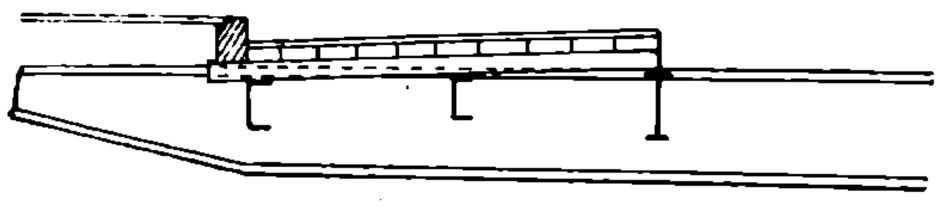
сок поперек моста иметь в виду удобство смены настила без перерыва движения на мосту и делать посередине ширины моста стык досок.

Верхний настил располагается вдоль моста, если более важно получить спокойное для езды полотно; он располагается поперек моста, если большее значение имеют удобства грузового движения, так как в этом случае получается гораздо лучший упор для ног лошадей.

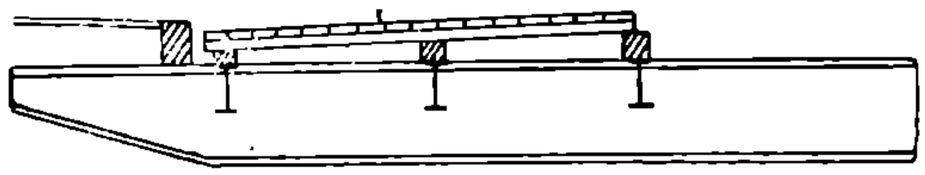
Поперечный уклон полотну придается либо приданием уклона поясу поперечных балок (фиг. 881), либо расположением продольных балок не на одном уровне (фиг. 882), либо применением деревянных подкладок разной высоты (фиг. 883). В последнем случае проще конструкция железных частей, но вместо того больше горючего материала. Первую комбинацию следует предпочитать для более или менее серьезных сооружений. Для мостов малых отверстий более уместен третий прием. Хорошо получается и по первому приему.



Фиг. 881.



Фиг. 882.



Фиг. 883.

Состав и расположение элементов балочной клетки, в случае сплошного железного настила, устанавливается при помощи соображений, указанных для мостов под железную дорогу с балластным корытом; здесь укажем лишь некоторые частности, относящиеся к этой области.

Железо Зоре укладывается как вдоль моста, так и поперек моста. В том и другом случае расстояние между балками, поддерживающими его, приходится ограничивать величиной от 1 до 1,5 *м*.

Полосы железа Зоре кладутся с просветами 2—3 *см* или 10—13 *см* и покрываются бетоном. На тротуарах расстояние между полосами Зоре доводится иногда до 25 *см*.

Гезелер предлагает следующую формулу для определения наивыгоднейшего расстояния *c* между продольными балками, поддерживающими настил Зоре:

$$c = 0{,}38 \sqrt{7 + 8\frac{l}{D}} \text{ (метры)},$$

где l — пролет продольных балок или расстояние между поперечными балками в метрах, D — давление колеса в тоннах.

По этой формуле для моста шириною 5 *м*, при щебеночном полотне толщиною 20 *см*, при допускаемом напряжении для железа 600 *кг/см²* и давлении колеса 4 *т*, Гезелер получил следующую табличку:

$l =$	2	3	4	5 *м*
$c =$	1,26	1,37	1,47	1,57 ,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для балочной клетки мостов под обыкновенную дорогу применяются как прокатные балки, так и клепаные.

Корытное железо имеет более широкую полку, чем двутавровое, и при малых высотах дает возможность приклепывать настил.

При расчете прокатных балок нужно иметь в виду необходимость понижения допускаемого напряжения, в виду менее сильного уплотнения железа при прокатке крупных профилей. Понижение тем значительнее, чем крупнее профиль.

Если для клепаной балки допускаемое напряжение R, то для прокатной балки R', в зависимости от высоты балки h (в *см*), принимается по формуле:

$$R' = \left(1 - \frac{h}{200}\right) R;$$

уменьшение напряжений достигает 20%.

Так как заклепочные дыры в полках сильно ослабляют прокатное железо, то при употреблении крупных профилей следует так конструировать соединения, чтобы не приходилось ставить заклепки в полках.

Высота продольных балок берется около $^1/_{10}$ пролета, поперечных — около $^1/_8$.

116. Вес пролетного строения. — Для предварительных эскизных подсчетов необходимо располагать данными о весе пролетного строения. Вес для мостов под обыкновенную дорогу дается чаще всего на кв. единицу площади горизонтальной проекции моста.

По Энгессеру, для пролетов от 10 *м* до 100 *м* при двух фермах высотою $\frac{1}{8} - \frac{1}{10} L$ вес пролетного строения g в *кг* на *кв. м* ездового полотна (L в метрах) выражается следующими формулами:

1) Полевой мост с двойным дощатым настилом:

$$g = 215 + 2{,}3\,L + 0{,}02\,L^2,$$

где на вес настила при толщине 16 *см* положено 110 *кг/м²*, вес железа, следовательно,

$$g_1 = 105 + 2{,}3\,L + 0{,}02\,L^2 \ \ кг/м^2.$$

Если вне главных балок имеются тротуары с деревянным настилом, то надо прибавить на них железа (не считая перил)

$$g_2 = 60 + 2{,}3\,L \ \ кг/м^2.$$

2) Полевой мост с шоссейной корой:

Полный вес

$$g = 525 + 2{,}8\,L + 0{,}025\,L^2 \ \ кг/м^2.$$

Вес щебеночного слоя 400 *кг/м²*.

Вес железа

$$g_1 = 125 + 2{,}8\,L + 0{,}025\,L^2 \ \ кг/м^2$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

(кроме железного настила, на который надо добавить 65 *кг/м²*); на тротуар железа (считая увеличение веса фермы)

$$g_2 = 60 + 2{,}3\,L \ \ кг/м^2.$$

3) Городской мост с двойным дощатым настилом:
Полный вес

$$g = 295 + 2{,}7\,L + 0{,}021\,L^2 \ \ кг/м^2.$$

На настил толщиною 20 *см* — 140 *кг/м²*.

$$g_1 = 155 + 2{,}7\,L + 0{,}021\,L^2 \ \ кг/м^2.$$
$$g_2 = 80 + 2{,}7\,L \ \ кг/м^2.$$

4) Городской мост с шоссейной корой:

$$g = 650 + 3{,}2\,L + 0{,}028\,L^2 \ \ кг/м^2.$$

Вес щебня 480 *кг/м²*.

$$g_1 = 170 + 2{,}3\,L + 0{,}028\,L^2 \ \ кг/м^2$$

(на железный настил добавить 80 *кг/м²*).

5) Городской мост с мостовой:

$$g = 880 + 3{,}7\,L + 0{,}029\,L^2 \ \ кг/м^2,$$

вес мостовой 700 *кг/м²*;

$$g_1 = 180 + 3{,}7\,L + 0{,}029\,L^2 \ \ кг/м^2$$

(на железный настил прибавить 80 *кг/м²*),

$$g_2 = 80 + 2{,}7\,L \ \ кг/м^2.$$

По данным немецкого строительного календаря, полный вес слагается из веса g_0 полотна, балочной клетки, связей и перил и из веса g_1 главных балок, причем для g_0 и g_1 даются следующие таблички:

g_0 — в *кг* на кв. метр при очень тяжелой мостовой (каменная мостовая на кирпичных сводах) и в зависимости от тяжести фур: очень тяжелая фура, тяжелая, легкая .	1310	1160	920
g_0 — при тяжелой мостовой (каменная, на жел. настиле) .	960	840	730
g_0 — торцовая или бетонная мостовая	610	550	500
g_0 — двойной дощатый настил	310	250	200

g_0 — для тротуара с торцовым полотном на жел. настиле — 430 *кг/м²*, с бетонным полотном — 340 *кг/м²*, с дощатым полотном — 170 *кг/м²*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Вес g_1 в *кг* на *кв. м.*

Пролет в метрах	Очень тяжелая фура				Тяжелая фура				Легкая фура			
	Подвижная нагрузка *кг/м²*	Очень тяжелая проезжая часть	Тяжелая проезжая часть	Легкая проезжая часть	Подвижная нагрузка *кг/м²*	Очень тяжелая проезжая часть	Тяжелая проезжая часть	Легкая проезжая часть	Подвижная нагрузка *кг/м²*	Очень тяжелая проезжая часть	Тяжелая проезжая часть	Легкая проезжая часть
5	1440	40	40	40	850	40	40	40	590	40	40	40
10	950	60	60	60	640	60	60	60	510	60	60	60
20	700	90	90	80	530	90	90	80	470	90	80	80
30	620	120	110	100	500	120	110	100	460	110	110	100
40	580	160	140	120	480	160	150	140	450	150	150	140

Полный вес $g = g_0 + g_1$ в *кг* на $м^2$ полотна (ездового и тротуаров).

117. Назначение предварительных размеров частей пролетного строения. — Коснемся лишь элементов, не имеющих применения в железнодорожных мостах, или таких практических данных, которые свойственны специально мостам под обыкновенную дорогу.

а) *Двойной дощатый настил.* — Так как двойной дощатый настил ставится в тех случаях, когда движение настолько интенсивно, что для износа полотна необходимо ставить особую часть — верхний слой досок, то расчитывать на него в передаче нагрузки нельзя; нагрузка принимается нижним настилом. Верхний настил можно было бы расчитывать, определяя его толщину в зависимости от быстроты износа, стоимости досок различной толщины и стоимости работы по смене настила.

Часто без всяких расчетов берут верхний настил толщиною от 5 до 8 *см*: чем гуще движение, тем толще.

Что касается нижнего настила, то доски его лежат на поперечных или продольных брусьях или балках, расставленных на такое расстояние, какое позволяет дать доска толщиною 8 — 10 *см*, шириною 25 *см*, из которых устраивается нижний настил. Соответствие между сечением доски и пролетом ее поверяется расчетом доски на изгиб, принимая ее за балку, разрезанную на опорах и подверженную наиболее невыгодной нагрузке. При этом за расчетный пролет принимают расстояние между осями брусков балочной клетки, или, что более основательно, величину, равную просвету плюс 5 — 6 *см*.

Из всех возможных нагрузок самой невыгодной является давление колеса фуры или автомобиля; так как обод колеса фуры имеет некоторую ширину (можно принять ее 10 — 20 *см*), довольно значительную по отношению к величине расчетного пролета, то при вычислении момента изгиба это следует учесть. Затем, при расположении верхнего настила поперек нижнего, давление колеса передается не на одну доску последнего, а на не-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

сколько вследствие жесткости верхнего настила; при расположении обоих настилов по одному направлению происходит передача на две доски нижнего настила, так как в этом случае доски верхнего настила перекрывают швы нижнего. На этом основании допустимо считать, что давление колеса распределяется поровну на две доски нижнего настила. Некоторые сомнения, которые при этом должны возникнуть, если обратить внимание на износ верхнего настила, должны отпасть при соображении, что давление колеса условно, что принятые для расчета фуры редко обращаются на мосту и что в исключительных случаях можно помириться с быстро проходящим перенапряжением материала.

Постоянная нагрузка состоит из собственного веса доски и веса находящейся над нею части верхнего настила.

b) *Железный сплошной настил.* — Как и в мостах под железную дорогу с баластным слоем, здесь применяется *лотковое железо* и *цилиндрическое*. Для лоткового железа, на основании опытных данных, принимают следующую толщину в зависимости от размеров клетки:

При длине одной из сторон до .	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	*м*
толщина под проезжую часть .	6	7	8	9	10	*мм*
тротуары .	5	6	7	8	8	*мм*

Для цилиндрического железа, прикрепляемого лишь по двум краям листа, толщина увеличивается на 1 *мм* сверх вышеуказанной.

Волнистое железо, прокатное или клепаное. — Волна такого настила представляет собою балку, подобно доске дощатого настила. Постоянная нагрузка подсчитывается соответственно ширине волны на погонную единицу ее длины. Что касается подвижной сосредоточенной нагрузки, то она принимается распределенной на ширину в зависимости от конструкции мостовой; давление колеса может передаваться не одной волне, а нескольким, и часть, приходящаяся на рассматриваемую волну, отвечает ее ширине.

В отношении подбора сечений балок здесь применимы соображения, приведенные в п° 109 — 110.

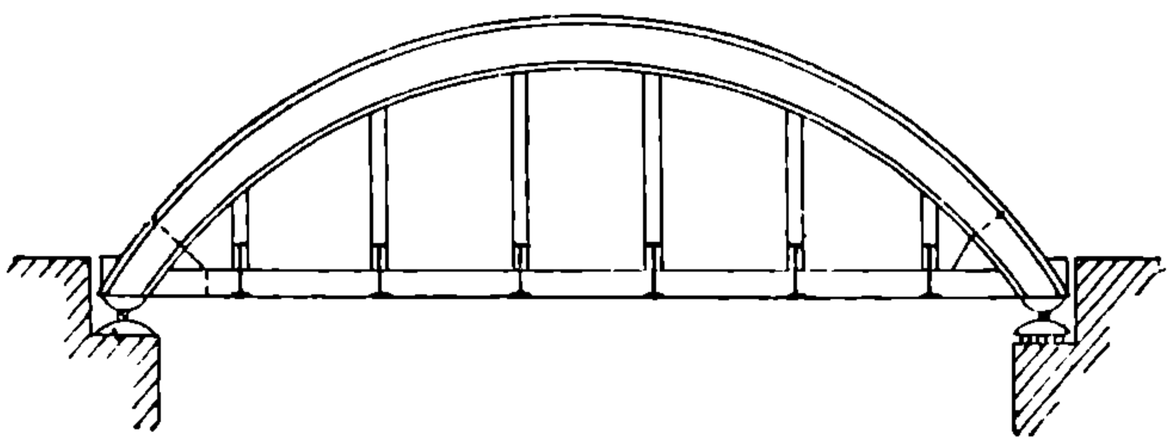
C. — Арочные мосты.

Мы не имеем в виду останавливаться столь же подробно на арочной системе, как то было сделано относительно балочной, так как многое, что было сказано применительно к последним мостам, относится и к первым. Например, полотно моста в обоих случаях выбирается на основании одних и тех же соображений и по конструкции не разнится. Имеется небольшое отличие в конструкции балочной клетки, о чем и будет ниже сказано. Главное же соображение, которое освобождает нас от систематичного и подробного изложения руководящих указаний, заключается в том, что мы не имеем в виду дать наставление для проектирующих, которые при работе над ба-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

лочным мостом должны читать такую-то часть, а при работе над арочным такую-то. Мы имеем в виду познакомить с сущностью задач проектирования мостов и с характером приемов их решения. Кто ознакомился с этим на анализе балочных мостов, тому нетрудно будет работать и над всякой другой системой не только из железа, но и из других материалов, с принятием во внимание новых свойств системы. Например, расстояние между балками при езде поверху для узких мостов определяется соображениями об устойчивости пролетного строения под давлением ветра и о достаточной жесткости системы в горизонтальном направлении. То же самое можно повторить и об арочном пролетном строении. Это и дает возможность в нижеследующем остановиться лишь на некоторых особенностях арочной системы.

118. Выбор типа моста по пролетному строению. — Пролетное строение с ездою понизу (фиг. 884), когда полотно располагается между арками, проще всего получается с применением затяжки, в каковом случае оно весьма близко в конструктивном отношении к балочным мостам; при этом и опорные точки устанавливаются как в балочных мостах: одна неподвижная, другая горизонтально подвижная. Устои не подвергаются действию горизонтального распора; жесткость пролетного строения такая же, как балочного такой же формы. Эту систему можно иметь в виду, когда конструктивный просвет не позволяет расположить полотно поверху, и приходится выбирать между железной балкой и аркой.



Фиг. 884.

Затяжка всегда представляется прикрепленной к концам арки шарнирно, а потому арка является двухшарнирной и статически неопределимой.

На рассматриваемый тип арки с затяжкой смещение опор не влияет, как и равномерное изменение температуры; но если затяжка прикрыта полотном и находится в тени, а арка на солнце, то и здесь разница термического состояния сказывается добавочными напряжениями для арки с 2 шарнирами.

Постановка в середине ее пролета шарнира обращает арку в трехшарнирную, статически определимую.

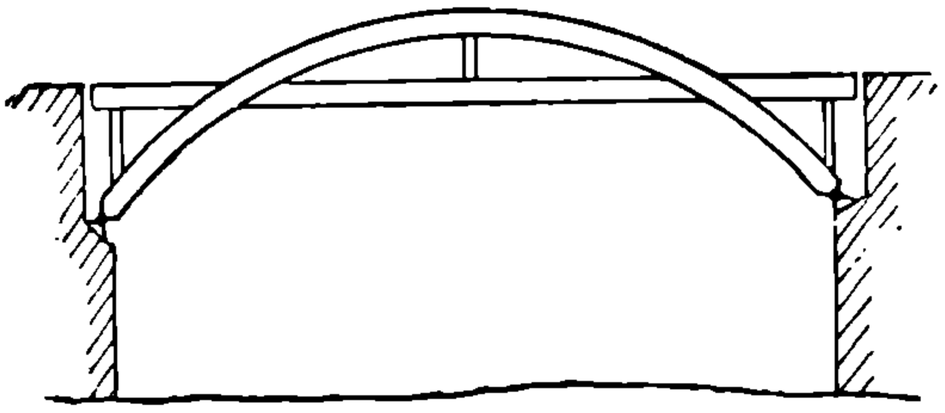
Но устройство шарнира усложняет и удорожает конструкцию, а в техническом отношении создает недостаток, особенно значительный для железнодорожных мостов, заключающийся в изломе продольного профиля пути на мосту от изменений температуры и от смещения опорных точек.

Кроме того, при устройстве в рассматриваемом случае шарнира, в вершине арки получается разрыв, и для ее устойчивости в своей плоскости необходимы специальные приспособления или постановка связей между арками, хотя бы в верхней их части, что возможно лишь при значительной высоте арки, удовлетворяющей требованиям высоты габари-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

та, — условие, которое при небольших пролетах может оказаться трудно осуществимым.

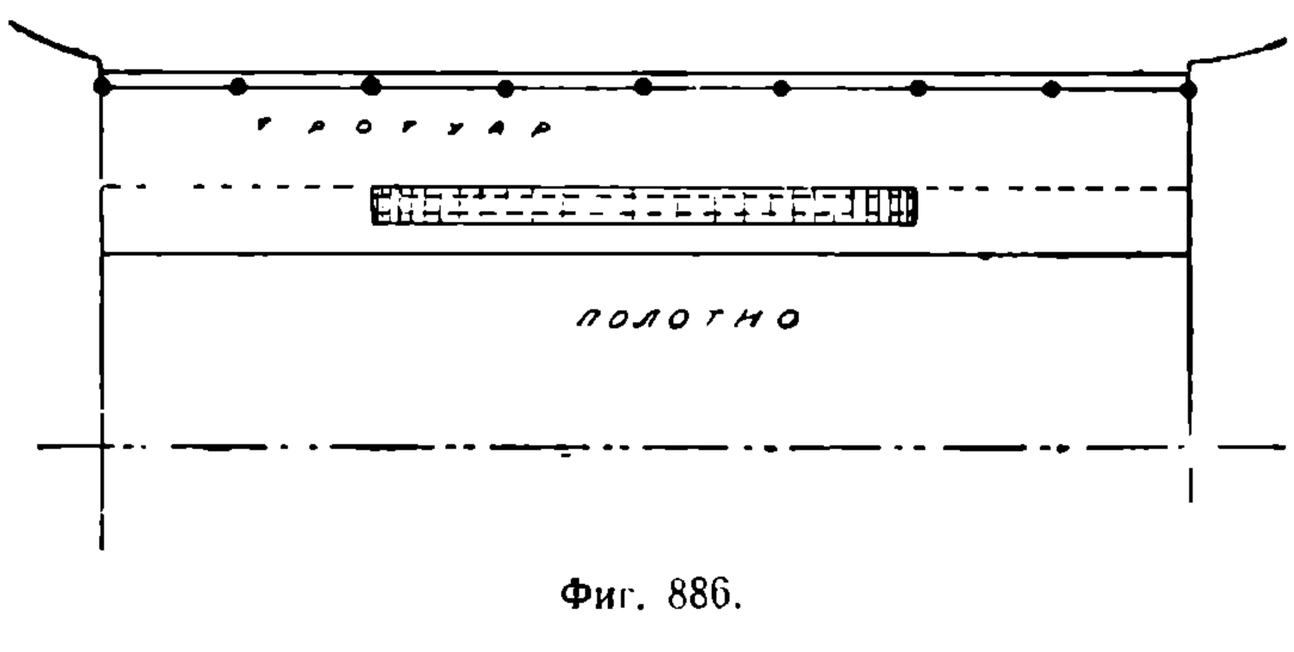
Проще, дешевле и в техническом отношении лучше применять в рассматриваемом случае арки без шарнира в вершине. Когда связи в вершине между арками поставить нельзя, необходимо озаботиться устойчивостью арки на выпучивание из ее вертикальной плоскости, что достигается как приданием ей жесткости в этом направлении, так и устройством жестких подвесок, хорошо внизу скрепленных с жесткими поперечными балками, причем образуются открытые жесткие рамы, подобно такой же конструкции открытых балочных мостов.



Фиг. 885.

Когда конструктивного просвета недостаточно для расположения арок под полотном моста, но все же он достаточно велик, чтобы можно было его использовать помещением пят арок ниже полотна, прибегают к расположению по фиг. 885, характеризуемому возвышением арок над полотном лишь среднею их частью.

По этой системе арки могут быть хорошо между собою соединены в той их части, которая лежит ниже полотна; это — выгодная сторона по сравнению с арками целиком выше полотна. В эстетическом отношении вид по фасаду выигрывает, но вид вдоль моста получается весьма неудовлетворительным вследствие неожиданного как бы появления арок из-под полотна уже в середине пролета. В мостах железнодорожных последний недостаток не имеет значения. В мостах под обыкновенную дорогу подобное расположение не может быть допущено. На фиг. 886 показан план полотна подобного моста, из которого видно, что возвышающаяся часть арки создает обуженное место на тротуаре, горловину, совершенно недопустимую при оживленном движении на мосту. Если же число арок будет более 2-х, в зависимости от ширины моста, то подобная же горловина будет иметь место и в ездовом полотне моста, что еще хуже.



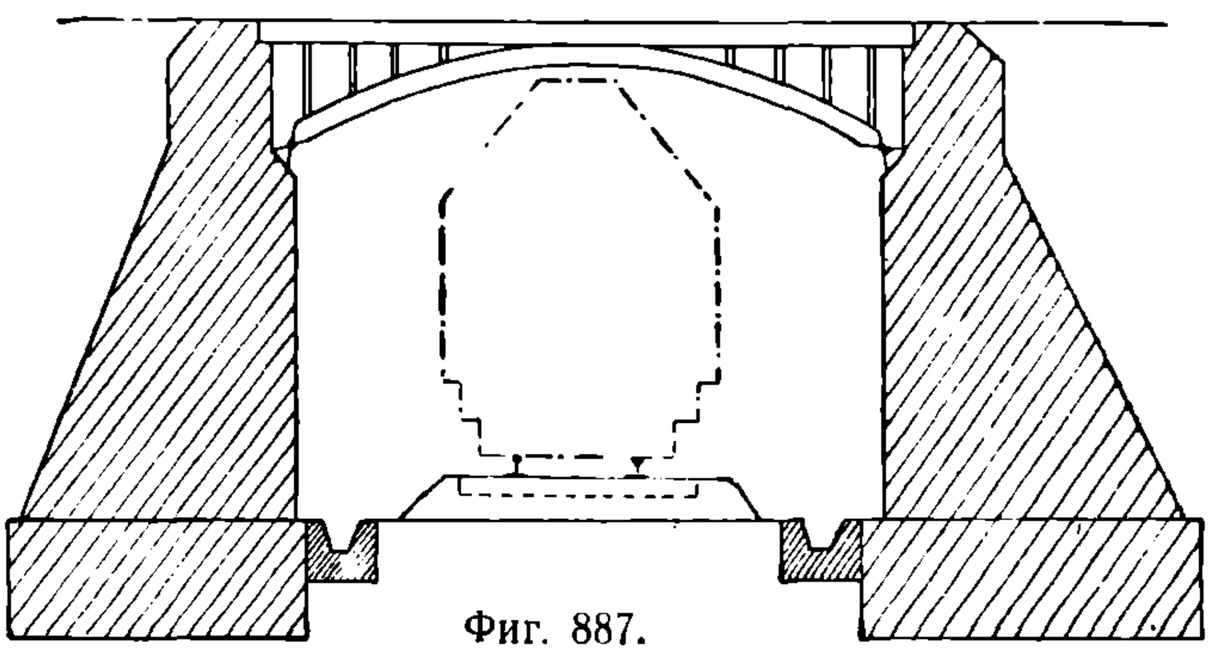
Фиг. 886.

При расположении арок *под полотном* (фиг. 887) имеется полная возможность укрепить арки в боковом направлении связями между ними. В широких мостах этот тип пролетного строения допускает выбор наивыгоднейшего числа арок в отношении наименьшего веса всего пролетного строения. Примерно, расстояние между арками в 2 — 3 метра дает наивы-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

годнейшую комбинацию для устройства балочной клетки, в состав которой входят прогоны, помещаемые в плоскости арок, и поперечные балки, помещаемые над стойками арок. При необходимости создать более тесные клетки, в зависимости от выбора типа нижнего настила (о чем сказано выше), применяются поперечные и продольные балки второго порядка.

При достаточной высоте конструктивного просвета, т. е. расстояния между поверхностью полотна и горизонтом высоких вод, подъем или стрелу f арки можно взять в $^1/_6 — ^1/_8$ пролета. Получается довольно красивое очертание арки, относительно умеренная величина распора, легко выполнимые размеры сечения, достаточная поперечная жесткость пролетного строения и легко обеспечиваемая устойчивость его на опрокидывание действием ветра. В расположении частей балочной клетки имеется полный простор. Прогоны можно поставить поверх арок в виде непрерывной балки, поддерживаемой стойками и вершиной арки (фиг. 575). Поперечные балки можно вклепать между прогонами отдельными отрезками или расположить поверх прогонов целыми во всю ширину моста. Наконец, можно на стойках и на арке укрепить неразрывные поперечные балки, а между ними вклепать прогоны по частям отдельными участками, равными расстоянию между поперечными балками. Последняя комбинация дает возможность придать поперечным балкам очертание по профилю полотна моста под обыкновенную дорогу. При этом, однако, надо крайние прогоны сделать непрерывными или перекрыть их стыки, чтобы создать пояса для горизонтальных связей. Первое расположение представляет удобство в возможности на заводе склепать арку со стойками и прогонами. Для железной дороги этот порядок будет вполне естественным, если поверх непрерывных прогонов положить поперечины для поддержания рельсов и настила.



Фиг. 887.

Если конструктивный просвет невелик или вопрос стоит так, чтобы по наименьшим размерам моста по высоте задать уровень полотна с наименьшим его поднятием, то прибегают к наиболее пологим аркам, к предельному низкому расположению пят арки и к наиболее компактному по высоте расположению балочной клетки и полотна.

Что касается расположения пят арок относительно самого высокого горизонта, то русская практика в этом отношении, как и во многих других, весьма требовательна. В самых трудных случаях требовалось, чтобы пяты арки были выше воды, например, на 0,30 *м* или даже на 1,00 *м*, на Неве на 2,0 *м* над ординаром. Это — очень важный пункт технических требований, который при некоторых условиях может обойтись очень дорого. Несомненно, вопрос нужно решать сообразно с местными условиями. Ко-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

нечно, желательно избежать погружения пят в воду при высоком ее горизонте. Но если наивысший горизонт определен на основании столетних наблюдений и может на самом деле иметь место раз или несколько раз в течение столетия, то погружение пят в воду при столь редком высоком уровне может быть безусловно допущено. При достаточно полных данных о высоких горизонтах можно исключить особенно редкие и принять во внимание, так сказать, нормальный наивысший горизонт за исходный для задания высоты пят. Возвышать пяты даже при таких условиях на 30 *см* над водой не имеет смысла, так как эта величина является совершенно произвольной и в качестве запаса ничтожна, принимая во внимание широкие пределы колебания высокого уровня. Между тем, бывают случаи, когда из-за этого требования приходится отказываться от возможной и выгодной в других отношениях системы моста и общей его планировки.

В тех случаях, когда горизонт воды определяется по таким данным, как ливневые нормы Кестлина или показания старожилов, в таких случаях запас в 1,0 *м* более желателен; но если он стесняет проектировку и вызывает большие неудобства, напр., заставляет располагать езду понизу для городского моста, то следует войти в более подробное рассмотрение вероятности такого высокого горизонта и в соображение о последствиях погружения пят в воду. Напр., для моста через р. Фонтанку с едва заметным течением редкое периодическое погружение пят в высокую воду не представляет никакой опасности; самое нежелательное, это — удар тяжелого плавающего тела; но при одном пролете пяты находятся у берега, где они отчасти предохраняются устоями, где течение имеет меньшую скорость, а, следовательно, удар, напр., бревна, если и возможен, то совершенно не опасен для моста.

В построенных до сего времени мостах наименьшее значение отношения стрелки f к пролету l арки доходит до $^1/_{17}$, относя и стрелку и пролет к оси арки. Возможно, несомненно, дальнейшее уменьшение стрелки; с этим сопряжено уменьшение вертикальной жесткости пролетного строения, которое выражается в прогибе. Для пологих двухшарнирных арок прогиб под действием равномерно распределенной нагрузки p на погонную единицу пролета приблизительно выражается так:

$$\delta = \frac{1}{43} \cdot \frac{psn^2 l}{EF_0},$$

где s — длина дуги арки, n — отношение пролета l к стрелке f, E — коэффициент упругости, F_0 — площадь сечения арки в замке.

Из этой формулы видно, что прогиб пропорционален квадрату отношения n — пролета к стрелке. Жесткость арки, примерно, в два раза больше допускаемой жесткости балочных мостов.

Распор по приблизительной формуле равен:

$$H = \frac{pl^2}{8f}.$$

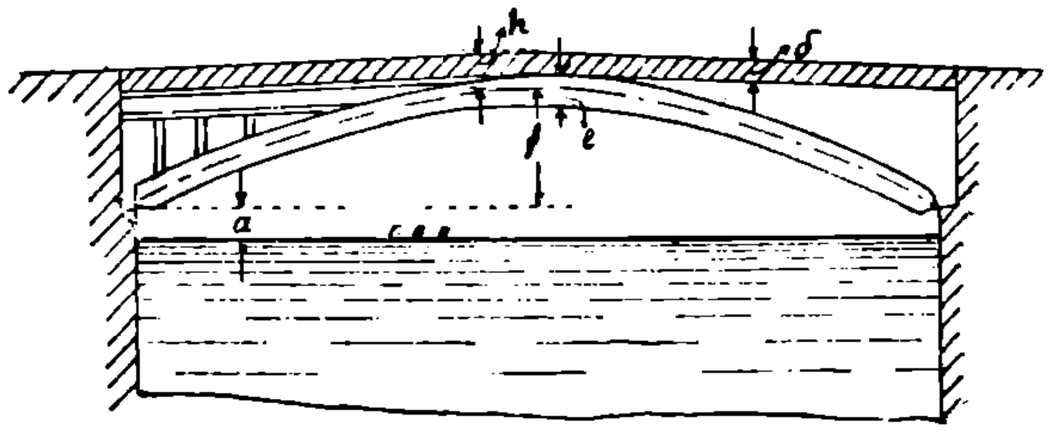
Следовательно, с уменьшением стрелки возрастает также распор; если местность не дает готовых устоев в виде береговых скал, придется увеличивать,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

может-быть, массивность устоев. Некоторые инженеры опасаются арочных мостов пологого очертания, ссылаясь на вредное действие возможной упругой или временной (от обжатия) сдачи опор. Но для таких случаев мы имеем прекрасное средство в устройстве трех шарниров. По-видимому, пологость около $^1/_{20}$ может считаться предельной если не в техническом, то в эстетическом отношении. Для мостов под железную дорогу, при малых пролетах, вследствие особенно сильно действующей временной нагрузки, чрезмерная пологость должна допускаться весьма осмотрительно.

Наконец, высота балочной клетки и полотна моста определяется его конструкцией. Для моста под железную дорогу с расположением рельсов на поперечных брусьях наименьшая высота от подошвы рельса равна высоте брусьев, которые, в крайнем случае, можно располагать плашмя. Эта высота приблизительно равна 200 *мм*.

Высоту арки в замке берут, примерно, от $^1/_{30}$ до $^1/_{40}l$. При этом получается вполне удовлетворительный и внешний вид, и состав, и форма поперечного сечения арки. В случае нужды, в зависимости от удачного подбора сечения и надежного крепления арки на выпучивание, можно брать высоту и меньше $^1/_{40}$ пролета.



Фиг. 888.

При необходимости экономить высоту пролетного строения в замке, следует прогоны располагать без возвышения над аркой.

По Dircksen'y, для арки со сплошной стенкой при езде поверху со стрелкой $^1/_{10} — ^1/_{12}$ для мостов железнодорожных конструктивная высота, считая таковую от головки рельса до низа арки в замке, наименьшая

$$\frac{L}{40} + 48 \ (см),$$

желательная

$$\frac{L}{40} + 77 \ (см),$$

где L — пролет арки в сантиметрах.

Для той же высоты в расстоянии $^1/_3$ пролета от пят даются значения: наименьшее

$$\frac{L}{19} + 48 \text{ при } \frac{f}{l} = \frac{1}{12},$$

желательное

$$\frac{L}{17} + 77 \text{ при } \frac{f}{l} = \frac{1}{10}.$$

Для моста под обыкновенную дорогу (фиг. 888), при таком же относительном расположении прогонов и арки, наименьшая высота в замке h равна $\delta + \frac{e}{2}$, где δ — толщина полотна, e — высота арки. Эта последняя

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в этом случае берется от $^1/_{40}$ до $^1/_{60}$, а в случае нужды может быть доведена до $^1/_{80}\,l$. Толщина полотна может быть соображена по данным, приведенным для балочных мостов.

По данным Dircksen'a, наименьшая конструктивная высота в сантиметрах для различных пролетов L и ширины полотна B, в зависимости от рода ездового полотна, определяется следующими формулами.

Конструктивная высота арочных мостов под обыкновенную дорогу в *см* (по Dircksen'y).

Пролет моста *м*	Положение сечения	Род полотна: шоссейная кора	Род полотна: торцовая или каменная мостовая	Род полотна: асфальтовая мостовая
10	В замке	$\frac{L}{60}+27+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{60}+22+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{60}+29+\frac{B}{120}$
	„ $^1/_8$ пролета	$\frac{L}{17}+27+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{17}+22+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{17}+29+\frac{B}{120}$
20	В замке	$\frac{L}{60}+28+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{60}+23+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{60}+30+\frac{B}{120}$
	„ $^1/_3$ пролета	$\frac{L}{17}+28+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{17}+23+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{17}+30+\frac{B}{120}$
30	В замке	$\frac{L}{60}+28+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{60}+23+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{60}+30+\frac{B}{120}$
	„ $^1/_3$ пролета	$\frac{L}{17}+28+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{17}+23+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{17}+30+\frac{B}{120}$
40	В замке	$\frac{L}{60}+29+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{60}+24+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{60}+31+\frac{B}{120}$
	„ $^1/_3$ пролета	$\frac{L}{17}+29+\frac{B}{60}$	$\frac{L}{17}+24+\frac{B}{80}$	$\frac{L}{17}+31+\frac{B}{120}$

Относительно применения третьего шарнира здесь можно повторить почти все сказанное по поводу арок с ездою понизу. Располагая достаточно точными способами расчета двухшарнирных арок и сделав опорные шарниры регулирующимися, можем достаточно точно подобрать сечение и обеспечить сооружение от непредвиденных дополнительных напряжений.

Что касается арок без шарниров, то при расчете таких арок предполагается отсутствие поворота пятовых сечений при деформации пролетного строения. Обеспечить наличность такого условия очень трудно, между тем существенных преимуществ при малых пролетах эта система дать не может.

119. Деление отверстия моста на пролеты. — Деление отверстия моста на пролеты производится на тех же общих основаниях, как и в мостах балочных; наивыгоднейшее деление будет такое, при котором стоимость

НБ УДУНТ (ДІІТ)

быка равна стоимости пролетного строения без полотна и балочной клетки. Таким образом величина пролетов, а следовательно и число их зависят от стоимости быка, т. е. от его высоты, толщины и устройства основания. Небольшие пролеты, которые мы здесь имеем в виду, возможны, очевидно, при небольших быках, устраиваемых на суше (путепроводы, мосты через суходолы) или в неглубокой воде с хорошим грунтом, или, в крайнем случае, с таким грунтом, на котором можно сделать свайное основание.

Определив наивыгоднейшую величину пролета, имеют ее в качестве руководящего, исходного указания при решении вопроса. Но прежде чем более или менее твердо наметить величину и число пролетов, нужно принять во внимание и некоторые другие соображения.

Во-первых, четное число пролетов при малом их числе, т. е. 2 или 4, представляет некоторое затруднение в эстетическом отношении. Для городского моста здесь нужна санкция художника. В настоящее время существуют мосты и в 2 и в 4 пролета. Последняя комбинация скорее допустима, чем первая. Кроме того, при двух пролетах бык часто попадает в середину потока, в наибольшую его глубину; переход к трем пролетам может оказаться выгодным не только в эстетическом отношении, но и в конструктивном и эксплоатационном.

Наиболее обычное число пролетов нечетное. Но при известных условиях 4 и 6 пролетов художниками допускаются в городах, хотя и не всеми и не без колебания. Что касается таких мостов, как полевые путепроводы и вообще мосты не на виду, то, конечно, возможно деление их и на два пролета.

Наконец, нужно обратить внимание на величину стрелки, которая получается при различной величине пролетов. Если стрелка f получается по сравнению с пролетом очень малой, то условия осуществления арочного моста будут тяжелыми: потребуется утолщение быков и устоев и пр. Выше мы видели, что нормальной стрелкой можно считать от $^1/_6 l$ до $^1/_8 l$; для малых отверстий в обыкновенных случаях в качестве предела можно принять $f = ^1/_{15} l$. Очевидно, из возможных делений отверстия на пролеты следует выбрать такое, при котором и условие относительно стрелки удовлетворяется.

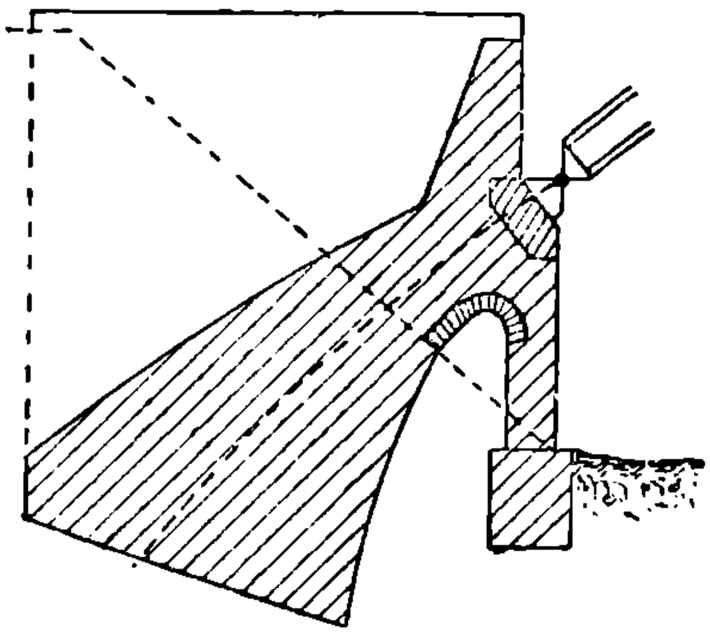
О величине стрелки в зависимости от положения пят даны указания в предыдущем параграфе (n° 118).

В мостах под обыкновенную дорогу или в мостах на уклоне при удержании пят на одном уровне получаются для разных пролетов разной величины стрелки. Для того, чтобы при таких условиях уравновесить на быке распор при постоянной нагрузке, приходится назначать разные пролеты, с тем, чтобы соблюдено было условие, приведенное уже нами в отделе каменных мостов (n° 84, стр. 418), а именно: стрелки должны относиться как квадраты пролетов.

120. Типы устоев и быков. — Устои и быки арочных железных мостов находятся в таких же условиях, как опоры каменных мостов и очень на них похожи. Они должны отвечать действию на них пролетного строения одновременно и по вертикальному, и по горизонтальному направлениям, в общем—

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

по некоторому наклонному направлению. В дополнение к типам, данным для каменных мостов, приведем еще некоторые. В мостах больших пролетов или при арках значительной пологости распор получает преобладающее значение среди внешних воздействий на устой, вследствие чего форма его в этом случае получает характерное для арочных мостов очертание в поперечном разрезе (фиг. 889). В этом случае устой является каменным продолжением железной арки и принимает форму свода, пята которого, сообразно с прочностью грунта в подошве устоя, должна получить достаточное развитие; если к этому добавить условие, что устой должен быть устойчив сам по себе, без арки, то получим достаточные основные данные для формирования устоя в рассматриваемом направлении и для понимания его формы, изображенной на приведенной фигуре.



Фиг. 889.

В рассматриваемых мостах малых пролетов, в которых распор арок сравнительно невелик, форма устоя может не отличаться от формы устоев балочных мостов, за исключением расположения подферменных камней. Подферменная площадка и поверхность камня должны по положению отвечать среднему направлению давления опоры арки, быть ему перпендикулярными (фиг. 890).

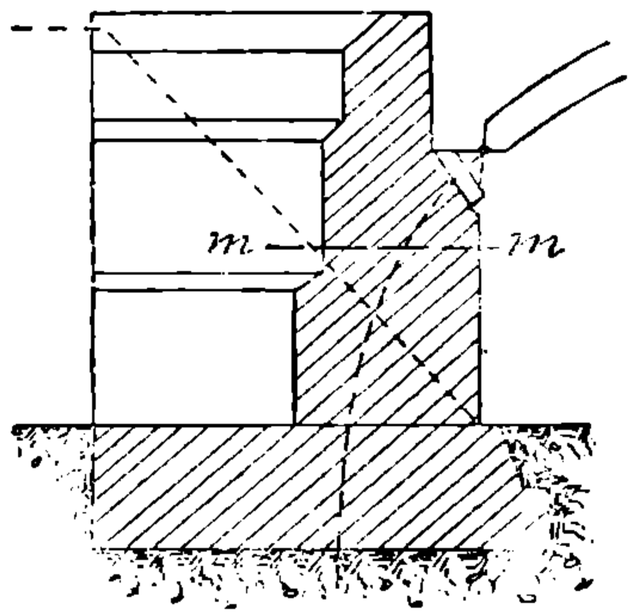
Очертание передней стенки, сделанное по правилам для балочных мостов, может в узких мостах удовлетворить и требованиям арочного пролетного строения. Устойчивость устоя арочного моста должна быть обеспечена для каждого из следующих случаев действия нагрузок:

1) давление земли на устой без подвижной нагрузки на призме обрушения в отсутствии арочного пролетного строения;

2) давление арочного пролета без подвижной нагрузки на нем при отсутствии давления земли;

3) наибольшее давление земли (подвижная нагрузка на призме обрушения) и постоянное давление арки;

4) наибольшее давление арки и сил торможения и наименьшее давление земли.



Фиг. 890.

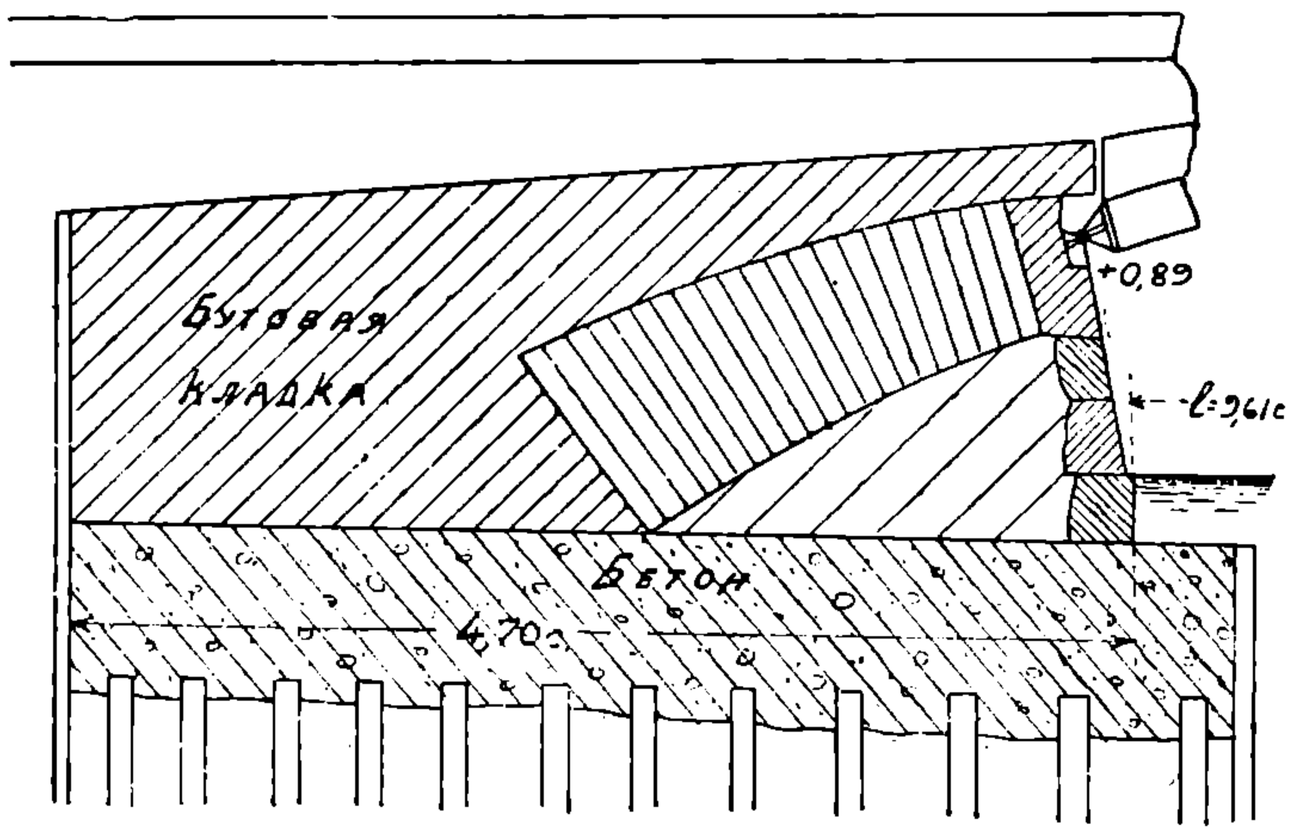
Кроме того, для равномерности осадки необходимо, чтобы равнодействующая от постоянной нагрузки прошла через середину подошвы основания.

Наметив, хотя бы приблизительно, кривые давления для всех этих случаев, нужно очертанием ядра устоя охватить их так, чтобы все они лежали в средней трети сечений.

Затем, устой арочного моста должен быть устойчив на сдвиг под действием распора, которому сопротивляется трение каменного массива по

НВ УДУНТ (ДІІТ)

грунту или кладки по кладке в разрезах *mm* массива (фиг. 890). Трение пропорционально весу массива, а потому иногда можно видеть в пологих арочных мостах огромные устои в виде массивных параллелепипедов, которые весом своим противодействуют сдвигу. На фиг. 891 представлен разрез устоя Народного моста чрез реку Фонтанку в Ленинграде. Пролет 9,61 саж. Длина устоя по обрезу 4,70 саж., т. е., если устои моста сдвинуть до касания друг с другом, то они займут весь пролет моста.



Фиг. 891.

Такой прием достижения устойчивости на скольжение нельзя признать целесообразным при современных средствах производства работ.

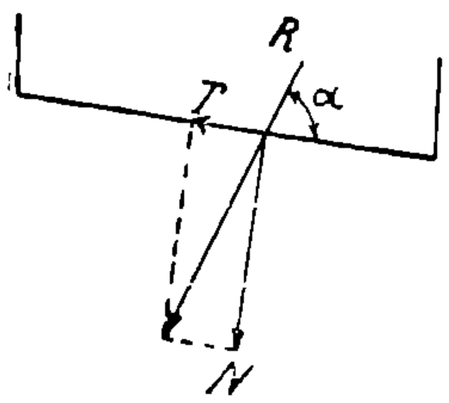
Если на подошву действует сила R (фиг. 892), то сдвигающая сила

$$T = R\cos\alpha,$$

сопротивление трения

$$F = fR\sin\alpha.$$

С увеличением угла α сила T уменьшается, а сила F возрастает; следовательно, без изменения R (т. е. и веса устоя) можно получить любое соотношение между F и T соответственным выбором наклона подошвы устоя. Пусть коэффициент устойчивости k (от 1,5 до 2), т. е. $\frac{F}{T} = k$, тогда необходимый угол α определится по формуле $\operatorname{tg}\alpha = \frac{k}{f}$. Угол α можно назначить произвольной величины в скалистом грунте; для свайных оснований с наклонными сваями примерно до 20°: при большом угле затрудняется забивка свай. В грунтах глинистых, песчаных, вообще осадочных наклон подошвы не может достигать цели, так как сдвиг возможен по горизонтальной плоскости устоя вместе с треугольником грунта.



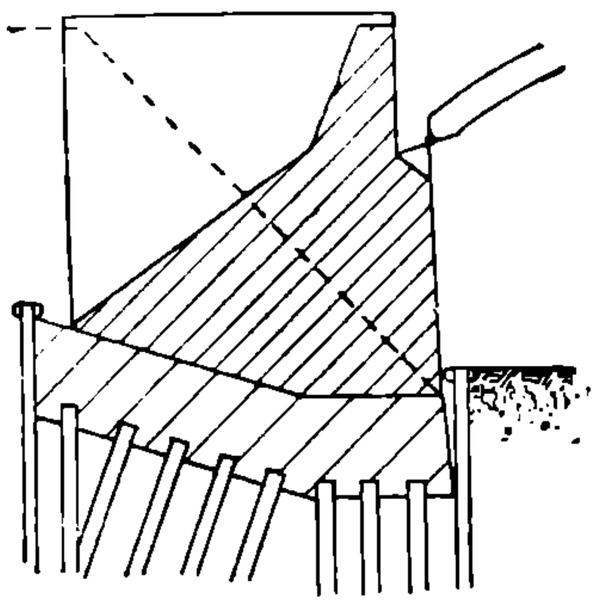
Фиг. 892.

Таким образом, в арочных мостах со значительным распором весьма целесообразно давать наклон подошве ядра́ устоя (фиг. 889). Но так как при действии напора земли, в случае отсутствия пролетного строения, равнодействующая сила направляется в сторону пролета, то для принятия ее необходимо иногда подставить особую стенку или придать устою очертание, приведенное на фиг. 893.

Коэффициент трения кладки по кладке принимают 0,7 — 0,8; кладки по грунту 0,6 — 0,4, последняя величина для грунтов слабых и илистых. За-

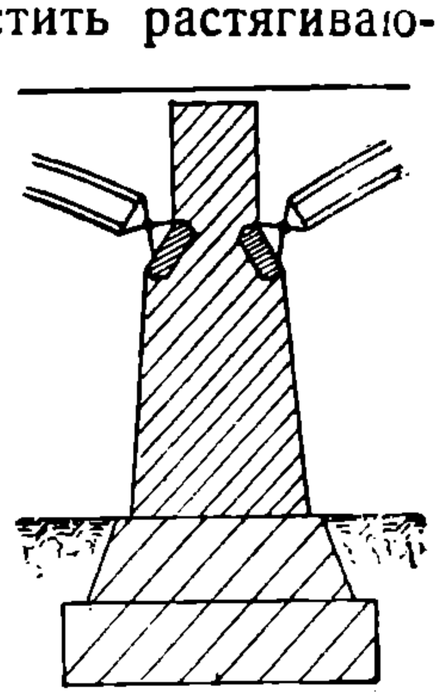
НВ УДУНТ (ДІІТ)

бивка свай с заделкой их голов в бетонную подушку увеличивает сопротивление сдвигу, так как сваи, упираясь в грунт боковыми поверхностями и изгибаясь, должны смять грунт. Чем плотнее грунт, тем сопротивление больше; цифровых данных для этого сопротивления не имеется, а пока наличность свай в зависимости от свойств грунта учитывают некоторым (по чувству меры) увеличением коэффициента трения.



Фиг. 893.

Бык арочного моста, при равновесии распоров от постоянной нагрузки или от загружения обоих смежных пролетов, подвергается одностороннему действию распора от временной нагрузки, устанавливаемой попеременно как с одной, так и с другой стороны, а также неравенству действия колебаний температуры. При таких условиях в разрезе вдоль моста (фиг. 894) бык удерживает симметричную форму. Вообще он должен получаться толще быков балочных мостов. Первоначальные размеры его устанавливаются по приближенному подсчету его прочности и устойчивости на основании приближенных значений распора. Достаточно при этом убедиться, что кривая давления проходит в средней трети сечения по обрезу фундамента. Если, однако, бык получается слишком толстым, можно допустить растягивающие напряжения в кладке до 2 *кг/см*^{2}, т. е. некоторый выход кривой давления из ядра (до $^1/_4$ от ребра). При такой поверке загружается подвижной нагрузкой лишь один пролет, примыкающий к быку.



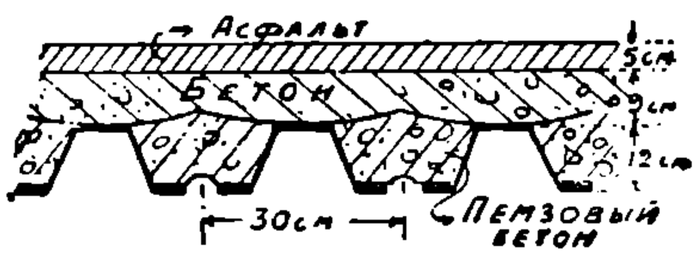
Фиг. 894.

Часть быка, находящаяся выше пят, не является обязательной и может быть заменена железной конструкцией, но ее наличность полезна в том отношении, что добавочный вес быка уменьшает колебания кривой давления внизу быка, вследствие чего бык может иметь меньшие размеры, причем сокращается и объем работ по возведению основания, что может иногда дать большую экономию.

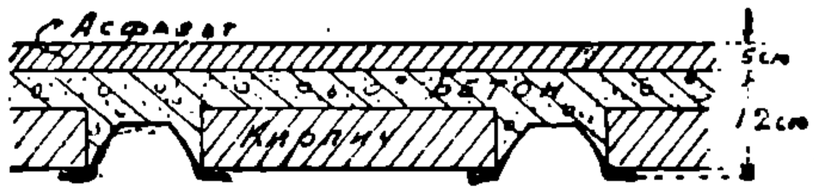
121. Вес арочного пролетного строения. — Для предварительного выбора размеров опор моста (устоев и быков), а также главных частей пролетного строения, необходимо располагать хотя бы приблизительными данными о весе пролетного строения.

1) Мосты *под обыкновенную дорогу*.

Вес мостового полотна может быть подсчитан по данным, приведенным в отделе о балочных мостах. В дополнение к ним приведем здесь несколько примеров по Бернгарду.



Фиг. 895.



Фиг. 896.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Мост Тресков у Берлина имеет ездовое полотно по фиг. 895, тротуары по фиг. 896; вес на 1 *кв. м* ездового полотна:

асфальт толщ. 5 *см*	(1500 *кг/м*³)	$1 \cdot 1 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}5 = 0{,}075$ *т*
бетон из гравия 9 „	(2200 *кг/м*³)	$1 \cdot 1 \cdot 0{,}09 \cdot 2{,}2 = 0{,}198$
пемзовый бетон . . .	$1 \cdot \frac{1}{0{,}3} \cdot \frac{0{,}21 + 0{,}14}{2}$	$0{,}11 \cdot 1{,}1 = 0{,}071$
железо Вогерена 19,7 *кг/м*	$\cdot \frac{1}{0{,}3} \cdot 1 \cdot$	$0{,}0197 = 0{,}066$
всего .		0,410

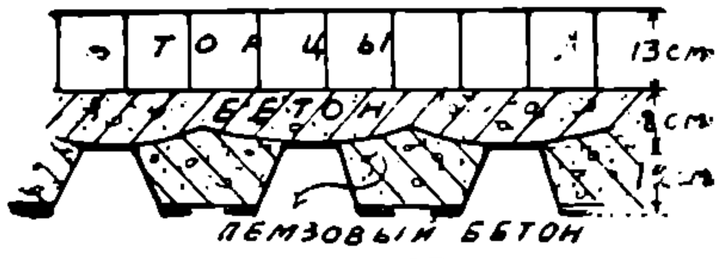
тротуара:

асфальт толщ. 3 *см*	$\cdot 1 \cdot 0{,}03 \cdot 1{,}5 =$	$0{,}045$ *т*
бетон в среднем 9	$\cdot 1 \cdot 0{,}09 \cdot 2{,}2 =$	$0{,}198$
железо Зоре 7,28 *кг/м* .	$\cdot \frac{1}{0{,}333} \cdot 1$	$0{,}00728 = 0{,}022$ „
всего		0,265 *т/м*².

Мост Stubenrauch близ Берлина (фиг. 897):

торцовая мостовая	$\cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}13 \cdot 1{,}0 =$	$0{,}130$ *т/м*²
бетон из гравия	$\cdot \cdot \cdot \cdot 1 \quad 1 \cdot 0{,}08 \cdot 2{,}2 =$	$0{,}176$
бетон из пемзы .	$1 \cdot \frac{1}{0{,}36} \cdot \frac{0{,}27 + 0{,}20}{2}$	$0{,}11 \cdot 1{,}1 = 0{,}079$
железо Вотерена 19,7 *кг/м* . . .	$\frac{1}{0{,}36} \cdot 1 \cdot$	$0{,}0197 = 0{,}055$
всего .		0,440 *т/м*²

Вес балочной клетки также подсчитывается по данным для балочных мостов.



Фиг. 897.

Что касается веса арок со связями, то по Энгессеру (1880 г.) вес их в *кг* на 1 погонный *м* моста выражается формулой:

$$g = \gamma b + 35z,$$

где b — ширина моста в *м*; z — число арок; γ — числовой коэффициент, зависящий от пролета и конструкции проезжей части и имеющий следующие значения:

	$l =$	10	20	30	40 *м* (пролет)
щебеночное полотно:	$\gamma =$	32	62	94	129
дощатый настил:	$\gamma =$	28	53	80	110

Стрелка предполагается при этом от $^1/_7$ до $^1/_9$.

Для арок с тремя шарнирами вес следует уменьшить на 15%.

Полученный по этим данным вес арок надлежит увеличить на 20% в виду более тяжелых современных нагрузок.

Schaper предлагает следующий прием для определения веса арок со связями. Подсчитывают вес балок со связями, предполагая вместо арочного моста балочный. Переходят от балочного пролетного строения к арке с затяжкой, вес такой арки примерно на 20% больше веса балки; затем переходят к весу арки, отнимая вес затяжки, который определяется по распору.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Если распор H, допускаемое напряжение R, то площадь сечения затяжки $F=\frac{H}{R}$. Теоретический вес ее на погонную единицу:

$$w=\gamma F,$$

где γ — уд. вес 7,85 для литого железа. Теоретический вес надо увеличить на ослабление заклепками и пр., примерно на 25%. Вес 1 погонного *м* затяжки равен, таким образом,

$$w_0=1{,}25\cdot 7850\cdot F\ кг$$

при F в кв. метрах.

Для *полного веса пролетного строения* Ландсберг (Handbuch d. Ingenieurwissenschaften) предлагает следующие формулы веса q на 1 *кв. м* горизонтальной проекции (L — пролет в метрах, q — в килограммах).

a) Шоссейный полевой мост с двойным дощатым настилом:

$$q=250+1{,}9L+0{,}017L^2$$

(настил 170 *кг*, балочная клетка 63 *кг* на *кв. м*).

b) Шоссейный полевой мост с щебеночным полотном:

$$q=610+2{,}1L+0{,}022L^2$$

(щебень и настил весят здесь 510 *кг*, балочная клетка — 70 *кг* на *кв. м*).

c) Городской мост с щебеночным полотном:

$$q=655+2{,}1L+0{,}022L^2$$

(щебень и настил — 540, клетка — 85 *кг* на *кв. м*).

d) Городской мост с каменной мостовой:

$$q=712+6L+0{,}01L^2$$

(мостовая и настил — 600 *кг*, клетка — 100 *кг* на *кв. м*).

e) Городской мост с торцовой мостовой:

$$q=532+5{,}4L+0{,}01L^2$$

(мостовая и настил — 420 *кг*, клетка — 100 *кг* на *кв. м*).

2) Для *железнодорожных мостов* вес арочных пролетных строений можно приблизительно считать таким же, как балочных, или по нижеследующим формулам.

Полный вес 1 погонного *м* пролетного строения моста, не имеющего баласта (L — пролет в *м*; q — в *кг*):

при расстоянии между фермами 2,5 *м* $q=1200+30L$,
3,5 *м* $q=1300+30L$.

Вес q_a арок со связями (по Энгессеру) для мостов без баласта:

при $L=$	10	20	30	40 *м*
$q_a=$	450	750	1050	1350 *кг* на 1 погонный *м* пролета (одна колея).

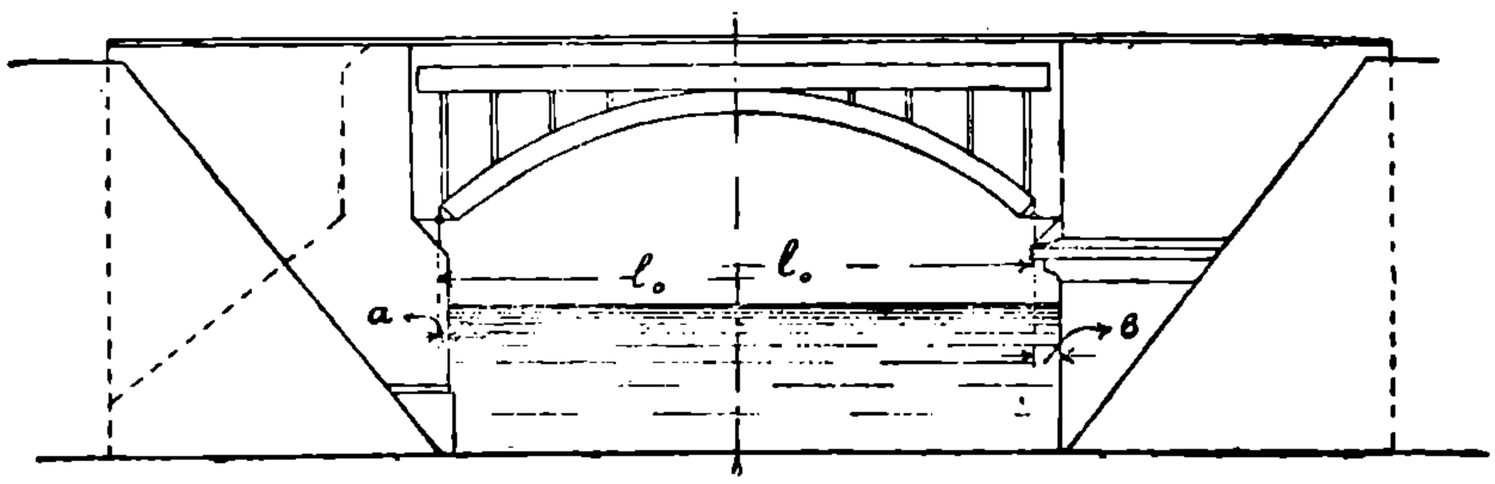
122. Составление схемы и задание предварительных размеров. — По данному отверстию моста, профилю полотна, условиям грунта и другим

НБ УДУНТ (ДІІТ)

местного значения условиям, как уровень высокой воды, габарит пересекаемого пути или путей и пр., и на основании приведенных выше соображений и данных выбирают число пролетов и определяют их величину в связи с возможной стрелой арки. При этом то или иное число быков и их толщина влияют на длину моста; большая или меньшая длина моста с выпуклым продольным профилем дает бо́льшее или меньшее возвышение середины моста, что отзывается на величине стрелы арок.

Наметив уровень пят, число пролетов, конструкцию проезжей части и конструктивную высоту, а также высоту арок, с первым приближением выясняют величину стрелок; соответственно им изменяют, если надо, величину пролетов и подсчитывают толщину быков. Сообразив затем конструкцию и положение пятовых шарниров, производят более точный подбор основных размеров моста, исходя из более точно установленного расчетного пролета l и стрелки f.

Расчетным пролетом арки (фиг. 898) считается расстояние между пятовыми точками оси арки; если арка двухшарнирная, это будет расстояние



Фиг. 898.

между центрами шарниров. Для нахождения расчетного пролета нужно нанести на чертеж устои и быки с более или менее основательно подобранными профилями их, ограничивающими пролет в свету. Затем необходимо выяснить положение и размеры подферменного камня и подушки до центра шарнира.

Если соблюдение заданной величины отверстия моста не безусловно обязательно, а может быть взято немного больше, то, оставляя себе некоторую свободу в окончательном выборе очертания устоя сообразно с более точными данными последующего расчета, а также в выборе конструкции и размеров подушки, можно взять расчетный пролет арки с запасом, исходя лишь из самых общих очертаний устоя и расположения подушки.

Если же отверстие необходимо выдержать особенно точно, что может потребоваться при недостатке места и стесненной длине моста (река в набережных), тогда надлежит последовательным приближением наметить точное положение пятовых шарниров, чтобы получающийся распор удовлетворительно принимался опорами; нужно набросать эскиз расположения подферменных камней, выяснить конструкцию подушек, обнимающих шарнир, а также величину последнего.

На фиг. 898 слева и справа показано два случая: один — когда расчетный пролет арки больше пролета в свету, другой — когда имеет место обратное соотношение

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Затем переходят к более подробному обозначению конструкции проезжей части, выбору числа арок по ширине моста, числа стоек, расположения связей и, наконец, сечения арки, так как вследствие статической неопределимости двухшарнирной арки требуется при расчете уже располагать ее сечением.

Размещение арок. — В мостах под один железнодорожный путь естественным образом получаются две арки на расстоянии от 2 до 3 *м* или более, смотря по пролету и стреле подъема. Расстояние между арками должно удовлетворять устойчивости на опрокидывание под действием ветра и давать достаточную боковую жесткость пролетному строению. Поверка на опрокидывание делается на тех же основаниях, как в мостах балочных. Для горизонтальной жесткости, на основании службы существующих мостов, находят необходимым держаться правила, чтобы расстояние между арками было не меньше $^1/_{10}$ · $^1/_{12}$ пролета.

В железнодорожных мостах малых пролетов, когда можно взять расстояние 1,80 *м* (наименьшее) до 2,50 *м*, поперечные подрельсовые брусья можно положить непосредственно по аркам и их прогонам.

В мостах под два или несколько путей, если обстоятельства позволяют, удобнее под каждый путь ставить независимое пролетное строение из двух арок. Это, как и в балочных мостах, дает более простые и определенные условия работы пролетных строений, без перекоса односторонней нагрузкой и обеспечивает удобство работ по смене пролетных строений без перерыва движения.

Если мост находится в пределах станционной территории, пути укладываются на баласте, и на мосту возможна укладка переводов, — то приходится конструировать пролетное строение на ширину всех или нескольких путей, как одно целое. В таких случаях расстояние между фермами может быть намечено, как и для мостов под обыкновенную дорогу, на основании соображений о наименьшем весе пролетного строения. С уменьшением числа арок увеличивается их сечение, увеличивается пролет поперечных балок и, смотря по конструкции полотна, например, для лотков, может потребоваться применение вспомогательных (промежуточных) продольных балок.

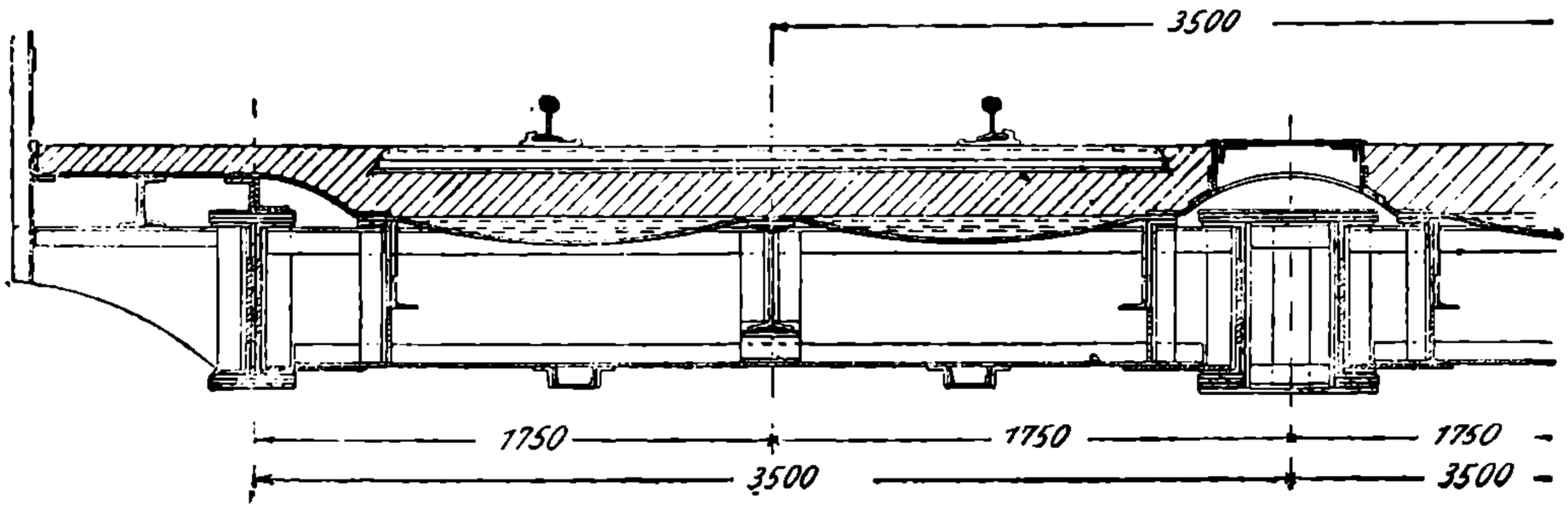
Вообще говоря, уменьшение числа арок выгодно, так как большая нагрузка дает возможность полнее использовать материал, который иногда берется в большем количестве, чем нужно, вследствие невозможности применить слишком малые профиля. С уменьшением числа арок уменьшается число стыковых накладок, уголков жесткости, заклепочных головок и пр., получаются более благоприятные условия на продольный изгиб, уменьшается число дорогих пятовых подушек с шарнирами, подферменных камней и пр.

Но с увеличением расстояния между арками получаются более тяжелые поперечные балки; могут ухудшиться условия работы поперечных связей.

В серьезных случаях наивыгоднейшее число арок выбирается на основании более или менее подробной разработки и оценки различных вариантов. В мостах же малых пролетов незначительные колебания в весе пролетного строения не имеют существенного значения. Здесь можно огра-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

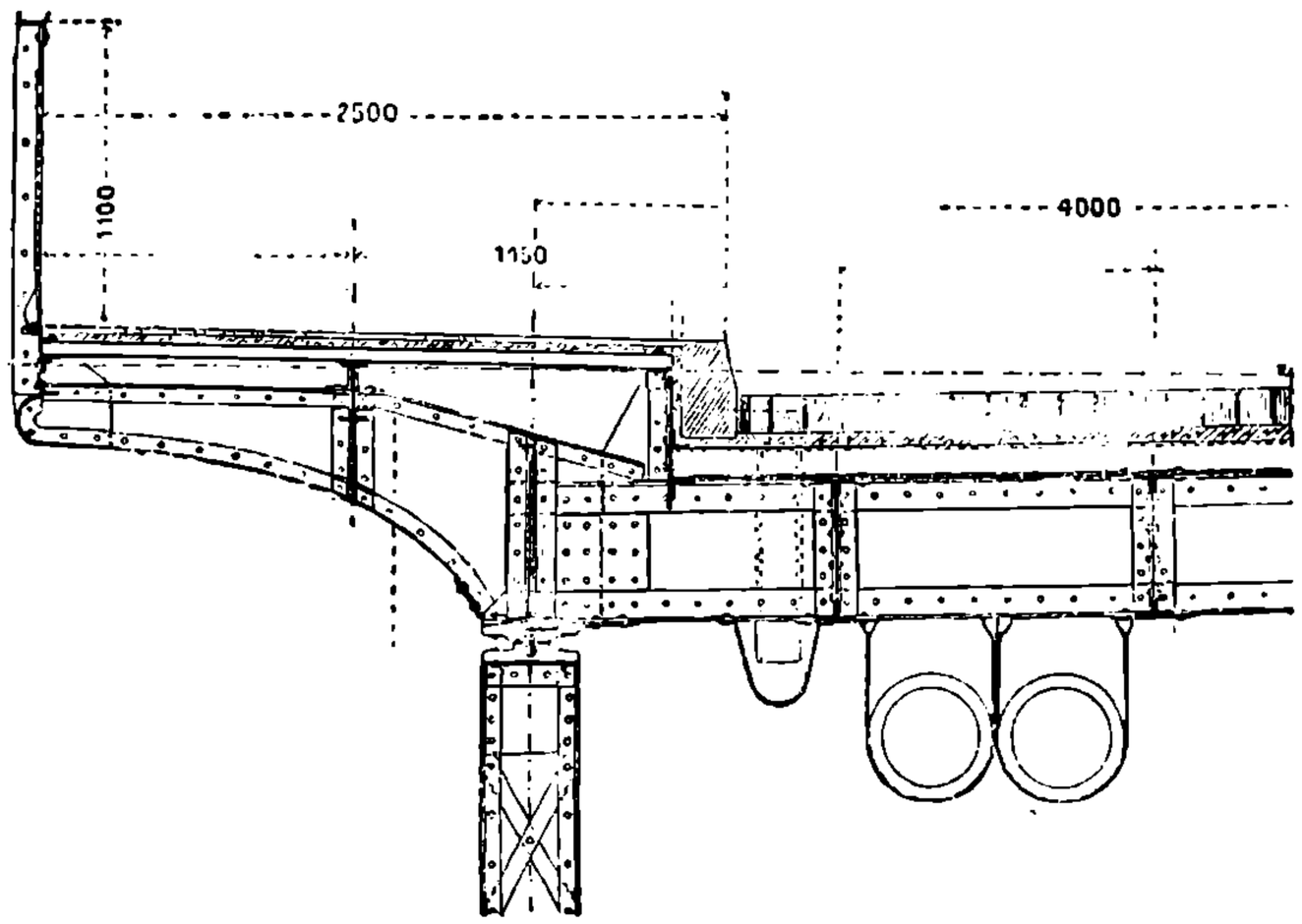
читься общими соображениями в связи с конструкцией балочной клетки проезжей части и самыми простыми подсчетами. Расстояние между арками существующих мостов находится в пределах, примерно, от 1,5 до 3 *м*.



Фиг. 899.

Количество арок, а следовательно и расстояние между ними зависят, кроме того, от ширины моста. В мостах под обыкновенную дорогу при расстановке арок приходится решать вопрос о положении крайних арок. Положение их определяется величиною свеса тротуаров, которую допускает конструктор, и положением бордюра, т. е. уступа, отделяющего ездовое полотно от тротуара, или шириною тротуара и его конструкцией.

Большие свесы над крайними (фасадными) арками портят вид на мост с набережных, отсекая вершины арок. Полагаем, что в этом отношении не следует допускать свеса больше 0,5—1,0 *м*: чем положе арки и меньше конструктивная высота в замке, тем меньше свес. С другой стороны, положение арки и прогона над нею не должно мешать постановке бордюрных камней тротуара и целесообразной конструкции тротуара.



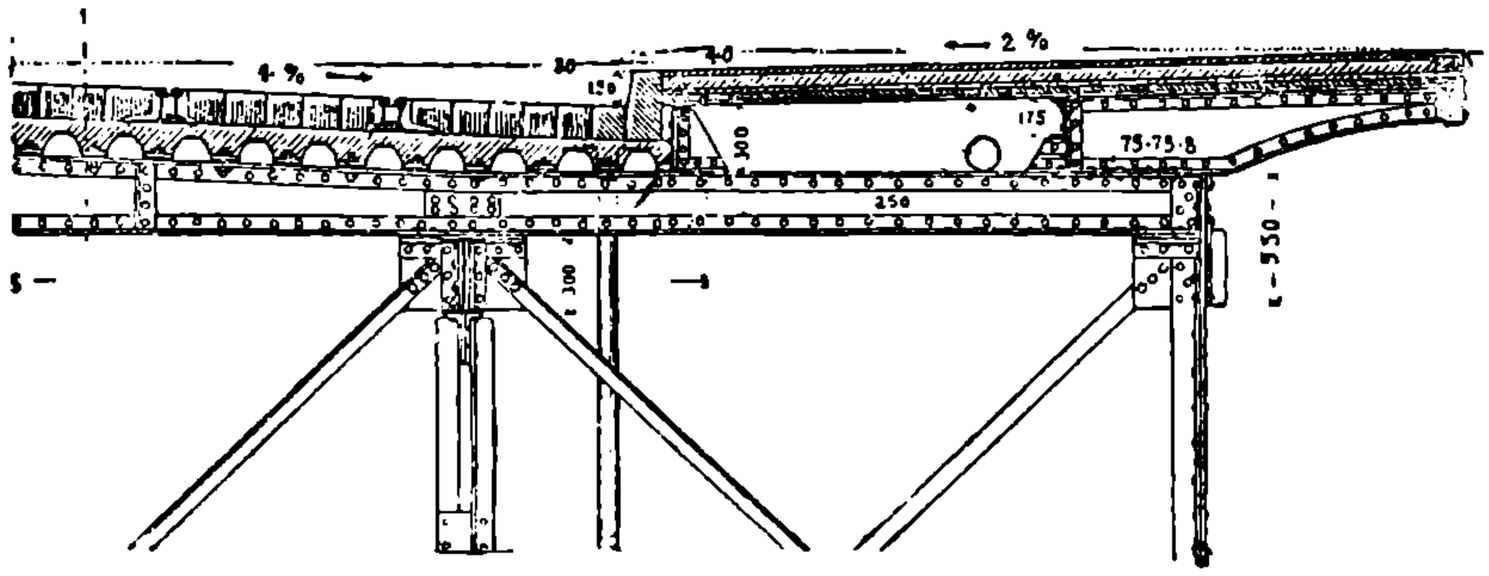
Фиг. 900.

В качестве мотивов для конструкции тротуаров в связи с положением крайней арки можем указать фиг. 657 и 899—901; не рекомендуем лишь делать такой большой свес тротуара (2,0 *м*), как на фиг. 657.

Очертание арки. — Вообще говоря, ось арки должна быть так очерчена, чтобы кривые давления возможно ближе к ней приближались; при этом условии арка в наивысшей степени будет обладать своим характерным

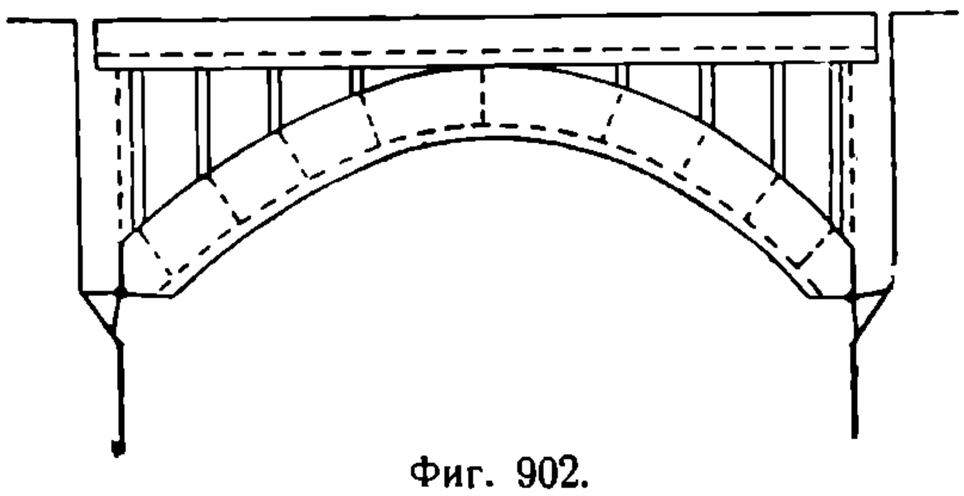
НБ УДУНТ (ДІІТ)

идеальным признаком, работой на сжатие. В крупных сооружениях есть смысл искать путем последовательного приближения наилучшую с этой точки зрения форму арки. В мостах малых пролетов уместнее придержи-



Фиг. 901.

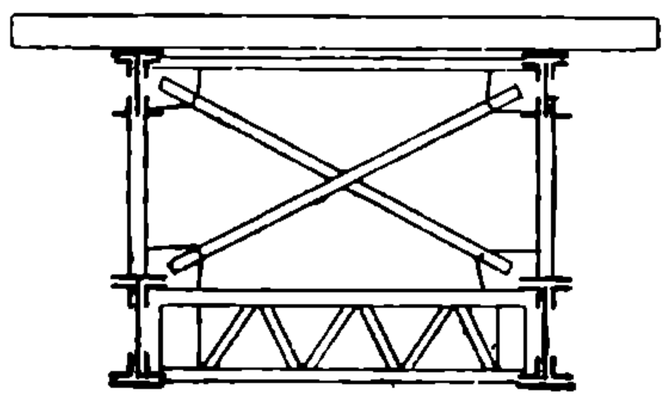
ваться простейших очертаний, как дуга круга, парабола. Очертание по кругу в огромном числе случаев явится удовлетворительным не только с точки зрения простоты его, но и в эстетическом отношении, а для пологих арок — и в смысле наименьшей работы на изгиб. Это очертание наиболее распространено.



Фиг. 902.

Расстояние между стойками выбирается как длина панели балочных мостов в связи с конструкцией балочной клетки и расположением стоек перил, учитывая и требование эстетическое.

Связи должны привести фермы или арки в жесткое пространственное целое. Полотно моста должно, прежде всего, обладать боковою жесткостью. Если конструкция проезжей части не дает этой жесткости (отсутствие сплошного железного настила с слоем бетона и т. п.), то прежде всего необходимо поставить горизонтальные связи здесь (фиг. 902); затем, в большинстве случаев давление этих горизонтальных связей передается устою вертикальными связями в плоскостях крайних стоек, расположенных над пятовыми шарнирами арок; наконец, арки как сжатые стержни, которые могут выпучиваться из своих плоскостей под влиянием сжатия, требуют крепления между собой по цилиндрической поверхности. При постановке указанных связей получается пространственная система, очерченная жесткими плоскостями, она будет неизменяемой. Однако для увеличения жесткости признается полезным ставить вертикальные связи в некоторых промежуточных плоскостях стоек или даже во всех. Затем, распорки нижних связей (между арками), для поддержания арок по всей их высоте, необходимо, очевидно, делать в виде балочек (фиг. 903) во всю высоту арок, или, применяя узкие распорки.

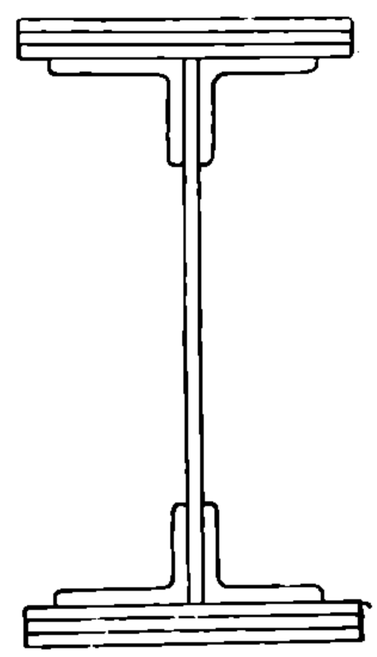


Фиг. 903.

НБ УДУНТ (ДІТ)

поддерживать арки во всю высоту при помощи жестких листов (фиг. 565). Плоскость связей между арками следует для правильности композиции ставить по радиусу очертания арки, что усложняет конструкцию; в виду этого у вершины арок, где радиус близок к вертикали, распорки ставят в вертикальных плоскостях, вместе с вертикальными крестами между стойками.

Предварительный подбор сечения арки. — Рассматриваемый тип арок со сплошной стенкой имеет рациональную форму поперечного сечения, как и балка — в виде двутаврового сечения (фиг. 904), которого может хватить для мостов с пролетами, примерно, до 50 — 60 *м*. Наметив по вышеприведенным указаниям высоту арки, составляют отвечающее ей сечение из одного или нескольких (при больших пролетах) вертикальных листов, поясных уголков и горизонтальных листов. Наименьшая толщина листов и уголков 8 *мм*. Для стенки лучше брать 10 — 15 *мм*; чем выше арка, тем толще, чтобы придать ей большую жесткость на выпучивание под действием сжатия. Горизонтальные листы полезно брать пошире, чтобы увеличить жесткость арки на выпучивание из своей плоскости; для этого удобно иногда пользоваться неравнобокими уголками с горизонтальной широкой полкой.



Фиг. 904.

Площадь поперечного сечения определяется по существующим подходящим примерам или посредством предварительного подсчета наибольшей сжимающей силы N и изгибающего момента M; напряжение, которое не должно превосходить заданного допускаемого, определяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\omega\varphi} + \frac{M}{W},$$

где ω — площадь brutto, W — момент сопротивления сечения арки, φ — коэффициент уменьшения на продольный изгиб.

По первому приближению нормальную силу N можно найти, предполагая, что горизонтальная ее составляющая равна распору H:

$$N = H\frac{1}{\cos\alpha},$$

где α — угол касательной с горизонтом или сечения с вертикалью.

Распор H для полной нагрузки (g — постоянная, p — временная) по всему пролету приближенно определяется по формуле

$$H = \frac{(p+g)l^2}{8f}$$

или по нижеприведенной формуле Мюллера-Бреслау.

Наибольший момент изгиба от частичного загружения пролета подвижной нагрузкой имеет место, примерно, для сечения, находящегося в расстоянии от опоры, равном $^1/_4$ пролета, и равен приблизительно:

$$M_p = \frac{pl^2}{60}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

К этому моменту нужно прибавить момент изгиба от изменения температуры, которое принимается, смотря по климатическим условиям, в ± (30—40°). Момент изгиба от изменения температуры равен распору H_t от этой причины, умноженному на y — расстояние центра тяжести рассматриваемого сечения до линии пятовых шарниров:

$$M_t = H_t \cdot y.$$

Величина же H_t приближенно находится по формуле

$$H_t = \frac{15}{8} \cdot \frac{E\alpha It}{f^2},$$

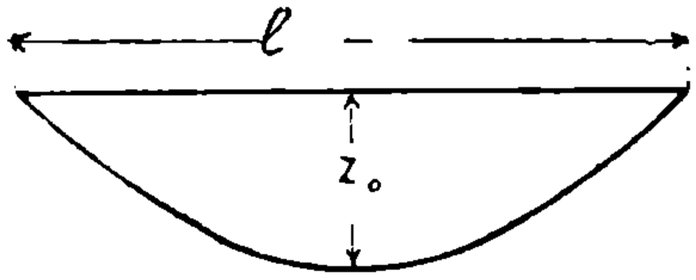
де α — коэффициент расширения для железа — равен 0,000012; $E\alpha = 25\ кг/см^2$.

Таким образом:

$$M = M_p + M_t.$$

По этим приближенным значениям M и N возможно уже подобрать сечение арки, руководствуясь получающимся напряжением от действия M и N. В виду неточности формул следует оставлять в напряжениях запас до 25%.

Если арка имеет переменную высоту, то следует предварительными подсчетами подобрать по крайней мере 3 сечения в замке и в четвертных точках пролета.



Фиг. 905.

При более точном предварительном подборе сечений арки находят ядровые моменты для каждого из них.

Положение ядровых точек в неизвестном еще сечении, по Мюллеру-Бреслау, достаточно точно получается, если предположить, что они расположены относительно центра тяжести в расстоянии $^5/_{12}$ высоты вертикального листа арки.

Распор от постоянной нагрузки с достаточною точностью для пологих арок определяется следующей формулой (Мюллер-Бреслау):

$$\left.\begin{aligned} H_g &= \frac{2}{3} g l z_0, \text{ где } z_0 = \frac{3l}{16f} r, \\ r &= \frac{1}{1 + \frac{25}{64} \cdot \frac{h_0 h}{f^2}}, \end{aligned}\right\} \qquad [a]$$

h — полная высота арки, h_0 — высота вертикального листа.

Распор от изменений температуры можно найти по вышеприведенной формуле, которая достаточно точна.

Ядровый момент от частичного загружения пролета подвижной нагрузкой проще всего получается при помощи линий влияния следующим путем: строим линию влияния распора H в виде параболы по стрелке ее в вершине (фиг. 905), приняв ее равной z_0 по формуле [a]. Ставя единицу груза в различных сечениях, будем по линии влияния иметь величину H от этой

НВ УДУНТ (ДІІТ)

нагрузки; найдя затем для нее же вертикальную составляющую реакции соответственной опоры, найдем по известным силам момент их относительно нижней и верхней ядровых точек; получим таким образом по одной ординате линий влияния ядровых моментов. Найдя таким же путем другие ординаты, получим линии влияния, а по ним искомые моменты.

Определив полное значение ядровых моментов и учтя влияние колебаний температуры, подбираем сечение так, чтобы напряжения не превосходили допускаемых.

НБ УДУНТ (ДІТ)

ГЛАВА ШЕСТАЯ.

РАСЧЕТ.

§ 30. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ МОСТОВ.

123. Общие замечания. — При расчете моста, как и при расчете всякого другого сооружения, разлагают его на элементы, которые изучаются каждый отдельно или в связи с некоторыми другими элементами, смотря по точке зрения, с которой рассматривается расчитываемая часть сооружения. Выбор точки зрения выражается в том, что расчет данного элемента или группы их, находящихся под действием внешних сил, относят к той или другой категории схематизированных задач, изученных в курсах сопротивления материалов или статики сооружений. Например, деревянную подрельсовую поперечину моста можно рассматривать как изгибаемую балку, свободно лежащую на двух опорах и нагруженную в определенных точках временной нагрузкой; это будет верно в том случае, когда опорные ее точки не лежат под точками приложения упомянутых сил; в противном случае поперечина будет лишь сминаться внешними силами. Затем давление от подвижного состава можно предполагать, пренебрегая жесткостью рельса, передающимся полностью каждой поперечине, над которой ось может стать; если же учитывать жесткость рельсов, то нагрузку придется искать по теории распределения давления жестким брусом на упругие опоры. Выбор той или другой точки зрения на рассматриваемый элемент моста при его расчете составляет капитальную задачу расчета. Эта задача аналогична выбору системы сооружения при его общей композиции. Так как в настоящее время мосты расчитываются очень часто и многими лицами, то выработались уже некоторые обычаи, имеются „обычные“ точки зрения на различные элементы моста; привыкая к ним со школьной скамьи, многие склонны принимать их за научные нормы.

Конечно, вошедшие в обычай воззрения и приемы облегчают контроль расчета; эти общеизвестные приемы сокращают работу по расчету сооружения, так как отправляются от общеизвестных исходных пунктов. Вносить сюда изменения следует лишь при достаточных основаниях и принимая во внимание всю совокупность условий. Но каждый инженер должен понимать, что условное есть именно условное, что оно может подлежать изменениям,

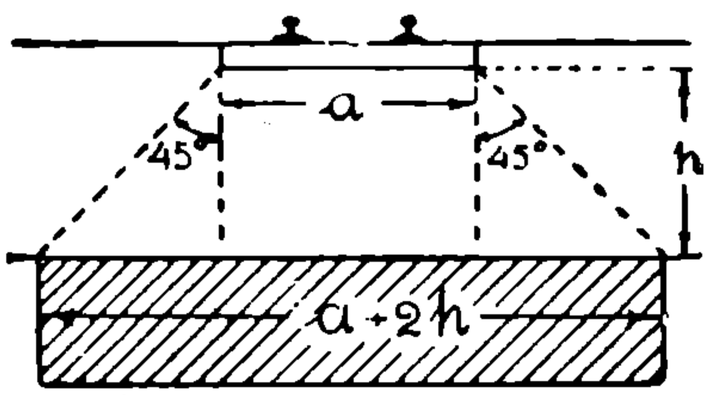
НБ УДУНТ (ДІІТ)

что эти изменения в праве вносить проектирующий, раз он находит это нужным.

Например, расчет железной фермы с клепаными узлами, как таковой, а не как шарнирной системы, мог бы иметь практическое значение, если бы и нормы допускаемых напряжений были в руках инженера. Когда же эти нормы предписаны ему и предписаны в предположении, что дополнительные напряжения от жесткости узлов не учитываются, расчет влияния жесткости узлов не может иметь практического значения, и, если это новшество вводить, не изменяя других условий расчета, получим заведомо преувеличенные размеры частей фермы.

Каменный мост для расчета разлагается на отдельные части: подпорные стенки, своды, массивы — в зависимости от конструкции моста; действующие на отдельный элемент силы уясняются по положению элемента в целом сооружении и по нормам технических условий; а при недостатке указаний — на основании опытных исследований.

Полотно на каменных мостах малых пролетов располагается большею частью непосредственно на сплошном заполнении пазух, ограниченном снизу сводом, а с боков щековыми стенками. Если материал заполнения — сыпучее тело, т. е. производит давление на щековые стенки, то из надсводного строения расчету подлежат боковые стенки, как подпорные стенки известной высоты. Если заполнение бетонное или в виде каменной кладки насухо, то размеры стен устанавливаются по конструктивным соображениям, напр., около 1 *м*; этой толщины достаточно для устойчивости стенки под давлением баласта на верхнюю ее часть, свободная высота которой не превосходит, в общем, 1 *м*.



Фиг. 906.

Проверив расчетом окончательные размеры боковых стенок, можно перейти к расчету свода. Постоянная нагрузка точно подсчитывается по принятым размерам и единичным весам материалов. В дальнейшем ходе расчета важным вопросом является вопрос о распределении постоянной нагрузки и временной. Желательно уже при разработке эскиза иметь в виду достижение благоприятных результатов в отношении распределения нагрузки; надлежит стремиться к равномерной передаче ее при помощи элементов надсводной конструкции. Сплошное заполнение не дает, строго говоря, равномерной нагрузки свода по его ширине; щековые стенки больше нагружают края свода, чем заполнение — его середину. В практике принято, тем не менее, считать нагрузку в этом случае равномерно распределенной по всей ширине свода, и не только постоянную нагрузку, но и временную, напр., в мостах железнодорожных.

В широких мостах подвижную сосредоточенную нагрузку можно распределить на полосу, определяемую передачей давления в толще заполнения под углом 45° (фиг. 906); в разных местах по пролету ширина полосы свода, принимающей давление, будет разная; можно взять среднюю или наименьшую, т. е. соответственно передаче в замке.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Расчет свода ограничивается большею частью определением кривых давлений и напряжений для двух случаев загружения свода подвижной нагрузкой: загружения всего пролета, в каковом случае напряжения в замке имеют значения, близкие к наибольшим, а распор достигает наибольшей величины, и для загружения полупролета, в каковом случае напряжения в пяте достигают почти наибольшего значения.

Напряжения в промежуточных сечениях находятся в пределах напряжений, определенных для указанных двух случаев нагрузок.

При особенно тяжелой подвижной нагрузке по сравнению с постоянной и при предельно-экономном выборе размеров свода, следует прибегнуть к линиям влияния для ядровых моментов различных сечений свода и по ним определить напряжения.

Что касается теории расчета сводов, то таковая изложена в пятой главе моего „Курса железобетонных мостов".

По окончании расчета свода, в результате которого мы будем иметь и значения опорных давлений пят свода, переходят к расчету быков и устоев.

Бык расчитывается в предположении загружения подвижной нагрузкой одного из примыкающих пролетов; при этом учитывается влияние торможения, если мост железнодорожный, давления ветра, центробежной силы, если мост на кривой.

Что касается устоя, то, смотря по его конструкции, в отношении расчета он может делиться на несколько частей, расчитываемых отдельно. Нагрузки устоя состоят из веса частей, давления земли, давления пролетных частей и пр.

124. Пример. — В качестве примера приводим расчет виадука, представленного в общем виде на стр. 445 (фиг. 820) и спроектированного автором для железной дороги Мерефа — Херсон.

1) *Описание конструкции.* — Грунт состоит из верхних слоев чернозема и ила, расположенных на скале; в наиболее глубоком месте скала залегает на глубине 2,31 саж. от поверхности земли.

Каменный виадук имеет три пролета по 10 саж. в свету (точнее: 10,10 саж. = 21,546 *м*), перекрытых сводами по просвету полуциркульного очертания. Часть этого очертания дается кладкой быков; свод же начинается на высоте 4,320 *м* от видимых пят свода.

Толщина свода в замке 0,90, в пятах 1,40 *м*; над сводом расположен балластный слой толщиною над замком 1,0 *м*. Ширина свода 4,80 *м*; боковые стенки над ним имеют толщину 1,0 *м* всюду; пазухи предположено заполнить тощим бетоном состава 1 : 8 : 20; поверх заполнения положен в качестве изоляции слой джутового просмоленного полотна; изоляция переходит непрерывно на боковые стенки балластного ящика.

Поверхность забутки, покрытая изоляцией, имеет уклоны поперечные и продольные для стока воды к выпускной трубке, устанавливаемой в середине свода в замке. Все надсводное строение имеет над пятами сводов поперечные сквозные щели, так называемые температурные швы, устройство которых необходимо во избежание трещин от колебаний температуры

НБ УДУНТ (ДІІТ)

и упругого сокращения свода при раскружаливании. По поверхности балластного ящика щель перекрывается железным листом шириною 0,4 *м*, толщиною 3 *мм*, а затем джутовым полотном в два слоя.

Для образования щели предположено работы произвести следующим образом: прежде всего делается кладка быков выше пят свода, до верха. Затем возводится кладка надсводных стен, причем кладка стен может примыкать к кладке быка, но без проложения раствора; при заполнении пазух тощим бетоном последний может также примыкать непосредственно к кладке верхней части быка, но, чтобы не было приставания, поверхность быка следует смазать раствором мела. Действие щели главным образом скажется при понижении температуры, так как температура при кладке заполнения будет близка к предельной верхней.

Полотно дороги имеет ширину между перилами 5,00 *м*; некоторое увеличение ширины пути между перилами сделано с целью иметь возможность применить проект для виадуков на кривых.

Быки на уровне видимых пят (на уровне центра полукруга свода) имеют толщину 3,0 *м*; книзу толщина увеличивается благодаря уклону боковых граней в $^1/_{20}$. Ширина быка на уровне видимых пят 6,00 *м*; книзу увеличивается таким же путем, т. е. уклонами граней в $^1/_{20}$. Верхняя часть быка имеет толщину 2,0 *м* и ширину 5,5 *м* на всей ее высоте.

Основания быков заложены на скале; бык № 1 — на отметке 20,75, бык № 2 — на отметке 19,70.

Дно водного потока разработано на ширину между быками на отметке 21,49 с береговыми откосами 1 : 1 у опор и 1 1$^1/_2$ в расстоянии 2 саж. от них. Откосы замощены булыжной мостовой.

Полная высота быка № 1	. 32,91 — 20,75 = 12,16 саж.
» » № 2	. 32,91 — 19,70 = 13,21
Высота виадука .	. . 32,91 — 21,49 = 11,42 »
Расстояние между осями быков	. 24,546 *м* = 11,505 саж.

Устои виадука обсыпного типа с отверстием вверху, перекрытым каменным сводом пролетом в свету 3,849 *м*, ширина же отверстия 4,5 *м*. В остальном устой представляет один массив. Передняя, видимая часть устоя представляет по форме верхнюю часть быка. Длина устоя от температурной щели равна 8,5 *м*, она определилась заложением верхней части конуса, который пропущен в крайний пролет виадука так, чтобы действительные пяты свода оставались не прикрытыми насыпью.

Ширина устоя от верха до уровня центров очертания просвета свода равна 4,80 *м*; ниже ширина увеличивается уклоном $^1/_{20}$, приданным граням устоя. Очертание нижней части устоя по фасаду придано в зависимости от уклонения кривой давления под действием напора земли.

Устои заложены также на скале. Правый — на отметке 21,36, левый — на отметке 20,63.

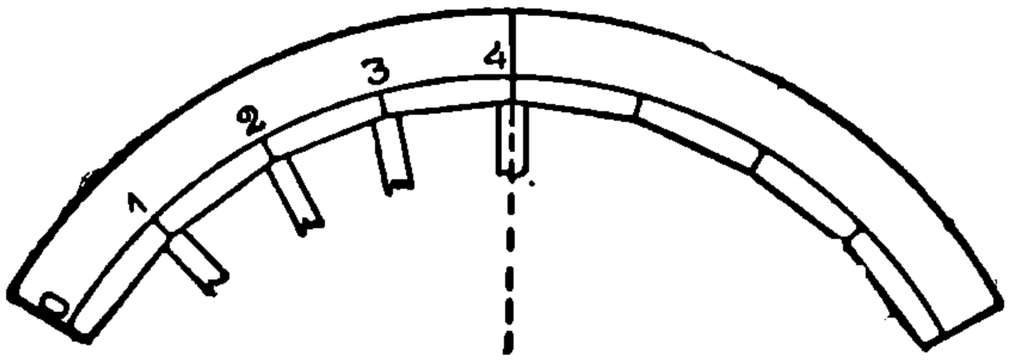
Кладка быков и устоев предположена бутовая на растворе 1 : 3 или 1 : 4.

Облицовка предположена в прикол горизонтальными рядами, высота которых может немного колебаться около 15 *см*. Углы быков предположено

НБ УДУНТ (ДІІТ)

облицовать камнями толщиною 30 *см* с получистой теской заусенков. Карнизы — из камней получистой тески.

Кладка свода предположена бутовая из отборного постелистого камня однообразной толщины, для чего предположена грубая околка камней. Свод должен быть сложен радиальными слоями одинаковой толщины на всем протяжении; наружные поверхности свода и надсводных стен облицовываются морозоупорным камнем с грубым околом постелей и наружных поверхностей. Кладка на растворе 1 : 3.



Фиг. 907.

Полная длина виадука = = 41,545 саж.

Кружала в виду незначительной, сравнительно, высоты виадука и для улучшения условий производства кладки сводов запроектированы жесткого типа; усилия по подкосам непосредственно передаются на опоры и в землю.

На изгиб работают лишь косяки.

Кладка свода должна быть произведена с подразделением полусвода на 4 участка (сегмента); одновременно следует начать кладку в узлах 0 и 2 (фиг. 907) и вести к замку; над узлами 1 и 3 нужно оставить пустые швы. Замыкание следует сделать трамбованным полусухим раствором.

2) Расчет свода. — Пролет свода в свету 21,55 *м*. Внутренняя кривая свода очерчена полукругом радиуса 10,773 *м*.

Расчетный пролет 21,0 *м*.

Расчетная стрелка 6,6 *м* $\left(\frac{1}{3{,}2}\,l\right)$.

Толщина свода в замке 0,90 *м*.
Толщина свода в пятах 1,40 *м*.
Наружная кривая описана кругом радиуса 12,556 *м*.
Пяты наклонены к горизонту под углом 25°41′,6′.
Горизонтальная проекция пяты 1,262 *м*.
Вертикальная „ „ 0,607 *м*.
Горизонтальная проекция свода по внешнему очертанию 22,262 *м*.
„ „ „ „ внутреннему „ 19,738 *м*.
Для расчета полусвод разделен на 8 клиньев равной длины по 1,6375 *м*.

Вес 1 *куб. м* кладки свода и стенок принят 2200 *кг*.

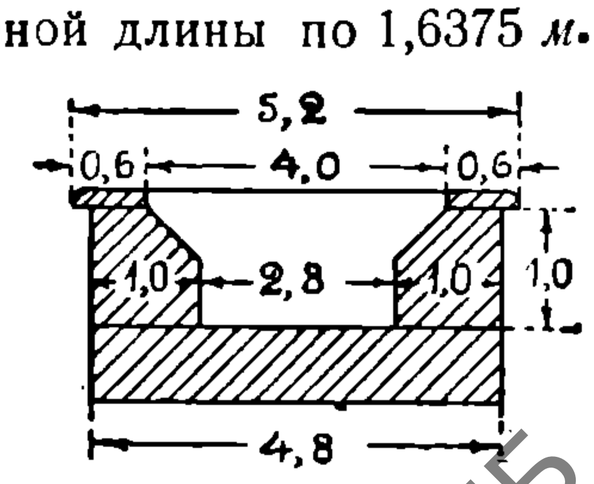
Заполнение из тощего бетона 1800 *кг*.

Баласт 1800 *кг*.

Ширина свода 4,8 *м*.

Толщина каждой боковой стенки 1,00 *м*; ширина заполнения 2,8 *м*.

Толщина баласта над замком 1,00 *м*.



Фиг. 908.

Вес надсводной части в замке на 1 погонный *м* пролета составляется (фиг. 908) из:

НБ УДУНТ (ДІІТ)

веса баласта ..... $\frac{2,8+4,0}{2} \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 6,120$ *m*

веса стенок . $2\,\frac{1,0+0,6}{2} \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 3,520$ *m*

итого . . . 9,64 *m*

Высота, приведенная к кладке свода, $\frac{9,64}{4,8 \cdot 2,2} = 0,91$ *м*.

В нижеследующем свод расчитан по теории упругого кривого бруса с заделанными концами в двух случаях загружения:

а) постоянной нагрузкой;

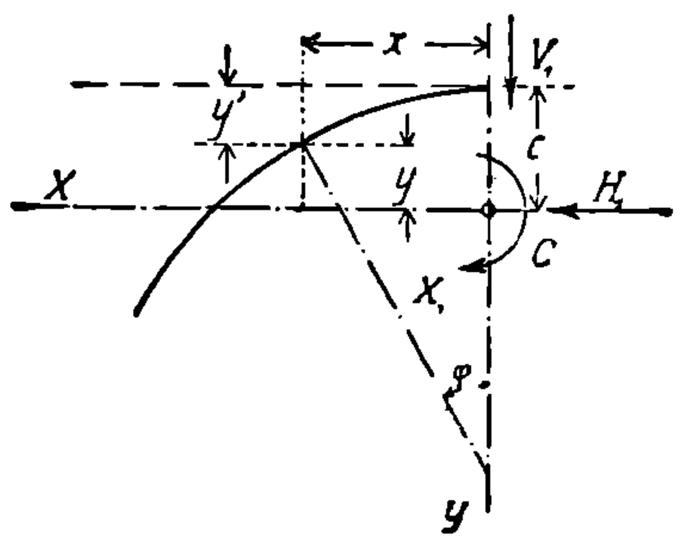
б) постоянной и временной на половине пролета.

Колебания температуры учтены в размере $\pm 15°$.

Расчет произведен по способу, изложенному в моем „Курсе железобетонных мостов".

а) *Свод при постоянной нагрузке.* За статически неопределимые величины приняты составляющие H_1 и X_1 внутренних сил в замке, отнесенные к некоторому центру C, находящемуся на оси симметрии свода ниже замка на величину c, определяемую формулой:

$$c = \frac{\int_0^s y' \frac{ds}{I}}{\int_0^s \frac{ds}{I}}.$$



Фиг. 909.

H_1 означает распор; X_1 — момент в замке, когда сила H_1 приложена в точке C (фиг. 909).

При симметричной нагрузке третья статически неопределимая V равна нулю.

В таблице 1 приведены данные для подсчета интегралов, определяющих величину c. Величины y' суть расстояния центров швов до касательной к оси свода в замке. Отметим здесь, что угол φ есть угол между швом и вертикалью. Радиус оси свода $R = 11,652$ *м*.

Таблица 1. — Определение c.

№ шва	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$x = R\sin\varphi$	$R\cos\varphi$	$y' = R - R\cos\varphi$	Толщина свода e *м*	J	$\frac{1}{I}$	$y'\frac{1}{I}$
0	0,00000	1,00000	0,0000	11,6520	0,0000	0,90	0,2916	3,4294	0,0000
1	0,13983	0,99018	1,6293	11,5376	0,1144	0,92	0,3115	3,2103	0,3673
2	0,27692	0,96089	3,2267	11,1963	0,4557	0,94	0,3323	3,0093	1,3713
3	0,40857	0,91273	4,7607	10,6351	1,0169	0,98	0,3766	2,6553	2,7002
4	0,53218	0,84662	6,2010	9,8648	1,7872	1,04	0,4500	2,2222	3,9715
5	0,64534	0,76389	7,5195	8,9009	2,7511	1,11	0,5471	1,8278	5,0285
6	0,74583	0,66614	8,6904	7,7619	3,8901	1,20	0,6912	1,4468	5,6282
7	0,83165	0,55531	9,6904	6,4705	5,1815	1,30	0,8788	1,1379	5,8960
8	0,90113	0,43355	10,5000	5,0520	6,6000	1,40	1,0976	0,9111	6,0133

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

По формуле Симпсона получаем:

$$\int_0^s y' \frac{ds}{I} = \Delta s \cdot 27{,}974; \qquad \int_0^s \frac{ds}{I} = \Delta s \cdot 17{,}674.$$

Следовательно,

$$c = \frac{27{,}974}{17{,}674} = 1{,}5827 \ м$$

Перенеся начало координат в точку c, обозначим новые ординаты через y, причем

$$y = y' - c.$$

Тогда

$$H_1 = \frac{\int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi \Sigma P_i}{\omega} ds - \int_0^s \frac{M_0 y}{I} ds}{\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega} ds + \int_0^s y^2 \frac{ds}{I}}$$

$$X_1 = -\frac{\int_0^s \frac{M_0}{I} ds}{\int_0^s \frac{ds}{I}}.$$

Здесь ΣP_i — сумма грузов от замка до рассматриваемого шва i; M_0 — момент этих сил относительно центра тяжести шва i.

В таблице 2 приведены данные для вычисления интегралов, не зависящих от нагрузки.

Таблица 2. — Для интегралов, не зависящих от нагрузки.

На ширину всего свода.

№ шва	ω $м^2$	$\frac{1}{\omega}$	$\cos\varphi \cdot \sin\varphi$	$y = y' - c$	$\frac{y}{I}$	$\frac{y^2}{I}$	$\cos^2\varphi$	$\frac{\cos\varphi \cdot \sin\varphi}{\omega}$	$\frac{\cos^2\varphi}{\omega}$
0	4,32	0,2315	0,0000	— 1,5827	— 5,4277	8,5903	1,0000	0,0000	0,2325
1	4,416	0,2264	0,1384	— 1,4683	— 4,7137	6,9211	0,9804	0,0313	0,2220
2	4,512	0,2216	0,2661	— 1,1270	— 3,3915	3,8221	0,9233	0,0590	0,2046
3	4,704	0,2126	0,3729	— 0,5658	— 1,5024	0,8500	0,8331	0,0793	0,1771
4	4,992	0,2003	0,4505	+ 0,2045	+ 0,4544	0,0929	0,7167	0,0902	0,1436
5	5,328	0,1877	0,4930	+ 1,1684	+ 2,1356	2,4953	0,5835	0,0925	0,1095
6	5,76	0,1736	0,4968	+ 2,3074	+ 3,3383	7,7029	0,4437	0,0862	0,0770
7	6,24	0,1603	0,4618	+ 3,5988	+ 4,0951	14,7374	0,3084	0,0740	0,0494
8	6,72	0,1488	0,3907	+ 5,0173	+ 4,5713	22,9354	0,1880	0,0581	0,0230

НЕ УДУНТ (ДІІТ)

Данные для вычисления ΣP_i и M_0 получены частью графическим путем, частью вычислением.

Сперва вычислены моменты элементов нагрузки относительно замка, причем нагрузка разбита на три части: свод, надсводное строение до уровня замка (по верхней поверхности свода) и надсводное строение над уровнем замка. Результаты приведены в таблицах 3—5.

Таблица 3. — M' и $\Sigma P'$ от свода (на всю ширину свода).

№ шва	№ клина	Толщина свода *e* *м*	Средняя толщина клина *м*	Площадь клина Ω в *кв. м*	Вес клина Ω · 4,8 в *куб. м*	Плечо до замка	Момент относ. замка	$\Sigma M'$	$\Sigma P'$
0		0,90							
	1		0,91	1,4901	7,1525	0,820	5,865	5,865	7,153
1		0,92							
	2		0,93	1,5229	7,3099	2,420	17,690	23,555	14,462
2		0,94							
	3		0,96	1,5720	7,5456	4,000	30,182	53,737	22,008
3		0,98							
	4		1,01	1,6539	7,9387	5,500	43,663	97,400	29,947
4		1,04							
	5		1,08	1,7685	8,4888	6,875	58,361	155,761	38,435
5		1,11							
	6		1,16	1,8995	9,1176	8,125	74,080	229,841	47,553
6		1,20							
	7		1,25	2,0469	9,8251	9,215	90,538	320,379	57,578
7		1,30							
	8		1,35	2,2106	10,6109	10,110	107,276	427,656	67,989
8		1,40							

Таблица 4. — M'' и $\Sigma P''$ для надсводной части до уровня замка

№ шва	№ клина	Высота надсводн. части	Средняя высота *h*	Ширина трапеции *a*	Вес трапеции *ha*·4,8·0,91	Плечо от замка	Момент относ. замка	$\Sigma M''$	$\Sigma P''$
0		0							
	1		0,045	1,695	0,3335	1,130	0,377	0,377	0,333
1		0,090							
	2		0,2575	1,660	1,8691	2,525	4,720	5,097	2,203
2		0,425							
	3		0,7075	1,615	4,9964	4,163	20,800	25,897	7,199
3		0,990							
	4		1,380	1,515	9,1421	5,727	52,357	78,254	16,311
4		1,770							
	5		2,260	1,405	13,8850	7,188	99,805	178,059	30,226
5		2,750							
	6		3,3375	1,260	18,3886	8,520	156,671	334,730	48,615
6		3,925							
	7		4,5875	1,090	21,8659	9,695	211,990	546,720	70,481
7		5,250							
	8		5,9975	0,890	23,3411	10,685	249,400	796,120	93,822
8		6,745							

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 5. — M''' и $\Sigma P''''$ от полосы над замком.

№ шва	№ клина	Ширина куска a	Вес куска ($a \times 4{,}8 \cdot 0{,}91$) куб. м	Плечо от замка $м$	Момент относ. замка	$\Sigma M'''$	$\Sigma P'''$	$\Sigma\Sigma P$	$\Sigma\Sigma M$
0									
	1	1,695	7,4119	0,848	6,285	6,285	7,412	14,898	12,527
1									
	2	1,660	7,2588	2,525	18,328	24,613	14,671	31,336	53,265
2									
	3	1,615	7,0621	4,163	29,399	54,013	21,733	50,940	133,647
3									
	4	1,515	6,6248	5,727	37,940	91,953	28,358	74,645	267,608
4									
	5	1,405	6,1438	7,188	44,162	136,115	34,501	103,163	469,985
5									
	6	1,260	5,5097	8,520	46,943	183,058	40,011	136,179	747,629
6									
	7	1,090	4,7664	9,695	46,210	229,268	44,778	172,636	1096,368
7									
	8	0,890	3,8918	10,685	41,584	270,852	48,669	210,480	1494,627
8									

Для перехода к моментам M_0 тех же сил относительно какого-нибудь шва i применена формула

$$M_0{}^i = x \cdot \Sigma P_i - \Sigma M_i.$$

Вычисленные моменты M_0 приведены в таблице 6, в которой даны и слагаемые для интегралов, зависящих от нагрузки.

Таблица 6. — Определение M_0 и интегралов.

№ шва	x	$x \cdot \Sigma P$	M_0	$M_0 \frac{y}{I}$	$M_0 \frac{1}{I}$	$\frac{\cos\varphi \cdot \sin\varphi}{\omega} \Sigma P_i$
0	0,0000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,000
1	1,6293	24,273	11,746	— 55,36	37,71	0,466
2	3,2267	101,111	47,846	— 162,26	143,98	1,848
3	4,7607	242,509	108,862	— 163,55	289,06	4,039
4	6,2010	462,877	195,269	+ 88,73	433,93	6,733
5	7,5195	775,735	305,800	+ 653,06	558,94	9,542
6	8,6904	1183,450	435,821	+ 1454,90	630,54	11,738
7	9,6904	1672,916	576,548	+ 2361,02	656,05	12,775
8	10,5000	2210,042	715,415	+ 3270,37	651,84	12,228

Имеем (из таблиц 2 и 6):

$$\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega} ds = \triangle s \cdot 1{,}114$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

$$\int_0^s \frac{y^2}{I}\,ds = \triangle s \cdot 51{,}574$$

$$\int_0^s \frac{M_0\ y}{I}\,ds = \triangle s \cdot 5764{,}83 \text{ (по Котесу)}$$

$$\int_0^s \frac{M_0}{I}\,ds = \triangle s \cdot 3078{,}60$$

$$\int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi \cdot \Sigma P}{\omega}\,ds = \triangle s \cdot 53{,}39.$$

Таким образом

$$H_1 = \frac{53{,}39 - 5764{,}83}{51{,}574 + 1{,}114} = -\frac{5711{,}44}{52{,}691} = -108{,}402 \text{ куб. м}$$

$$H_1 = -108{,}402 \cdot 2{,}2 = -238{,}48 \text{ т.}$$

$$X_1 = -\frac{3071{,}38}{17{,}67} = -174{,}187 \ (м^3 \cdot м).$$

Перенося распор в центр замкового сечения, получим момент в замке:

$$M = 108{,}402 \cdot 1{,}5827 - 174{,}19 = -2{,}62 \ м^3 \cdot м.$$

Находим теперь моменты M и нормальные силы N для всех сечений по формулам:

$$M = X_1 + H_1 y + M_0,$$
$$N = H_1 \cos\varphi - \Sigma P \sin\varphi.$$

По найденным значениям M и N находим расстояния λ кривой давления от оси свода

$$\lambda = \frac{M}{N};$$

положительные λ нужно откладывать выше оси свода, отрицательные — ниже.

Наконец, по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\omega}\left(1 \pm \frac{6\lambda}{e}\right)$$

находим напряжения в своде от постоянной нагрузки.

Результаты вычислений приведены в таблице 7.

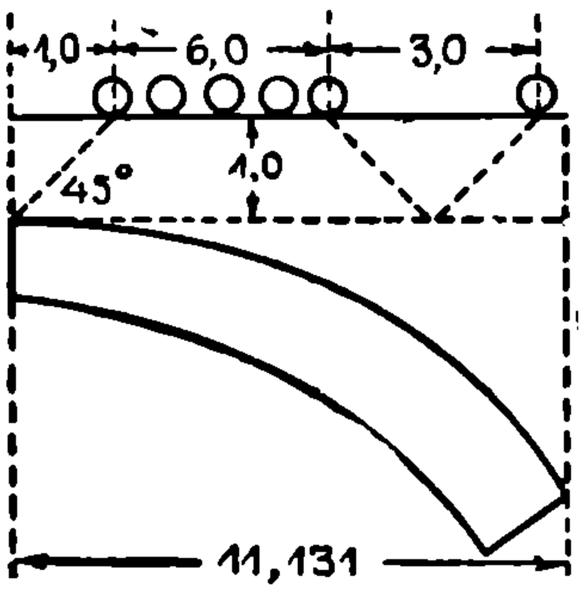
Таблица 7. — Напряжения от постоянной нагрузки.

$H_1 = = 108{,}402\ м^3$; $X_1 = -174{,}187\ м^3 \cdot м$.

№ шва	$H_1 y$ $м^3 \cdot м$	M_0 $м^3 \cdot м$	M $м^3 \cdot м$	$H_1 \cos\varphi$ $м^3$	$-\Sigma P \sin\varphi$ $м^3$	N $м^3$	N' $т$	$\lambda = \frac{M}{N}$	Средн. напр. $кг/см^2$	max σ min	
										внутр.	внешнее
0	+ 171,57	0,00	— 2,62	— 108,40	0,00	— 108,40	238,49	+ 0,024	5,52	4,63	6,41
1	+ 159,17	11,74	— 3,27	— 107,34	— 2,08	— 109,42	240,72	+ 0,030	5,45	4,39	6,51
2	+ 122,17	47,84	— 4,17	— 104,16	— 8,68	— 112,84	248,24	+ 0,037	5,50	4,20	6,80
3	+ 61,33	106,86	— 3,99	— 98,94	— 20,81	— 119,75	263,46	+ 0,033	5,60	4,46	6,74
4	— 22,17	195,27	— 1,09	— 91,78	— 39,72	— 131,50	289,30	+ 0,008	5,80	5,52	6,08
5	— 126,66	305,80	+ 4,95	— 82,81	— 66,57	— 149,38	328,64	— 0,033	6,17	7,28	5,06
6	— 250,13	435,82	+ 11,51	— 72,21	— 101,57	— 173,78	382,31	— 0,066	6,64	8,84	4,44
7	— 390,12	576,54	+ 12,24	— 60,20	— 143,57	— 203,77	448,29	— 0,060	7,18	9,17	5,19
8	— 543,89	715,41	— 2,66	— 47,00	— 189,67	— 236,67	520,67	+ 0,011	7,75	7,38	8,12

НВ УДУНТ (ДІІТ)

б) *Свод при загружении половины пролета временной нагрузкой.* — При загружении одной половины свода временной нагрузкой считаем, что давление распространяется под углом 45° и на уровне замка передается на длину надсводной части, равную 11,131 *м*. Всего имеем 6 осей (паровозных), т. е. 120 *т* (фиг. 910); на 1 погонный *м* 10,781 *т*; на один м. т. ширины свода 2,246 *т*, что по приведении к весу кладки свода дает 1,021 $м^3$, а на всю ширину свода 4,901 $м^3$. Рассматриваем *действие подвижной нагрузки отдельно от постоянной нагрузки.* В виду несимметричности нагрузки здесь будет три статически неопределимых: распор H_2, момент X_2 и перерезывающая сила V.



Фиг. 910.

Для определения H_2 и X_2 применяем прежние формулы, а для V имеем:

$$V = -\frac{\int_0^s \frac{\sin^2\varphi\,\Sigma P}{\omega}\,ds + \int_0^s \frac{M_0 x}{I}\,ds}{2\int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds + 2\int_0^s \frac{\lambda^2}{I}\,ds}.$$

Здесь ΣP — сумма грузов (временной нагрузки) от замка до рассматриваемого сечения i; M_0 — момент этих грузов относительно центра тяжести шва i. По предыдущему

$$M_0 = x \cdot \Sigma P - \Sigma M,$$

где ΣM — момент тех же грузов относительно замка.

Вычисления ΣM, ΣP и M_0 приведены в таблице 8. В таблице 9 помещены все данные для вычисления интегралов трех статически неопределимых величин.

Для незагруженного поездом полусвода нагрузка и моменты равны нулю.

Таблица 8. — Определение M_0 от подвижной нагрузки.

Нагрузка на 1 погонный *м* свода на всю ширину его = 4,901 *м* кладки.

№ шва	Длина загруженного клина *м*	*P* $м^3$	Плечо относит. замка *м*	Момент относит. замка $м^3 \cdot м$	ΣM	ΣP	*x*	$x \cdot \Sigma P$	*M*
8	0,89	4,3619	10,658	46,606	303,568	54,548	10,500	572,75	269,18
7	1,09	5,3421	9,695	51,792	256,962	50,186	9,690	486,32	229,36
6	1,260	6,1753	8,520	52,614	205,170	44,844	8,690	389,71	184,54
5	1,405	6,8859	7,188	49,496	152,556	38,668	7,519	290,77	138,21
4	1,515	7,4250	5,727	42,523	103,060	31,783	6,201	197,08	94,02
3	1,615	7,9151	4,163	32,950	60,537	24,358	4,760	115,96	55,42
2	1,660	8,1357	2,525	20,543	27,587	16,442	3,226	53,05	25,46
1	1,695	8,3072	0,848	7,044	7,044	8,307	1,629	13,53	6,49
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 9. — Определение интегралов для подвижной нагрузки.

№ шва	$\frac{\sin^2\varphi}{\omega}$	$\frac{x}{I}$	$\frac{x^2}{I}$	$\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{\omega}$	$\frac{\sin^2\varphi\,\Sigma P}{\omega}$	$\frac{\sin\varphi\cos\varphi\,\Sigma P}{\omega}$	$\frac{M_0 x}{I}$	$\frac{M_0 y}{I}$	$\frac{M_0}{I}$
0	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
1	0,0044	5,2305	8,522	0,031	0,036	0,260	33,94	— 30,59	20,83
2	0,0170	9,7101	31,331	0,059	0,279	0,970	247,30	— 86,37	76,64
3	0,0355	12,6411	60,180	0,079	0,864	1,931	700,61	— 83,26	147,16
4	0,0567	13,7799	85,441	0,090	1,802	2,866	1295,66	+ 42,72	208,94
5	0,0782	13,7441	103,348	0,092	3,023	3,576	1899,63	+ 295,17	252,62
6	0,0966	12,5733	109,267	0,086	4,331	3,865	2320,32	+ 616,06	266,99
7	0,1109	11.0267	106,853	0,074	5,565	3,713	2529,12	+ 939,26	260,99
8	0,1208	9,5666	100,449	0,058	6,589	3,169	2575,20	+ 1230,53	247,25

При вычислении статически неопределимых величин интегралы знаменателей, взятые по полусводу, удвоены, а интегралы числителей взяты лишь для нагруженного полусвода (т. е. свод невесомый).

$$\int_0^s \frac{\sin^2\varphi\,\Sigma P}{\omega}\,ds = \triangle s \cdot 19{,}129$$

$$\int_0^s \frac{M_0}{I}\,ds = \triangle s \cdot 1359{,}006 \text{ (по Ко:есу)}$$

$$\int_0^s M_0\,\frac{x}{I}\,ds = \triangle s \cdot 10318{,}354$$

$$\int_0^s \frac{ds}{I} = \triangle s \cdot 17{,}674 \text{ (см. вычисление } c)$$

$$\int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds = \triangle s \cdot 0{,}459$$

$$\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\,ds = \triangle s \cdot 1{,}114 \text{ (см. вычисление } H_1)$$

$$\int_0^s \frac{x^2}{I}\,ds = \triangle s \cdot 556{,}067 \text{ (по Котесу)}$$

$$\int_0^s \frac{y^2}{I}\,ds = \triangle s \cdot 51{,}574 \text{ (см. вычисление } H_1)$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

$$\int_0^s \frac{\sin\varphi\cos\varphi\,\Sigma P}{\omega}\,ds = \Delta s \cdot 18{,}835 \text{ (по Котесу)}$$

$$\int_0^s \frac{M_0}{I}\,y\,ds = \Delta s \cdot 2297{,}243 \left[\begin{array}{l}\text{по Котесу два участка и}\\ \text{по трапеции переходный}\end{array}\right].$$

Таким образом

$$V = -\frac{19{,}129 + 10\,318{,}354}{2(556{,}067+0{,}459)} = -9{,}442 \ м^3$$

$$X_2 = -\frac{1359{,}006}{2 \cdot 17{,}674} = -38{,}446 \ м^3 \cdot м$$

$$H_2 = \frac{18{,}835 - 2297{,}243}{2(1{,}114 + 51{,}574)} = -\frac{2278{,}408}{105{,}376} = -21\ 622 \ м^3.$$

Совместно с постоянной нагрузкой будем иметь:

$$H = H_1 + H_2 = -108{,}402 - 21{,}622 = -130{,}024 \ м^3$$
$$X = X_1 + X_2 = -174{,}187 - 38{,}446 = -212{,}633 \ м^3 \cdot м$$
$$V = -9{,}442 \ м^3.$$

Переносся распор в центр замкового сечения, получим момент в замке:

$$M = 130{,}024 \cdot 1{,}583 - 212{,}633 = -6{,}844 \ м^3 \cdot м.$$

Находим теперь моменты M и нормальные силы N для всех сечений по формулам: для левого полусвода

$$M = X + Vx + Hy + (M_0 + M_{0вр.});$$
$$N = H\cos\varphi - V\sin\varphi - \Sigma(P + P_{вр.})\sin\varphi,$$

а для правого — те же формулы с переменой знака величины V.

По найденным M и N находим значения λ — расстояния кривой давления от оси свода

$$\lambda = \frac{M}{N}.$$

Положительные λ нужно откладывать выше оси свода, отрицательные — ниже.

Наконец, по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\omega}\left(1 \pm \frac{6\lambda}{e}\right)$$

находим напряжения в своде от постоянной нагрузки и временной на половине пролета. Результаты приведены в таблицах 10 и 11.

в) *Влияние изменения температуры.* — Предположим свод разрезанным в замке на два полусвода; при понижении темп ратуры появляется положительный, направленный вправо, а при повышении — отрицательный, направленный влево, для левого полусвода, распор H_t.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 10. — Определение M и N.

$V = -9{,}4421$ $м^3$; $H = -130{,}0242$ $м^3$; $X = -212{,}6334$ $м^3 \cdot м$.

№ шва		xV $м^3 \cdot м$	yH $м^3 \cdot м$	$M_0 + M_{0\ вр.}$ $м^3 \cdot м$	M $м^3 \cdot м$	$-\Sigma P$ $м^3$	$H\cos\varphi$ $м^3$	$-V\sin\varphi$ $м^3$	$-\Sigma P\sin\varphi$ $м^3$	N $м^3$
Левый полусвод (с нагрузкой).	8	— 99,1421	— 652,3704	984,6021	+ 20,4532	— 205,0284	— 56,3720	+ 8,5086	— 238,8250	— 286,6890
	7	— 91,4977	— 467,9311	805,9117	+ 33,8495	— 222,8227	— 72,2037	+ 7,8525	— 185,3105	— 249,6617
	6	— 82,0556	— 300,0178	620,3647	+ 25,6579	— 181,0232	— 86,6143	+ 7,0422	— 135,0125	— 214,5846
	5	— 71,0000	— 151,9203	444,0140	+ 8,4603	— 141,8320	— 99,3242	+ 6,0934	— 91,5297	— 184,7605
	4	— 58,5505	— 26,5899	289,2947	— 8,4791	— 106,4285	— 110,0811	+ 5,0249	— 56,6391	— 161,6953
	3	— 44,9510	+ 73,5677	164,2853	— 19,7314	— 75,2978	— 118,6770	+ 3,8578	— 30,7644	— 145,5836
	2	— 30,4670	+ 146,5373	73,3148	— 23,2483	— 47,7786	— 124,9390	+ 2,6147	— 13,2308	— 135,5551
	1	— 15,3840	+ 190,9145	18,2362	— 18,8667	— 23,2051	— 128,7474	+ 1,3203	— 3,2448	— 130,6719
	0	0,0000	+ 205,7893	0,0000	— 6,8441	0 0000	— 130,0242	0,0000	0,0000	— 130,0242
Правый полусвод.	1	+ 15,3840	+ 190,9145	11,7458	+ 5,4109	— 14,8.79	— 128,7474	— 1,3203	— 2,0832	— 132,1509
	2	+ 30,4670	+ 146,5373	47,8:56	+ 12,2165	— 31,3357	— 124,9390	— 2,6147	— 8,6775	— 136,2212
	3	+ 44,9510	+ 73,5677	108,8619	+ 14,7472	— 50,9398	— 118,6770	— 3,8578	— 20,8125	— 143,3473
	4	+ 58,5505	— 26,5899	195,2090	+ 14,5962	— 74,6455	— 110,0811	— 5,0249	— 39,7248	— 154,8308
	5	+ 71,0000	— 151,9203	305,7997	+ 12,2460	— 103,1631	— 99,3242	— 6,0934	— 66,5753	— 171,9929
	6	+ 82,0556	— 300,0718	435,8208	+ 5,2252	— 136,1790	— 86,6143	— 7,0422	— 101,5660	— 195,2225
	7	+ 91,4977	— 467,9311	576,5482	— 12,5186	— 172,6364	— 72,2037	— 7,8525	— 143,5731	— 223,6293
	8	+ 99,1421	— 652,3704	715,4147	— 50,4470	— 210,4802	— 56,3720	— 8,5086	— 189,6700	— 254,5506

НБ УДУИТ (ДІІТ)

Таблица 11. — Напряжения от постоянной нагрузки и временной на полупролете.

№ шва	M $м^3 \cdot м$	N $м^2$	$\lambda = \frac{M}{N}$ $м$	N $т$	$6\frac{\lambda}{e}$	Среднее напряж. $кг/см^2$	Наибольшие напряжения	
							нижнее	верхнее
8	+ 20,4562	286,6890	— 0,0714	630,716	0,306	9,39	— 12,26	— 6,52
7	+ 33,8495	249,6617	— 0,1356	549,256	0,626	8,80	— 14,31	— 3,29
6	+ 25,6579	214,5846	— 0,1196	472,086	0,598	8,20	— 13,10	— 3,30
5	+ 8,4603	184,7605	— 0,0457	406,473	0,247	7,63	— 9,51	— 5,75
4	— 8,4791	161,6953	+ 0,0524	355,730	0,302	7,13	— 4,98	— 9,28
3	— 19,7314	145,5836	+ 0,1355	320,284	0,830	6,81	— 1,16	— 12,46
2	— 23,2483	135,5551	+ 0,1715	298,221	1,090	6,61	+ 0,59	— 13,81
1	— 18,8667	130,6719	+ 0,1444	287,478	0,942	6,51	— 0,38	— 12,64
0	— 6,8441	130,0242	+ 0,0526	286,053	0,350	6,62	— 4,30	— 8 94
1	+ 5,4109	132,1509	— 0,0410	290,732	0,267	6,58	— 8,34	— 4,82
2	+ 12,2165	136,2212	— 0,0897	299,687	0,573	6,64	— 10,44	— 2,84
3	+ 14,7472	143,3473	— 0,1029	315,364	0,630	6,70	— 10,92	— 2,48
4	+ 14,5962	154,8308	— 0,0943	340,628	0,544	6,82	— 10,53	— 3,11
5	+ 12,2460	171,9929	— 0,0712	378,384	0,385	7,10	— 9,83	— 4,37
6	+ 5,2252	195,2225	— 0,0268	429,490	0,134	7,46	— 8,46	— 6,46
7	— 12,5186	223,6293	+ 0,0560	491,984	0,258	7,88	— 5,85	— 9,91
8	— 50,4470	254,5506	+ 0,1982	560,011	0,849	8,33	— 1,26	— 15,40

Величина H_t определится по формуле:

$$H_t = \pm \frac{El\alpha t}{2\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega} ds + 2\int_0^s \frac{y^2}{I} ds},$$

где l — расчетный пролет, равный 21 $м$, α — коэффициент расширения бутовой кладки $= 0{,}000007$, E — модуль упругости кладки $= 67000\ кг/см^2 = 670000\ т/м^2$. Интегралы знаменателя равны:

$$\left.\begin{aligned} &\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega} ds = \triangle s \cdot 1{,}114 = 1{,}638 \cdot 1{,}114 = 1{,}824 \\ &\int_0^s \frac{y^2}{I} ds = \triangle s \cdot 51{,}574 = 1{,}638 \cdot 51{,}574 = 84{,}452 \end{aligned}\right\} \text{(см. определение } H_1\text{).}$$

Знаменатель равен:

$$2(1{,}824 + 84{,}452) = 172{,}55.$$

Распор

$$H_t = \pm \frac{670000 \cdot 21 \cdot 0{,}000007 \cdot 15}{172{,}5516} = 8{,}562\ т.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Распор приложен на расстоянии $c=1{,}5827$ *м* ниже замка.

При вычислении напряжений от температуры можно пренебречь напряжениями от нормальных сил N_t, получающихся от H_t; достаточно ограничиться напряжениями от момента.

Момент в этом случае равен

$$M_t = H_t \cdot y.$$

Величина y взята из таблицы 2-й.

Соответственные напряжения в крайних волокнах

$$\sigma = \frac{M_t \cdot e}{2I}.$$

Результаты определения моментов и напряжений приведены в таблице 12.

Таблица 12. — Напряжения от изменений температуры.

Плюсом обозначено растяжение.

№ шва	$M_t = H_t \cdot y$ при $t = \pm 15°$ *т · м.*	$\sigma = \pm \frac{M_t \cdot e}{2I}$ *кг/см²*			
		$t = +15°$		$t = -15°$	
		верхнее	нижнее	верхнее	нижнее
0	± 13,5512	+ 2,09	— 2,09	— 2,09	+ 2,09
1	± 12,5716	+ 1,86	— 1,86	— 1,86	+ 1,86
2	± 9,6495	+ 1,37	— 1,37	— 1,37	+ 1,37
3	± 4,8444	+ 0,63	— 0,63	— 0,63	+ 0,63
4	∓ 1,7509	— 0,21	+ 0,21	+ 0,21	— 0,21
5	∓ 10,0039	— 1,01	+ 1,01	+ 1,01	— 1,01
6	∓ 19,7560	— 1,71	+ 1,71	+ 1,71	— 1,71
7	∓ 30,8131	— 2,28	+ 2,28	+ 2,28	— 2,28
8	∓ 42,9584	— 2,74	+ 2,74	+ 2,74	— 2,74

В следующей таблице 13 (см. стр. 562) приведены наибольшие напряжения в своде на сжатие и растяжение от различных комбинаций нагрузок. Из этой таблицы видно, что наибольшее напряжение на сжатие не превосходит 18,14 *кг/см²* и на растяжение 1,96 *кг/см²*, что меньше допускаемых.

г) *Действие на свод центробежной силы.* — Скорость движения поезда 75 *км/час* = 21 *м/сек.*;

Радиус 300 саж. = 640 *м.*

Центробежная сила равна $c \cdot P$, где P — подвижная нагрузка, а

$$c = \frac{1 \cdot 21^2}{9{,}81 \cdot 640} = 0{,}07.$$

Сила приложена на высоте 1,5 *м* над головкой рельса (высота рельса взята 100 *мм*).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 13. — Полные напряжения.

№ шва и волокно	Постоянная нагрузка *кг/см²*	Постоянная и временная на левом полусводе *кг/см²*	Температура		Наибольшие сжимающ. и растягив. напряжения			
					температура и постоян. нагр.		температура, пост. + ½ временн.	
			$t = +15°$	$t = -15°$	сжатие	растяж.	сжатие	растяж.
8 верх.	— 8,12	— 6,52	+ 2,74	— 2,74	— 10,86	—	— 9,26	—
ниж.	— 7,38	— 12,26	— 2,74	+ 2,74	— 10,12	—	— 15,00	—
7 верх.	— 5,19	— 3,29	+ 2,28	— 2,28	— 7,47	—	— 5,57	—
ниж.	— 9,17	— 14,31	— 2,28	+ 2,28	— 11,45	—	— 16,59	—
6 верх.	— 4,44	— 3,30	+ 1,71	— 1,71	— 6,15	—	— 5,01	—
ниж.	— 8,84	— 13,10	— 1,71	+ 1,71	— 10,55	—	— 14,81	—
5 верх.	— 5,06	— 5,75	+ 1,01	— 1,01	— 6,07	—	— 6,76	—
ниж.	— 7,28	— 9,51	— 1,01	+ 1,01	— 8,29	—	— 10,52	—
4 верх.	— 6,08	— 9,28	+ 0,21	— 0,21	— 6,29	—	— 9,49	—
ниж.	— 5,52	— 4,98	— 0,21	+ 0,21	— 5,73	—	— 5,19	—
3 верх.	— 6,74	— 12,46	— 0,63	+ 0,63	— 7,37	—	— 13,09	—
ниж.	— 4,46	— 1,16	+ 0,63	— 0,63	— 5,07	—	— 1,79	—
2 верх.	— 6,80	— 13,81	— 1,37	+ 1,37	— 8,17	—	— 15,18	—
ниж.	— 4,20	+ 0,59	+ 1,37	— 1,37	— 5,57	—	— 0,78	+ 1,96
1 верх.	— 6,51	— 12,64	— 1,86	+ 1,86	— 8,37	—	— 14,50	—
ниж.	— 4,39	— 0,38	+ 1,86	— 1,86	— 6,25	—	— 2,24	+ 1,48
0 верх.	— 6,41	— 8,94	— 2,09	+ 2,09	— 8,50	—	— 11,03	—
ниж.	— 4,63	— 4,30	+ 2,09	— 2,09	— 6,72	—	— 6,39	—
1 верх.	— 6,51	— 4,82	— 1,86	+ 1,86	— 8,37	—	— 6,68	—
ниж.	— 4,39	— 8,34	+ 1,86	— 1,86	— 6,25	—	— 10,70	—
2 верх.	— 6,80	— 2,84	— 1,37	+ 1,37	— 8,17	—	— 4,21	
ниж.	— 4,20	— 10,44	+ 1,37	— 1,37	— 5,57	—	— 11,81	—
3 верх.	— 6,74	— 2,48	— 0,63	+ 0,63	— 7,37	—	— 3,11	—
ниж.	— 4,46	— 10,92	+ 0,63	— 0,63	— 5,07	—	— 11,55	—
4 верх.	— 6,08	— 3,11	+ 0,21	— 0,21	— 6,29	—	— 3,32	—
ниж.	— 5,52	— 10,53	— 0,21	+ 0,21	— 5,73	—	— 10,74	—
5 верх.	— 5,06	— 4,37	+ 1,01	— 1,01	— 6,07	—	— 5,38	—
ниж.	— 7,28	— 9,83	— 1,01	+ 1,01	— 8,29	—	— 10,84	—
6 верх.	— 4,44	— 6,46	+ 1,71	— 1,71	— 6,15	—	— 8,17	—
ниж.	— 8,84	— 8,46	— 1,71	+ 1,71	— 10,55	—	— 10,17	—
7 верх.	— 5,19	— 9,91	+ 2,28	— 2,28	— 7,47	—	— 12,19	—
ниж.	— 9,17	— 5,85	— 2,28	+ 2,28	— 11,45	—	— 9,13	—
8 верх.	— 8,12	— 15,40	+ 2,74	— 2,74	— 10,86	—	— 18,14	—
ниж.	— 7,38	— 1,26	— 2,74	+ 2,74	— 10,12	—	— 4,00	+ 1,48

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Длина горизонтальной проекции свода по внешнему очертанию 22,262 *м*; на этой длине помещается паровоз, паровоз и три оси тендера, или 242 *т*.

$$c\Sigma P = 242 \cdot 0{,}07 = 16{,}9 \ т.$$

Распределяя эту нагрузку равномерно по всему пролету, будем иметь

$$p_1 = \frac{c\Sigma P}{l} = \frac{16{,}9}{21} = 0{,}84 \ т/м.$$

Рассматривая свод как балку, заделанную концами, с пролетом, равным длине осевой кривой свода, т. е. 26,2 *м*, получим момент в пяте

$$M' = \frac{p_1 s^2}{12} = \frac{0{,}84 \cdot 26{,}2^2}{12} = 61{,}322 \ т \cdot м.$$

Плечо $c\Sigma P$ относительно центра пятового шва равно

$$f' = 6{,}6 + 0{,}45 + 1{,}00 + 0{,}10 + 1{,}5 = 9{,}65 \ м.$$

Рассматривая свод как две балки, заделанные концами, длиною 9,65 *м*. получим момент для пяты

$$M'' = \frac{c\Sigma P \cdot f'}{2} = 108{,}58 \ т \cdot м.$$

Момент сопротивления пятового сечения равен

$$W = \frac{1{,}4 \cdot 4\,8^2}{6} = 5{,}376 \ м^3.$$

Напряжения:

$$\sigma_I = \frac{M'}{W} = \pm 1{,}14 \ кг/см^2,$$

$$\sigma_{II} = \frac{M''}{W} = \pm 2{,}02 \ кг/см^2.$$

Полное напряжение:

$$\sigma = \pm (1{,}14 + 2{,}02) = \pm 3{,}16 \ кг/см^2.$$

д) *Действие на свод давления ветра.* — В присутствии поезда принимаем давление ветра в 150 *кг/м*², а в отсутствии его — 250 *кг/м*².

Площадь свода и надсводной части, подверженная действию ветра, равна:

$$22{,}262 \cdot \left[10{,}773 + 0{,}90 + 1{,}00\right] - \frac{\pi \cdot 10{,}77^2}{2} - \frac{1{,}262 \cdot 0{,}607}{2} \cdot 2 -$$

$$- \left(\frac{1{,}262 + 0{,}358}{2} \cdot 4{,}320\right) 2 = 92{,}241 \ м^2.$$

Давление ветра в отсутствии поезда будет

$$V = 92{,}241 \cdot 250 = 23060 \ кг = 23{,}06 \ т.$$

Действие ветра учитываем по тому же способу, что и действие центробежной силы, т. е. рассматривая свод как балку с двумя заделанными концами, нагруженную равномерно давлением ветра, и одновременно как две балки, одним концом заделанные и нагруженные каждая равномерно давлением ветра на полусвод.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Имеем

$$p_1 = \frac{V}{l} = 1{,}1 \ т/м \text{ и } p_2 = \frac{V}{2f} = 1{,}7 \ т/м$$

$$M' = \frac{1{,}1 \cdot 26{,}2^2}{12} = 62{,}8 \ т \cdot м$$

$$M'' = \frac{1{,}7 \cdot 6{,}6^2}{2} = 38{,}0 \ т \cdot м.$$

Напряжения

$$\sigma_1 = \frac{M'}{W} = \pm 1{,}17 \ кг/см^2; \ \sigma_2 = \frac{M''}{W} = \pm 0{,}71 \ кг/см^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \pm 1{,}88 \ кг/см^2.$$

В присутствии поезда, давление на свод:

$$V_1 = 92{,}241 \cdot 150 = 13{,}8 \ т$$

и на полосу поезда, по площади равную: $3 \cdot 22{,}262 = 66{,}786 \ м^2$, давление

$$V_2 = 66{,}786 \cdot 160 = 10{,}0 \ т$$

$$\Sigma V = V_1 + V_2 = 23{,}8 \ т$$

$$p_1 = \frac{\Sigma V}{l} = \frac{23{,}8}{21} = 1{,}14 \ т/м$$

$$p_2' = \frac{V_1}{2f} = \frac{13{,}8}{13{,}2} = 1{,}05 \ т/м$$

$$M' = \frac{p_1 \cdot s^2}{12} = \frac{1{,}14 \cdot 26{,}2^2}{12} = 65{,}0 \ т \cdot м$$

$$M'' = \frac{p'_2 \cdot f^2}{2} + \frac{V_2 \cdot f'}{2} = \frac{1{,}05 \cdot 6{,}6^2}{2} + \frac{10{,}0 \cdot 9{,}65}{2} = 71{,}17 \ т \cdot м$$

$$\sigma_1 = \frac{M'}{W} = \pm 1{,}21 \ кг/см^2; \ \sigma_2 = \frac{M''}{W} = \pm 1{,}32 \ кг/см^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \pm 2{,}53 \ кг/см^2.$$

Таким образом, наибольшее напряжение от ветра при отсутствии поезда 1,88 $кг/см^2$; в присутствии поезда 2,53 $кг/см^2$.

е) *Совместное действие всех факторов.* — При загружении всего пролета временной нагрузкой таковая равна удвоенной величине нагрузки односторонней; поперечная сила в замке, в виду симметрии нагрузки, равна нулю.

Распор и момент в этом случае от одной временной нагрузки равны удвоенному распору и моменту от загружения одной половины, т. е. (параграф б):

$$H_2' = 2H_2 = -2 \cdot 21{,}62 = -43{,}24 \ м^3,$$

$$X_2' = 2X_2 = -38{,}45 \cdot 2 = -76{,}89 \ м^3 \cdot м.$$

От совместного действия полной временной нагрузки и постоянной имеем распор:

$$H' = H_1 + H_2' = H_1 + 2H_2 = -108{,}40 - 43{,}24 = -151{,}64 \ м^3$$

и момент:

$$X' = X_1 + X_2' = X_1 + 2X_2 = -174{,}19 - 76{,}89 = -251{,}08 \ м^3 \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Данные для кривой давления и напряжения в случае загрузки всего пролета временной нагрузкой приведены в таблице 14. Значения моментов M_0 и суммы сил можно взять из таблицы 10 для левого полусвода.

В остальных швах напряжения имеют величину в пределах приведенных здесь напряжений в замке и в пяте.

Таблица 14.—Напряжения от постоянной и временной нагрузки на всем пролете.

$H' = -151{,}64$ *м*³; $X' = -251{,}08$ *м*³ · *м*.

№ шва	$H'y$	$M_0 + M_{0вр.}$	M	$H'\cos\varphi$	$-\Sigma P\sin\varphi$	N *м*³	N *т*	λ	$6\frac{\lambda}{e}$	Среднее напр.	Нижн.	Верхн.
0	+240,01	0,00	—11,07	—151,65	0,00	—151,65	333,61	+0,073	0,486	7,72	—3,97	—11,47
8	—760,85	984,60	—27,33	— 65,75	—238,82	—304,57	671,06	+0,0.0	0,370	9,68	—6,29	—13,67

При совместном действии вертикальной нагрузки, изменений температуры, центробежной силы и давления ветра напряжения в пяте будут:

$-6{,}29 + 2{,}74 + 3{,}16 + 2{,}53 = +2{,}14$ *кг/см*² (растяжение),
$-13{,}67 - 2{,}74 - 3{,}16 - 2{,}53 = -22{,}10$ *кг/см*² (сжатие).

От постоянной нагрузки, изменений температуры и давления ветра напряжения будут:

$-7{,}38 + 2{,}74 + 1{,}88 = -2{,}76$ *кг/см*² (сжатие),
$-9{,}12 - 2{,}74 - 1{,}88 = -12{,}74$ *кг/см*² (сжатие).

3) Расчет устоя.—Устой (фиг. 911—912) для расчета разложен в верхней части на три элемента: 1) свод, пролетом в свету 3,85 *м*; 2) передний массив *A* и 3) задний массив *B*. От сечения γγ устой представляет собою одно сплошное целое, рассмотренное как массив *C*. Фундамент обозначен массивом *D*.

Устои правого и левого берега отличаются лишь высотою массива *C* и фундамента. Левый устой имеет высоту от подошвы рельса до обреза фундамента 22,79 *м*; полная высота—26,20 *м*. Правый устой имеет высоту до обреза фундамента 18,46 *м* и высоту фундамента 6,19 *м*.

Расчитан устой более высокий. Ширина устоя 4,8 *м*.

Массив *A* расчитан в одном случае нагрузки, когда на своде находится подвижной состав.

Массив *B*—для двух случаев:

1) когда на своде подвижной состав, а насыпь не загружена;

2) когда на насыпи подвижной состав, а свод не загружен временной нагрузкой.

Массивы *C* и *D* расчитаны для трех случаев:

1) постоянная нагрузка и давление земли;

2) свод с временной нагрузкой и давление земли;

3) свод без временной нагрузки, но насыпь с временной нагрузкой.

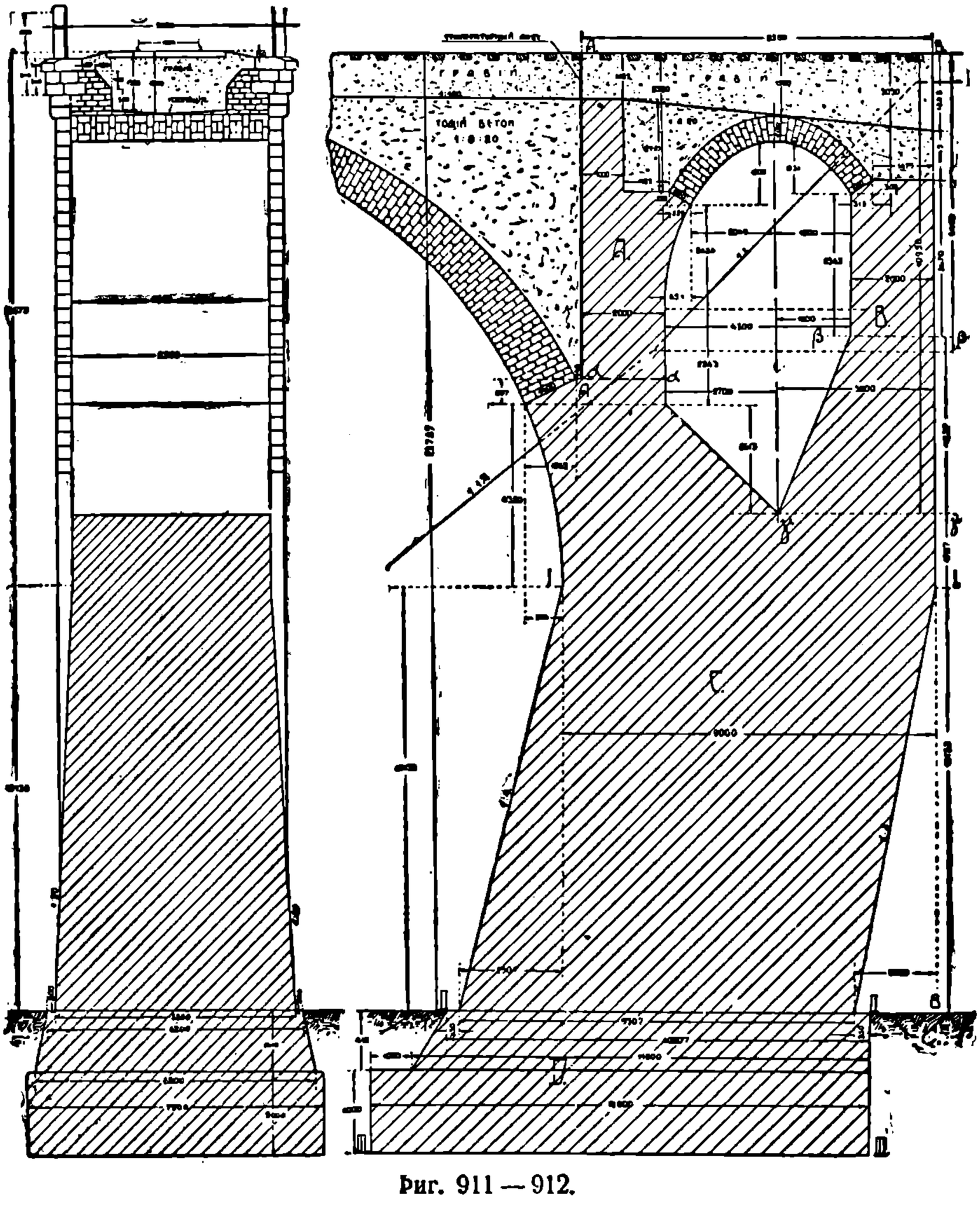
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Давление от сводика без временной нагрузки:

распор $H_I = 35{,}02\ т$,

верт. давл. $A_I = 73{,}59\ т$.

Момент заделки $M_I = -1{,}03\ т \cdot м$; $\lambda = -0{,}0126\ м$.



Фиг. 911 — 912.

Давление от сводика с временной нагрузкой:

распор $H_{II} = 51{,}34\ т$,

верт. давл. $A_{II} = 103{,}01\ т$.

Момент заделки $M_{II} = -0{,}894\ т \cdot м$; $\lambda = -0{,}0078\ м$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Давление от большого свода без временной нагрузки:

распор $H_1 = 238{,}485$ *т*,

верт. давл. $A_1 = 463{,}056$ *т*.

Момент заделки $M_1 = -5{,}831$ *т · м*.

Давление большого свода с временной нагрузкой:

распор $H_2 = 333{,}613$ *т*,

верт. давл. $A_2 = 583{,}062$ *т*.

Момент заделки $M_2 = -60{,}130$ *т · м*.

Давление земли учитывается следующим образом:
Вес 1 *куб. м* земли принят = 1700 *кг*.
Угол естественного откоса = 32°.
Напор земли без временной нагрузки выражается формулой

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2}) = 0{,}261 H^2$$ (в тоннах на 1 *м* ширины).

Момент напора в этом случае равен

$$Ee = 0{,}087 H^3 \ т \cdot м.$$

Давление земли на всю ширину устоя будет

$$E = 0{,}261 \cdot 4{,}8 \cdot H^2 = 1{,}253 H^2 \ т,$$

момент

$$Ee = 0{,}087 \cdot 4{,}8 \cdot H^3 = 0{,}418 H^3 \ т \cdot м.$$

С временной нагрузкой h напор земли равен

$$E = \frac{1}{2}\gamma H(H + 2h) \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}261 H(H + 2h).$$

Момент напора

$$Ee = 0{,}087 H^2 (H + 3h).$$

Здесь величина h есть высота временной нагрузки, приведенной к весу земли.

Вес подвижного состава на 1 погонный *м* и на ширину 4,8 *м* равен $4{,}901 \cdot 2{,}2 = 10{,}782$ *т* (см. расчет свода).

При длине шпалы 1,25 саж. = 2,67 *м*, считая распространение давления под углом 45°, будем иметь для верха массива B ширину $2{,}67 + 2 \cdot 4{,}70 = 12{,}07$ *м*, на которую передается давление 10,782 *т*, а следовательно на 1 *м* ширины приходится $\frac{10{,}782}{12{,}07} = 0{,}893$ *т*; на ширину 4,8 *м* имеем $0{,}893 \cdot 4{,}8 = 4{,}29$, что составляет приблизительно 40% от нагрузки, которая передается на ширину свода. Поэтому, взяв для расчета половину, т. е. $10{,}782 : 2 = 5{,}391$, будем иметь некоторый запас.

Высота насыпи, заменяющей временную нагрузку, будет

$$h = \frac{5{,}391}{1{,}7 \cdot 4{,}8} = 0{,}661 \ м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Напор земли в присутствии временной нагрузки на насыпи выразится формулой на ширину всего устоя:

$$E = 0{,}261 \cdot 4{,}8 \cdot H(H + 2 \cdot 0{,}661) = 1{,}253H(H + 1{,}322)\ m$$

и момент

$$Ee = 0{,}087 \cdot H^2(H + 3h)\,4{,}8 = 0{,}418H^2(H + 1{,}983)\ m \cdot м.$$

В таблице 15 приведены данные для подсчета веса элементов массивов A и B, а в таблице 16 и 17 расчет этих массивов. Наконец, таблица 18 содержит данные для подсчета элементов массивов C и D и таблица 19 — расчет этих массивов.

Таблица 15. — Массивы A и B.

Объем элементов		Вес	Плечо $м$	Момент $т \cdot м$	ΣP	ΣM
Наименование	Колич. $м^3$	$т$	относительно:	относительно:	$т$	$т \cdot м$
Массив A			AA	AA		
Заполнение						
$2 \cdot 1 \cdot 5{,}5 \cdot 0{,}910 =$	10,01	22,022	1	22,022		
$1 \cdot 2{,}504 \cdot 5{,}5 \cdot 0{,}910 =$	12,533	27,573	1,5	41,360		
Кладка						
$1 \cdot 2{,}504 \cdot 5{,}5 =$	13,772	30,298	0,5	15,149		
$2 \cdot 0{,}280 \cdot 5{,}5 =$	3,080	6,778	1	6,778		
$\frac{0{,}532 \cdot 0{,}280}{2} \cdot 4{,}80 =$	0,358	0,788	2,177	1,716	87,459	87,025
$2 \cdot 2{,}080 \cdot 5\,5 =$	22,88	50,336	1	50,336		
$\frac{0{,}532 \cdot 2{,}280}{2} \cdot 4{,}80 =$	2,656	5,843	2,177	12,720	143,638	148,537
$2 \cdot 1{,}886 \cdot 5{,}5 =$	20,746	45,641	1	45,641	189,279	194,178
Массив B			BB	BB		
Заполнение						
$1{,}204 \cdot 3{,}504 \cdot 4{,}8 \cdot 0{,}910 =$	18,428	40,542	0,602	24,406		
Кладка						
$\frac{1{,}204 + 1{,}201 + 0{,}532}{2} \cdot 0{,}280 \cdot 4{,}8 =$	1,976	4,347	0,735	3,195		
$2 \cdot 0{,}916 \cdot 4{,}8 =$	8,791	19,347	1	19,347	64,236	46,948
$2 \cdot 2 \cdot 4{,}8 =$	19,200	42,240	1	42,240	106,476	89,188
$\frac{2 + 3{,}8}{2} \cdot 4{,}250 \cdot 4{,}8 =$	59,160	130,152	1,5	195,228		
Земля						
$\frac{4{,}300 + 6{,}100}{2}\ 1{,}8 \cdot 4{,}8 =$	44,928	76,378	2,9	221,496	313,006	505,912

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 16. — Массив *A*.

Временная нагрузка на малом своде.

Название величин	Для сечения $\alpha\alpha$	Название величин	Для сечения $\alpha\alpha$
Вес массива m	189,279	Расстояние центра давления от AA $м$.	0,745
Вертикальное давление A_{II} m . .	103,01	Расстояние середины сечения $м$.	1
Сумма вертикальных сил m .	292,28	Эксцентриситет $м$.	0,255
Момент веса частей массива $m \cdot м$.	+ 194,178	Границы ядра сечения $м$	0,667 — 1,333
Плечо вертик. составл. давления свода A_{II} $м$.	2,266	Площадь сечения $см^2$.	110000
Момент вертик. составл. давления свода $m \cdot м$	+ 233,421	Среднее напряжение $кг/см^2$ . .	2,657
Величина распора H_{II} m . .	51,34	Коэффициент увеличения напряжения	1 765
Плечо распора $м$ . . .	4,106	Наибольшее напряжение $кг/см$.	4,69
Момент распора $m \cdot м$ . . .	— 210,802	Наименьшее „ $кг/см$.	0,62
Момент заделки пяты $m \cdot м$.	+ 0,894	Сопротивление сдвигу m	204,60
Сумма моментов всех сил $m \cdot м$.	+ 217,691	Коэффициент устойчивости на сдвиг .	4,00

Таблица 17. — Массив *B*.

Данные и искомые	Времен. нагр. на своде		Времен. нагр. на насыпи	
	Для сечения $\beta\beta$	Для сечения $\gamma\gamma$	Для сечения $\beta\beta$	Для сечения $\gamma\gamma$
Вес элементов массива m	106,476	313,006	106,476	313,006
Вертик. составл. давления свода A m .	103,01	103,01	73 59	73,59
Сумма вертик. сил m	209,112	416,016	179,692	38 ,222
Момент веса массива $m \cdot м$	— 89,188	— 505,912	— 88 893	— 505,912
Плечо в рт. сост. давлен свода $м$ . .	1,470	1,470	1,470	1,470
Момент верт. сост. давлен. свода $m \cdot м$.	— 151,425	— 151,425	— 108,177	— 108,177
Распор свода m	51,34	51,34	35,02	35,02
Плечо распора $м$	3,056	7,306	3,056	7,306
Момент распора $m \cdot м$ . . .	+ 156,895	+ 375,090	+ 107,021	+ 255,856
Момент заделки пяты $m \cdot м$ . .	— 0,894	— 0,894	— 1,030	— 1,030
Высота насыпи $м$	6,700	10,950	6,700	10,950
Величина напора земли m	56 247	150,272	67,315	168,376
Момент напора земли $m \cdot м$ . .	— 125,719	— 548,806	— 162,928	— 648,105
Сумма момент. всех сил $m \cdot м$ . . .	— 210,036	— 831,049	— 254,007	— 1007,458
Расстоян. центра давления от BB $м$ . .	— 1,004	— 1,997	— 1,414	— 2,608
Расстоян. е середины сечения $м$	1,000	1,900	1,000	1,900
Эксцентриситет $м$	— 0,004	+ 0,097	— 0,414	— 0,708
Границы ядра сечения $м$.	0,667 — 1,333	1,267 — 2,534	0,667 — 1,333	1,267 — 2,534
Площадь с чения $см^2$	96000	182400	96000	182400
Среднее напряжение $кг/см^2$ . . .	2,18	2,28	1 87	2,21
Коэффиц. увеличения напряж. . .	1,012	1,153	2 242	2,11
Наибольшее напряжение $кг/см^2$ . .	— 2,21	— 2,63	— 4,19	— 4,47
Наименьшее „ $кг/см^2$	— 2,15	— 1,93	+ 0,45 (раст.)	+ 0,23
Сопротивление сдвигу m	—	291,311	—	270,355
Сдвигающая сила m	—	98,972	—	133,356
Коэффициент устойчивости	—	2,94		2,03

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 18. — Массивы *C* и *D*.

№ сечения	Объем элементов: Наименование	Количество $м^3$	Вес $т$	Плечо относит. *BB* $м$	Момент относит. *BB* $т \cdot м$	ΣP $т$	ΣM $т \cdot м$
	Массив *C*						
	Массив *A* до сечения *αα* .	—	189,279	7,401[1])	1485,588		
	„ *B* „ „ γγ	—	313,006	—	505,912		
	Вертик. сост. давл. свода 2 · 73 59 .	—	147,18	3,852	566,937		
	Земля						
	$\frac{6,100 + 1,500}{2} \cdot 2,7 \cdot 4,8 =$ . .	49,248	83,722	4,7	393,493		
I	Кладка						
	$2 \cdot 5,5 \cdot 4,927 =$	54,197	119,233	7,500	894,248		
	$\frac{0,15 + 1,412}{2} \cdot 0,607 \cdot 4,8 =$.	2,276	5,007	8,891	44,517		
	$\frac{1,412 + 0,5}{2} \cdot 4,320 \cdot 4,8 =$.	19,732	43,410	8,978	389,735		
	$\frac{2,593 \cdot 2,700}{2} \cdot 4,8 =$ . .	16,8	36,96	5,600	206,98		
	$2,707 \cdot 6,500 \cdot 4,8 =$ . .	53,258	117,168	3,250	380,796		
						1049,958	4868,206
	$2 \cdot (5,803 + 4,330) \cdot 5,5 =$	111,463	245,219	7,500	1839,143		
	$\frac{(6,500 + 4,500)}{2} (5,803 + 4,330) \cdot 4,8 =$.	267,514	588,530	3,719	2188,743		
	$\frac{10,133 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{6,5}{3} + \frac{4,5 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{10,133}{3} =$.	9,289	20,436	3,719	76,001		
	$\frac{(3,007 + 0,50)}{2} (5,803 + 4,330) \cdot 4,8 =$.	85,263	187,578	9,538	1789,119		
II	$\frac{3,007 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{10,133}{3} + \frac{10,133}{2} \cdot \frac{0,5^2}{3} =$.	3,384	7,445	9,538	71,010		
	Земля, опирающ. на передн. грань:						
	$\frac{3,007 \cdot 11,84}{3} \cdot \frac{4,8 + 5,8}{2} =$ . .	94,347	160,390	10,504	1684,737		
	На боковые грани:						
	$(8 \cdot 4,5 \cdot 0,5 + \frac{4,5 \cdot 0,5}{2} 10,133)\, 2 =$.	94,800	208,56	4,250	886,38		
	$\frac{3,007 \cdot 0,5 \cdot 10,133}{2} 2 =$ . . .	15,235	25,900	10,004	259,104		
						2494,016	13662,443
	Массив *D*						
	Кладка						
	$\frac{10,207 + 11}{2} \cdot \frac{6,20 + 6\,80}{2} 1,41 =$.	97,186	213,809	6,952	1486,400		
III	$12 \cdot 7,2 \cdot 2$ . . .	172,80	380,160	7,65	2908,224		
	Земля, опирающ. на передн. грань:						
	$1,8 \cdot 11,7 \cdot 7,2 =$	151,832	257,774	14,007	3610,640		
	На боковые грани:						
	$10,207 \cdot 1,4 \cdot 16 =$	227,637	386,983	6,754	2613,683		
						3732,736	24 281,390

[1]) Плечо относительно $AA = 1,099$ *м*; а относительно $BB = 8,5 - 1,099 = 7,401$ *м*. Распор свода и момент его от заделки пяты уравновешиваются для двух пят и потому не введены в расчет.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 19. — Массивы *C* и *D*.

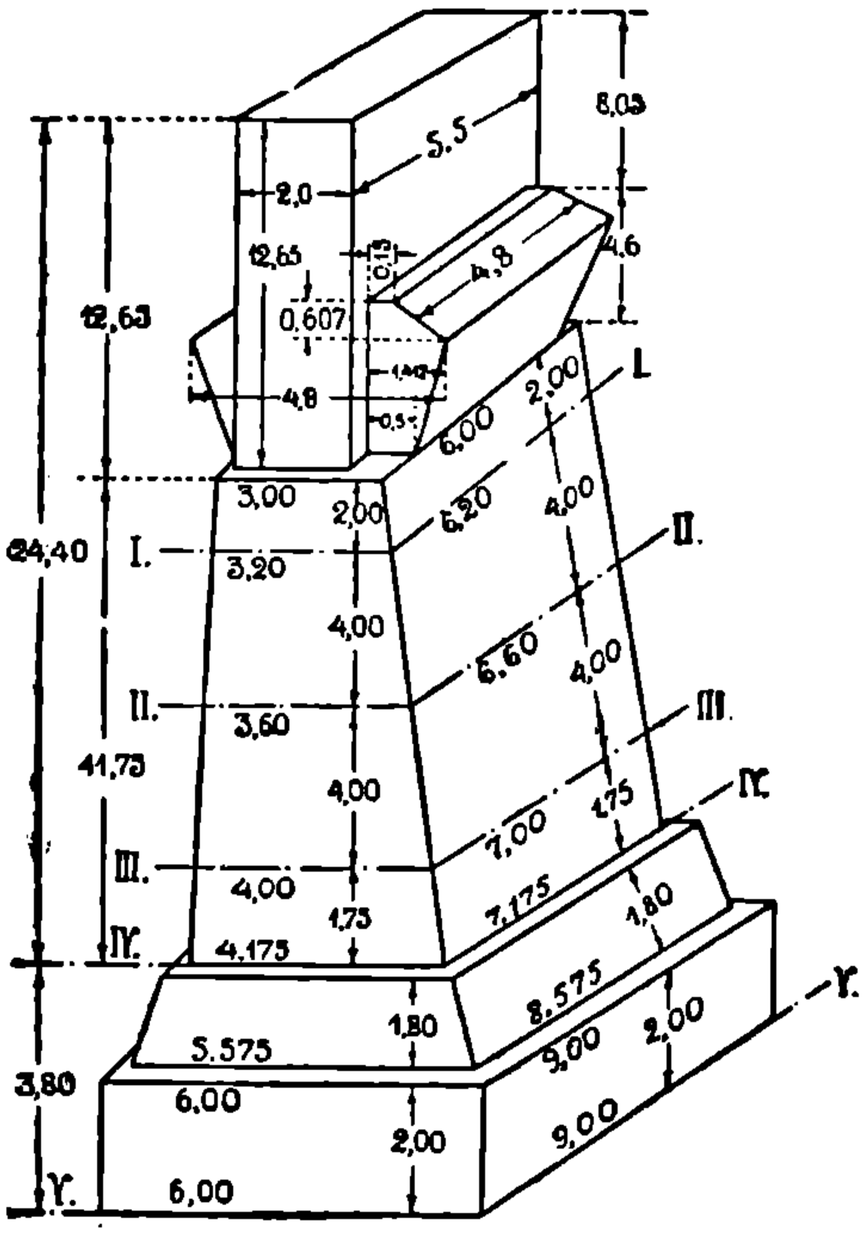
Название величин	Постоянн. нагр. и давл. земли		Времен. на своде и давл. земли		Временная на насыпи	
	II сечение	III сечение	II сечение	III сечение	II сечение	III сечение
Вес элементов устоя *т*	2494,016	3732,736	2494,016	3732,736	2494,016	3732,736
Вертикальн. составл. давления свода *т*	463,506	463,056	583,052	583,062	463,056	463,056
Сумма вертикальных сил *т* . .	2957,072	4195,792	3077,678	4316,398	2957,078	4195,792
Момент веса устоя *т·м* . . .	— 13662,243	— 24281,390	— 13662,443	22281,390	— 13662,443	— 24281,390
Плечо вертикальн. давления свода *м* .	9,281	9,281	9,281	9,281	9,281	9,281
Момент вертик. сост. давления *т·м*	— 4297,623	— 4297,623	— 5411,398	— 5411,398	— 4297,623	— 4297,623
Распор свода *т* .	238 485	238,485	333,613	333,613	238,485	238,485
Плечо распора *м* .	14,733	18,143	14,733	18,143	14,733	18,143
Момент распора *т·м*	+ 3513,600	+ 4326,815	+ 4915,120	+ 6052,741	+ 3513,600	+ 4326,815
Момент заделки пяты *т·м* .	+ 5 831	+ 5,831	+ 60,130	+ 60,130	+ 5,831	+ 5,831
Высота насыпи *м*[1]) . . .	22,79	26,20	22,79	26,20	22,79	26,20
Величина напора земли *т*[1])	650,788	860,109	650,788	860,109	688,539	903,509
Момент напора земли *т·м*	— 4947,766	— 7517,616	— 4947,766	— 7517,616	— 5378,281	— 80 3,041
Сумма моментов всех сил *т·м*	— 19388,401	— 31763,983	— 19046,357	— 31098,533	— 19818,916	— 32392,408
Расстояние равнодейств. от *ВВ м* .	— 6,557	— 7,570	— 6,188	— 7,200	— 6,700	— 7,720
Расстояние середины сечения *м* .	— 6,254	— 7,650	— 6,254	— 7,650	— 6,254	— 7,650
Эксцентриситет *м* . .	0,303	0,08	0,066	0,45	0 416	0,07
Границы ядра *м* .	5,169 — 8,333	5,65—9,65	5,169—8,333	5,65—9,65	5,169—8 333	5,65—9,65
Площадь сечения *см*²	551406	864000	551406	864000	551406	864000
Среднее напряжение *кг/см*²	— 5,36	— 4,85	— 5,58	— 4,00	— 5,36	— 4,85
Коэффициент увеличен. напряж. .	1,191	1,046	1,012	1,225	1,281	1,035
Наибольшее напряжение *кг/см*²	— 6,38	— 5,05	— 5,81	— 6,11	— 6,86	— 5,01
Наименьшее . *кг/см*²	— 4,34	— 4,66	— 5,35	— 3,87	3,86	— 4,69
Сопротивление сдвигу *т*	—	2937,054	—	3214,786	—	2937,054
Сдвигающая сила *т* .	—	621,624	—	526,496	—	665,017
Коэффициент устойчив. на сдвиг	—	—	—	—	—	4,4

[1]) Высота насыпи H равна:
для сечения II = 22,79 *м*; $H^2 = 519{,}38$; $H^3 = 11836{,}76$; $H + 2h = 24{,}112$; $H + 3h = 24\,773$;
. . III = 26,20 *м*; $= 686{,}44$; . = 17984,72; = 27,552; = 28,183.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

Из последней таблицы усматриваем, что напряжения достигают следующих величин:

В массиве *A* наибольшее 4,69 *кг/см²* на сжатие, растягивающих напряжений нет; в массиве *B* при загружении призмы обрушения 4,47 *кг/см²* на сжатие и 0,45 *кг/см²* на растяжение.



Фиг. 913.

Давление на обрез фундамента (массив *C*, сечение II) достигает величины 6,38 *кг/см²* от постоянных сил; равнодействующая в средней трети.

При положении временной нагрузки на призме обрушения напряжения будут 6,86 и 3,86 *кг/см²* на сжатие.

Давление на грунт (скала) соответственно трем случаям загружения, указанным в пункте 3, будет: 5,05 и 4,66 *кг/см²*; 6,11 и 3,87 *кг/см²*; 5,01 и 4,69 *кг/см²*.

4) Расчет быка на прямом пути. — Расчет быка (фиг. 913) произведен в предположении на одном из пролетов временной нагрузки.

Сечение у обреза фундамента и подошва фундамента проверены, кроме того, при учете сил торможения и давления ветра.

Высота быка до обреза фундамента 24,4 *м*, полная 28,2 *м*. Высота фундамента 3,80 *м*.

Данные для подсчета веса элементов быка приведены в таблице 20. Моменты в этой таблице взяты относительно оси симметрии, а потому для веса они равны нулю.

При расчете предположено, что с левой стороны быка пролет не загружен, и тогда распор с этой стороны равен $H_1 = 238{,}485$ *т*, вертикальная составляющая давления $A_1 = 463{,}056$ *т*, момент в пяте $M_1 = 5{,}831$ *т·м*.

Таблица 20. — Вес элементов быка.

№ сечения	Объем элементов быка		Колич. $м^3$	Вес *т*	Сумма *т*
1	$2 \cdot 5{,}5 \cdot 12{,}65$.	. =	139,15	306,130	
	$2 \cdot \frac{1{,}412 + 0{,}50}{2} \cdot 4{,}30 \cdot 4{,}80$	. =	39,464	86,820	
	$2 \cdot \frac{1{,}412 \cdot 0{,}607}{2} \cdot 4{,}80$.	. =	4,114	9,051	
	$\frac{3 + 3{,}20}{2} \cdot \frac{6 + 6{,}20}{2} \cdot 2$	. =	37,82	83,204	485,205

НБ УДУНТ (ДІІТ)

№ сечения	Объем элементов быка		Колич. $м^3$	Вес $т$	Сумма $т$
II	$\frac{3{,}20+3{,}0}{2}\cdot\frac{6{,}20+6{,}40}{2}\cdot 2$	$.=$	41,58	91,476	
	$\frac{3{,}40+3{,}60}{2}\cdot\frac{6{,}40+6{,}60}{2}$	$.=$	45,50	100,10	676,781
III	$\frac{3{,}60+3{,}80}{2}\cdot\frac{6{,}60+6{,}80}{2}\cdot 2$	$.=$	49,58	109,076	
	$\frac{3{,}80+4{,}00}{2}\cdot\frac{6{,}80+7{,}00}{2}\cdot 2$	$.=$	53,82	118,402	904,261
IV	$\frac{4{,}00+4{,}175}{2}\cdot\frac{7{,}00+7{,}175}{2}\cdot 1{,}75$.	$.=$	50,698	111,536	1015,797
V	$\frac{4{,}575+5{,}575}{2}\cdot\frac{7{,}75+8{,}575}{2}\cdot 1{,}80$.	$.=$	73,765	162,283	
	$6\cdot 9\cdot 2$.	$=$	108	237,6	1415,68

С правой стороны пролет загружен временной нагрузкой:

$$H_2=333{,}613\ т,\quad A_2=583{,}062\ т,\quad M_2=-60{,}130\ т\cdot м.$$

В таблице 21 (стр. 574) приведены данные и результаты вычисления напряжений.

От торможения поезда на мосту появляется некоторое усилие, направленное в сторону движения и приложенное к головке рельса (точнее — в центре тяжести поезда). Это усилие равно $^1/_{10}$ веса подвижного состава и вызывает некоторый дополнительный распор и вертикальную составляющую в пяте. Наибольший вес нагрузки, помещающейся на пролете, равен 242 $т$ (два паровоза и три оси тендера); тормозная сила равна:

$$T=\frac{242}{10}=24{,}2\ т.$$

Дополнительный распор от этого усилия равен

$$H_3=\frac{24{,}2}{2}=12{,}1\ т.$$

Момент от тормозной силы

$$M=24{,}2\cdot 8{,}15=197{,}23\ т\cdot м,$$

где 8,15 — расстояние от центра пятового шва до головки рельса. Тогда дополнительное вертикальное давление от тормозной силы равно:

$$V_1=\frac{M}{l}=\frac{197{,}23}{21}=9{,}39\ т,$$

$l=21\ м$ — теоретический пролет.

Площадь, подверженная давлению ветра, равна площади быка до обреза фундамента, сложенной с площадью пролетного строения, и равна:

$$24{,}538\cdot 24{,}40-\frac{\pi\cdot 10{,}773^2}{2}-2\,\frac{10{,}773+10{,}186}{2}\,11{,}75=$$
$$=598{,}73-182{,}30-246{,}27=170{,}16\ м^2.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 21.—Напряжения в быке.

Название величин	Временная нагрузка на одном пролете					Временная нагрузка на одном пролете и силы торможения	
	Тело быка, сечения				Фундамент	Подошва фундамента	Обрез фундамента
	I	II	III	IV	V	V	IV
Вес быка до сечения m	485,205	676 781	904,261	1015,797	1415,68	1415.68	1015,797
Вертикальное давление A_1 m	463,056	463,056	463,056	463,056	463,056	463,056	463,056
» » A_2 m	583,062	583,062	583,062	583,062	583,062	583,062	583,062
» » V_1 m	—	—	—	—	—	9,39	9,39
Сумма вертикальных сил m . .	1531 323	1722.899	1950,379	2061,915	2461,798	2471,188	2071,305
Плечо давления A_1, A_2 и V_1 $м$ . . .	1,781	1,781	1,781	1,781	1,781	1,781	1,781
Момент вертикального давления A_1 $т \cdot м$	— 824,703	— 824,703	— 824,703	— 824,703	— 824,703	— 824,703	— 824,703
» » » A_2 $т \cdot м$	+ 1038,433	+ 1038,433	+ 1038,433	+ 1038,433	+ 1038,433	+ 1038,433	+ 1038,433
» » » V_1 $т \cdot м$	—	—	—	—	—	+ 16,724	+ 16,724
Распор H_1 m	238,485	238,485	238,485	238,485	238,485	238,485	238,485
» H_2 m	333,613	333,613	333,613	333,613	333,613	333,613	333,613
» H_3 m	—	—	—	—	—	12,1	12,1
Плечо распора H_1, H_2 и H_3 $м$	6,60	10 60	14,60	16,35	20,15	20,15	16,35
Момент распора H_1 $т$ $м$ . . .	+ 1574.002	+ 2527 942	+ 3181,882	+ 3899,230	+ 4805,473	+ 4805 473	+ 3899,230
» » H_2 $т \cdot м$ . .	— 2201,8 6	— 3536,298	— 4870,750	— 5454,573	— 6722,302	— 6722 302	— 5454,573
» » H_3 $т$ $м$	—	—	—	—	—	— 243.815	— 197,835
Момент от эксцентрич. прилож. сил A_1, H_1, $т$ $м$	+ 5,831	+ 5,831	+ 5,831	+ 5,831	+ 5,831	+ 5,831	+ 5,831
» » » » » A_2, H_2 $т \cdot м$	— 60,130	— 60,130	— 60,130	— 60,130	— 60,130	— 60,130	— 60,130
Сумма моментов всех сил $т \cdot м$.	— 468,413	— 845,925	— 1229 437	— 1395,912	— 1757,398	— 1984 289	— 1577,023
Эксцентриситет $м$	— 0,306	— 0,493	— 0,630	— 0,677	— 0,714	— 0,804	— 0,760
Расстояние границ ядра $м$	± 0,530	± 0,600	± 0,660	± 0,696	± 1,000	± 1,000	± 0,696
Площадь, подвергнутая сжатию, $см^2$	198400	237000	280000	299700	540000	540000	299700
Среднее напряжение $кг/см^2$	— 7,72	— 7,25	— 6,97	— 6,88	— 4,56	— 4,58	— 6 91
Коэффициент увеличения напряжения .	1,573	1,822	1,945	1 972	1,714	1.804	2,09
Наибольшее напряжение $кг/см^2$	— 12,14	— 13,21	— 13 56	— 13,57	— 7,82	— 8,26	— 11,42
Наименьшее » $кг/см^2$	— 3,30	— 1,29	— 0,38	— 0,19	— 1,30	— 0,90	+ 0,60
Сдвигающая сила m	—	—	—	—	95,137	107,237	—
Удерживающая сила m	—	—	—	—	1230,899	1235,594	—
Коэффициент устойчивости	—	—	—	—	12,94	11,52	—
Напряжен. от ветра в присутствии поезда $кг/см^2$.	—	—	—	± 2,01	± 1,06	± 1,06	± 2,01
Наибольшее напряжение на сжатие $кг/см^2$	—	—	—	— 15,58	— 8,88	— 9,32	— 16,43
» » » растяжение $кг/см^2$.	—	—	—	+ 1,82	раст. нет.	раст. нет.	+ 2,61

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Давление считаем приложенным в центре тяжести фигуры. Центр тяжести фигуры находим аналитически. Статический момент фигуры относительно обреза фундамента равен:

$$S = 598{,}73 \cdot 12{,}2 - 182{,}30\,(11{,}75 + 10{,}773 \cdot 0{,}424) - 246{,}27 \cdot 5{,}875 = \\ = 2882{,}312 \ м^3.$$

Расстояние до центра тяжести фигуры от линии обреза фундамента равно:

$$\frac{S}{170{,}16} = \frac{2882{,}312}{170{,}16} = 16{,}94 \ м.$$

Давление ветра в присутствии поезда равно 150 $кг/м^2$ и в отсутствии его 250 $кг/м^2$.

Таким образом полное давление при поезде равно:

на виадук

$$170{,}16 \cdot 150 = 25520 \ кг = 25{,}52 \ т,$$

на поезд

$$3 \cdot 24{,}538 \cdot 150 = 11040 \ кг = 11{,}04 \ т;$$

без поезда:

$$170{,}16 \cdot 250 = 42540 \ кг = 42{,}54 \ т.$$

Для сечения IV по обрезу фундамента плечо в первом случае равно $24{,}4 + 0{,}1 + 1{,}5 = 26$ *м* для давления на поезд и 16,94 *м* для давления на мост. Во втором случае плечо равно 16,94 *м*.

Расчитываем бык в этом случае как балку, заделанную одним концом; тогда для обреза фундамента:

$$M_1 = 25{,}52 \cdot 16{,}94 + 11{,}04 \cdot 26 = 719{,}35 \ т \cdot м,$$
$$M_2 = 42{,}54 \cdot 16{,}94 = 720{,}63 \ т \cdot м.$$

Момент сопротивления сечения равен:

$$W = \frac{4{,}175 \cdot 7{,}175^2}{6} = 35{,}74 \ м^3.$$

Напряжение:

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \pm 2{,}01 \ кг/см^2 \quad \text{и} \quad \sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \pm 2{,}02 \ кг/см^2.$$

Момент опрокидывающий около наружного ребра:

$$M_1 \text{ (опр.)} = 719{,}35 \ т \cdot м,$$
$$M_2 \text{ (опр.)} = 720{,}63 \ т \cdot м.$$

Момент удерживающий:

$$M_1 \text{ (уд.)} = (1015{,}8 + 2 \cdot 583{,}0)\,3{,}588 = 7818{,}7 \ т \cdot м,$$
$$M_2 \text{ (уд.)} = (1015{,}8 + 2 \cdot 463{,}0)\,3{,}588 = 6967{,}6 \ т \cdot м.$$

Невыгоднейшим случаем является второй.

Коэффициент устойчивости:

$$k = \frac{M_2 \text{ (уд.)}}{M_2 \text{ (опр.)}} = 9{,}67$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

Для сечения V (подошва фундамента):

Плечо для давления на поезд равно $26 + 3{,}80 = 29{,}80$ *м*;
" " " мост " $16{,}94 + 3{,}80 = 20{,}74$ *м*.

$$M_1 = 25{,}52 \cdot 20{,}74 + 11{,}04 \cdot 29{,}80 = 858{,}28 \ т \cdot м,$$
$$M_2 = 42{,}54 \cdot 20{,}74 = 882{,}28 \ т \cdot м.$$

Момент сопротивления этого сечения равен:

$$W = \frac{6 \cdot 9^2}{6} = 81 \ м^3.$$

Напряжения:

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \pm 1{,}06 \ кг/см^2 \quad \text{и} \quad \sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \pm 1{,}09 \ кг/см^2.$$

Момент опрокидывающий:

$$M_2 \text{ (опр.)} = 882{,}28 \ т \cdot м;$$
$$M_2 \text{ (уд.)} = (1415{,}68 + 2 \cdot 463{,}056)\, 4{,}5 = 10538{,}064 \ т \cdot м.$$

Коэффициент устойчивости:

$$k = \frac{M_2 \text{ (уд.)}}{M_2 \text{ (опр.)}} = 11{,}94.$$

Таким образом, напряжения в быке при загружении одного пролета подвижной нагрузкой достигают величины 13,57 *кг/см²* на сжатие в сечении по обрезу фундамента, причем давление не выходит из средней трети. С учетом торможения напряжения получаются 14,42 *кг/см²* на сжатие и 0,60 *кг/см²* на растяжение.

От действия ветра в том же сечении возникают напряжения $\pm$ 2,01 *кг/см²* (в присутствии поезда на обоих пролетах); при суммировании с напряжениями от вертикальной нагрузки и торможения следовало бы учесть давление ветра на поезд лишь на одном пролете; если взять с преувеличением полное давление ветра, то получим напряжения: на сжатие 16,43 *кг/см²* и на растяжение 2,61 *кг/см²*.

Что касается давления на грунт (скала), то таковое без торможения и без учета давления ветра равно 7,82 *кг/см²*; с торможением 8,26 и с давлением ветра 9,32 *кг/см²*.

5) Расчет быка на кривой. — Бык на кривой отличается от быка на прямой только тем, что со стороны фасада он шире на 0,5 *м* и, кроме того, наружной стороне его дан уклон в $^1/_{10}$, а остальные уклоны в $^1/_{20}$.

Наибольшая высота до обреза взята $12{,}65 + 8 = 20{,}65$ *м*.

Проверка сделана для обреза, так как сечение это является более неблагоприятным, а также и для подошвы. Учтено действие центробежной силы, давления ветра в отсутствии поезда и в его присутствии, а также загружение одного пролета при учете сил торможения.

Вес быка до обреза равен (см. расчет быка на прямой):

$$402{,}001 + 0{,}5 \cdot 5{,}5 \cdot 12{,}65 \cdot 2{,}2 + \frac{3{,}5 + 4{,}3}{2} \cdot \frac{6 + 7{,}2}{2} \cdot 8 \cdot 2{,}2 = 931{,}553 \ т.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Данные и результаты расчета приведены в таблице 22.

Таблица 22. — Напряжения в кладке и давление на грунт от временной нагрузки на первом пролете, от торможения и полные.

Данные и искомые	I Обрез фунд.	II Подош. фунд.
Вес быка m	931,558	1365,046
Давление A_1 m .	463,056	463,056
A_2 m .	583,062	583,062
V m .	18,78	18,78
ΣP m . .	1996,456	2429,944
Плечо A_1, A_2, V $м$ . .	2,031	2,031
Момент A_1 $m \cdot м$.	— 940,469	— 940,469
A_2 $m \cdot м$.	+ 1346,873	+ 1346,873
V $m \cdot м$ . .	+ 38,142	+ 38,142
Распор H_1 m . .	238,485	238,485
H_2 m . . .	333,613	333,613
H_3 m .	12,1	12,1
Плечо H_1, H_2, H_3 $м$.	12,60	16,60
Момент H_1 $m \cdot м$ . .	+ 3004,912	+ 3958,852
H_2 $m \cdot м$.	— 4203,524	— 5537,976
H_3 $m \cdot м$.	— 152,460	— 200,860
Момент от смещения A_1, H_1 $m \cdot м$ . . .	+ 5,831	+ 5,831
A_2, H_2 $m \cdot м$.	— 60,130	— 60,130
Σ моментов $m \cdot м$.	— 960,825	— 1389,737
Расстояние равнодействующей $м$.	— 0,481	— 0,572
Эксцентриситет $м$ . .	— 0,481	— 0,572
Расстояние границ ядра $м$.	± 0,717	± 1,05
Площадь, работающая на сжатие, $см^2$.	309600	579600
Среднее напряжение $кг/см^2$.	— 6,45	— 4,19
Коэффициент увеличения напряжения .	1,671	1,545
Наибольшее напряжение $кг/см^2$.	— 10,78	— 6,48
Наименьшее $кг/см^2$.	— 2,12	— 1,90
Напряжение от центробежной силы $кг/см^2$.	± 1,43	± 0,70
ветра на мост $кг/см^2$.	± 1,59	± 0,85
» » » и поезд $кг/см^2$.	± 1,63	± 0,84
Полное напряжение: наибольшее растяжение $кг/см^2$.	+ 0,94	раст. нет
сжатие $кг/см^2$	— 13,84	— 8,02

Центробежная сила равна 23,808 m;

$$M_1 = 23{,}808 \cdot 22{,}225 = 529{,}728 \ m \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент сопротивления:

$$W = \frac{4{,}3 \cdot 7{,}2^2}{6} = 37{,}152 \ м^3.$$

Напряжения:

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \pm 1{,}43 \ кг/см^2.$$

Площадь, подверженная давлению ветра:

$$25{,}038 \cdot 20{,}65 - 182{,}30 \text{ (пл. полуокр.)} - 2\left(\frac{10{,}773 + 10{,}373}{2}\right) \cdot 8 =$$
$$= 517{,}035 - 182{,}30 - 169{,}168 = 165{,}567 \ м^2.$$

Расстояние центра давления от обреза фундамента:

$$\frac{517{,}035 \cdot 10{,}325 - 182{,}30\,(8 + 10{,}773 \cdot 0{,}424) - 169{,}188 \cdot 4}{165{,}567} = 14{,}33 \ м.$$

Давление ветра на мост в отсутствии поезда и в присутствии поезда равно

$$165{,}567 \cdot 250 = 41392 \ кг = 41{,}392 \ т,$$
$$165{,}567 \cdot 150 = 24835 \ кг = 24{,}835 \ т.$$

Давление ветра на поезд равно:

$$25{,}038 \cdot 3 \cdot 150 = 11267 \ кг = 11{,}267 \ т.$$

Момент давления ветра на мост в случае отсутствия поезда:

$$M_2 = 41{,}392 \cdot 14{,}33 = 593{,}147 \ т \cdot м.$$

Напряжения будут:

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W} = \pm 1{,}59 \ кг/см^2.$$

Момент давления ветра в присутствии поезда на мосту:

$$M_3 = 24{,}835 \cdot 14{,}33 + 11{,}267 \cdot 22{,}25 = 606{,}577 \ т \cdot м.$$

Напряжения:

$$\sigma_3 = \frac{M_3}{W} = \pm 1{,}63 \ кг/см^2.$$

Давление на грунт получено следующим образом:

Дополнительный вес кладки

$$\left(\frac{4{,}7 + 5{,}7}{2} + \frac{7{,}6 + 8{,}6}{2} 2 + 6{,}3 \cdot 9{,}2 \cdot 2\right) 2{,}2 = 433{,}5 \ т.$$

Момент от центробежной силы (увеличивается на $23{,}808 \cdot 4 = 95{,}2 \ т \cdot м$)

$$M_1 = 529{,}7 + 95{,}2 = 625{,}0 \ т \cdot м.$$

Момент от давления ветра в отсутствии поезда возрастает на $41{,}4 \cdot 4 = 165{,}6 \ т \cdot м$ и будет:

$$M_2 = 593{,}1 + 165{,}6 = 758{,}7 \ т \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент от давления ветра на мост и поезд увеличивается на $11{,}267 \cdot 4 + 24{,}835 \cdot 4 = 144{,}4$ *т · м* и будет:

$$M_3 = 606{,}6 \times 144{,}4 = 751{,}0 \ т \cdot м.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{6{,}3 \quad 9{,}2^2}{6} = 89{,}9 \ м^3.$$

Напряжения в *кг/см²*:

1) от центробежной силы $\sigma' = \pm 0{,}70$;

2) от давления ветра $\sigma'' = \pm 0{,}85$;

3) от давления ветра в присутствии поезда $\sigma''' = \pm 0{,}84$.

Таким образом, наибольшее сжимающее напряжение в быке доходит до 13,84 *кг/см²*, растягивающее 0,94 *кг/см²*.

Давление на грунт достигает величины 8 *кг/см²*, что для скалы вполне допустимо, для прочих же грунтов, в зависимости от их свойств, фундамент может быть уширен.

Момент опрокидывающий от ветра:

$$M_2 = 758{,}7 \ т \cdot м.$$

Момент удерживающий:

$$(1365{,}046 + 463{,}056 \cdot 2) \cdot 4{,}6 = 10499{,}3 \ т \ м.$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k = \frac{10499{,}3}{758{,}7} = 13{,}9.$$

Момент опрокидывающий от действия ветра в присутствии поезда на мосту и от центробежной силы:

$$751{,}0 + 625{,}0 = 1376 \ т \cdot м.$$

Момент удерживающий:

$$(1365{,}05 + 2 \cdot 583{,}06) \cdot 4{,}6 = 1143{,}4 \ т \cdot м.$$

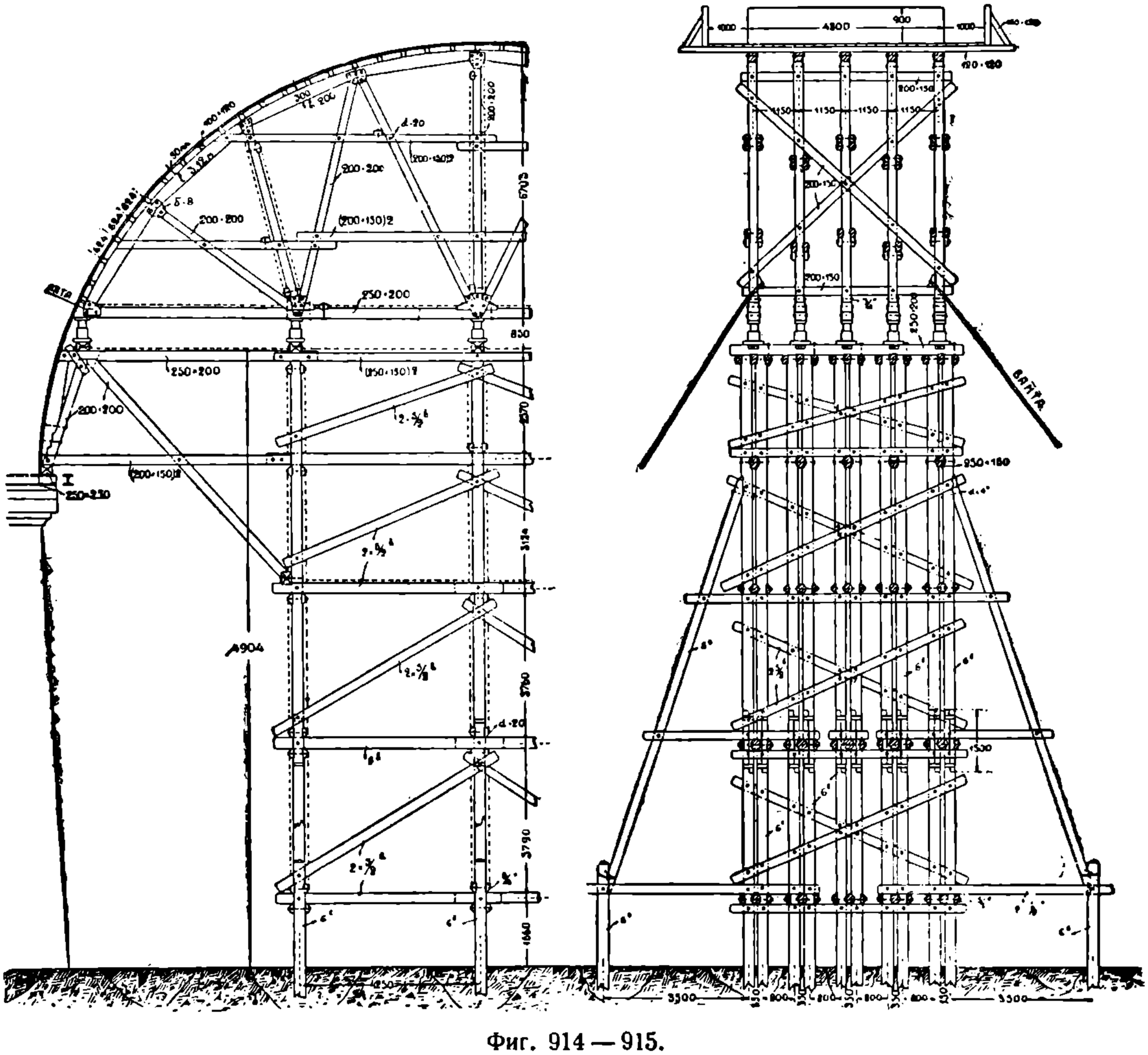
Коэффициент устойчивости:

$$k = \frac{11643{,}4}{1376} = 8{,}5.$$

6) К р у ж а л а. — Ширина свода 4,80 *м*; кружала поставлены на расстоянии 1,15 *м* друг от друга в количестве 5 систем (фиг. 914 — 915). Каждая система состоит из верхней части, собственно кружал, и нижней — опоры. Косяки кружал имеют длину 3,12 *м* и сечение в середине 20×30 *см*. По косякам уложены бруски по направлению образующих на расстоянии 0,624 *м* друг от друга, сечением 12×10 *см*; по брускам предположен сплошной настил из досок толщиною 50 *мм* ($\sim 2''$). Косяки в стыках поддержаны подкосами сечения 20×20 *см*, принимающими узловую нагрузку кружал и передающими в нижние узлы горизонтального пояса кружал. Непосред-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

ственно под последними узлами расположены песочные цилиндры и стойки опоры. Узлы кружал сделаны без шипов и сложных врубок для уменьшения обмятия, укреплены боковыми фасонными листами толщиною 8 *мм* и болтами диаметра 20 *мм*. Кружала имеют два ряда парных схваток для поддержания подкосов, горизонтальные связи по нижним поясам всех 5 рядов и вертикальные связи в плоскостях стоек. Верхняя система свободно



Фиг. 914 — 915.

стоит на нижней на песочных цилиндрах; устойчивость обеспечивается вантами из проволочного каната.

Нижний ярус состоит из свай, наращенных стойками; представляет неизменяемую систему с диагональными и горизонтальными схватками и боковыми подкосами.

В отношении расчета следует остановиться на следующих элементах: дощатый настил, бруски, косяки, подкосы, стойки опор.

Дощатый настил, толщиною 5 *см*, имеет пролет 60 *см*, равный расстоянию между брусками. В виде нагрузки можно предположить кладку

НБ УДУНТ (ДІІТ)

свода во всю его толщину. Ширина доски 25 *см*. Толщина свода в замке 0,90 *м*. Вес кладки на 1 погонный *м* доски $q = 0{,}9 \cdot 2200 \cdot 0{,}25 = 495$ *кг*.

Момент изгиба для середины, считая балку разрезанной на опорах,

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{495 \cdot 0{,}6^2}{8} = 22{,}3 \text{ кг} \cdot \text{м} = 2230 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \cdot 5^2}{6} = 104 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{2230}{104} \cong 22 \text{ кг/см}^2.$$

Бруски имеют пролет 1,15 *м*, сечение 10×12 *см*. Нагрузка на 1 погонный метр

$$q = 0{,}6 \cdot 0{,}9 \cdot 2200 = 1188 \text{ кг}$$

$$M = \frac{1188 \cdot 1{,}15^2}{8} 100 = 19640 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$W = \frac{10 \cdot 12^2}{6} = 240 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{19640}{240} = 82 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Косяк имеет пролет 3,12 *м*, сечение 20×30 *см*. Наибольшая нагрузка на косяк имеет место в замке:

$$q = 1{,}15 \cdot 0{,}9 \cdot 2200 = 2277 \text{ кг на 1 погонный м}$$

$$M = \frac{2277 \cdot 3.12^2}{8} 100 = 277065 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$W = \frac{20 \cdot 30^2}{6} = 3000 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{277065}{3000} = 92 < 100 \text{ кг/см}^2.$$

Средняя стойка имеет полную длину 6,0 *м*. Нагрузка $P = 3{,}12 \cdot 2277 = 7104$ *кг*. Сечение стойки 20×20 *см*.

Коэффициент уменьшения на продольный изгиб:

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}00016 \frac{\omega l^2}{I}} = \frac{1}{1 + 0{,}00016 \frac{400 \quad 600 \cdot 600 \cdot 12}{20 \cdot 20^3}} = 0{,}23.$$

Допускаемое напряжение $0{,}23 \cdot 80 = 18{,}4$ *кг/см*^{2}.

Действительное напряжение

$$\sigma = \frac{7104}{20 \cdot 20} = 18 \text{ кг/см}^2.$$

На каждую из трех стоек опоры передается давление от двух панелей кружал, т. е. $2 \cdot 7{,}1 = 14{,}2$ *т*. Стойка состоит их двух шестивершковых бревен ($d = 27$ *см*), на каждое бревно приходится 7,1 *т*. На эту нагрузку следует задать отказ для забивки свай.

Давление на песочный цилиндр 14,2 *т* является умеренным; в практике допускают до 25 *т* на цилиндр.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

§ 31. ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ.

А. — Балочные мосты под железную дорогу.

Проезжая часть этого рода мостов состоит, как известно, из деревянных поперечин, уложенных на поясах главных балок при езде поверху, или при езде понизу — на особых продольных балках, прикрепленных к поперечным балкам, вставленным между фермами; затем она может состоять из шпал, уложенных на баласте, лежащем на сплошном железном настиле, поддерживаемом балочной клеткой.

Выработав эскиз моста, будем иметь возможность приступить к детальному расчету и проектированию частей сооружения, выправляя размеры частей и расставляя элементы сообразно с результатами расчета.

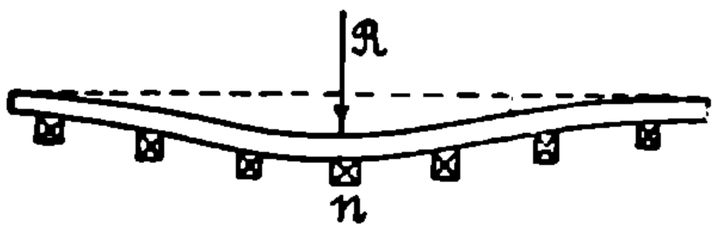
125. Деревянные поперечины. — При расчетах деревянных мостовых поперечин, по требованию комиссариата путей сообщения, должны быть рассмотрены следующие случаи:

1) нагрузка передается рельсами на поперечины, как на упругие опоры;
2) поезд сошел с рельсов, колеса находятся в стороне от рельсов на 30 *см*;
3) нагрузка поперечины полным давлением оси паровоза.

(О допускаемых напряжениях см. стр. 366.)

В последних двух случаях нагрузка известна; это — две силы, из которых каждая представляет полное давление колеса.

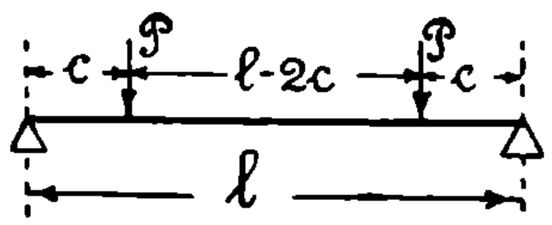
При расчете поперечины как бруса, лежащего на упругих опорах, необходимо прежде всего определить нагрузку, приходящуюся на наиболее нажатую поперечину.



Фиг. 916.

Вследствие жесткости рельса поперечина, над которой стоит колесо, разгружается за счет нагружения соседних поперечин (фиг. 916). Количество поперечин, на которое распределяется груз R, зависит, очевидно, от жесткости рельса, жесткости поперечины, от расстояния между поперечинами и от пролета поперечин. В пределах практики число поперечин, принимающих участие в поддержании давления колеса, не превосходит 5, часто оно равно трем. Число это должно быть нечетным, так как, очевидно, груз надо поставить над одной из поперечин, а не в промежутке между ними, а тогда, вследствие симметрии, с той и с другой стороны от нее будет работать одинаковое число поперечин.

Задача о распределении давления между поперечинами решается следующим образом.



Фиг. 917.

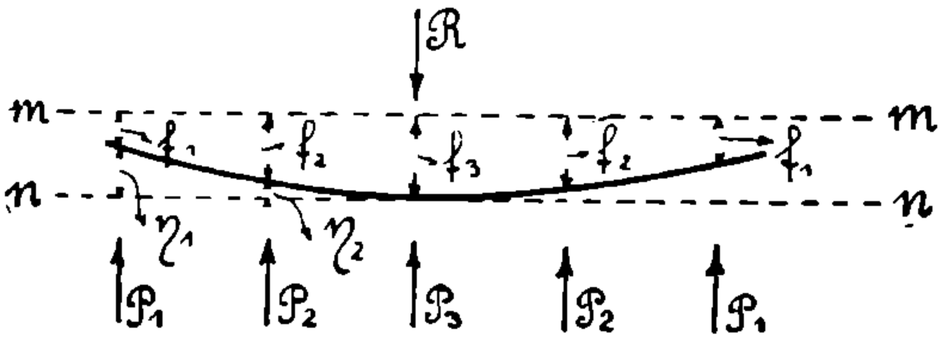
Поперечина n (фиг. 916), принимая на себя некоторую часть 2 грузов R в виде двух равных сил P (фиг. 917), прогибается соответственно величине этих сил. Стремясь выпрямиться, каждая поперечина давит, в свою очередь, снизу вверх на рельс с тою же силою P (фиг. 918). При 5 поперечинах эти силы будут симметричны по величине и по положению относительно силы R; обозначим их через P_1, P_2, P_3.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Каждая поперечина под действием своих сил прогибается как раз настолько, насколько прогибается и рельс в этом месте под действием к нему приложенных сил; рельс и общие с ним точки поперечин займут относительно первоначального положения *mn* положение, показанное на фиг. 918.

Прогиб поперечин при этом равен f_1, f_2, f_3; устранив поперечины и приложив их реакции на рельс, можем найти прогибы η_1, η_2 рельса в точках приложения реакций *относительно прямой nn*, касательной к кривой изгиба рельса в точке приложения силы R. Тогда, очевидно,

$$\left.\begin{aligned}\eta_1 &= f_3 - f_1\\ \eta_2 &= f_3 - f_2\end{aligned}\right\} \qquad [1]$$



Фиг. 918.

Выразив η и f через данную силу R и неизвестные P_1, P_2, P_3, получим 2 уравнения с 3 неизвестными. Прибавляя уравнение

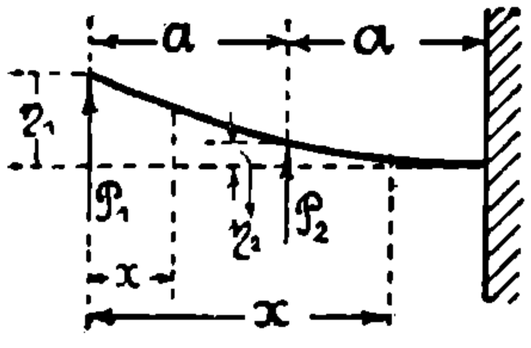
$$R = 2P_1 + 2P_2 + P_3, \qquad [2]$$

будем иметь возможность найти P_1, P_2, P_3 решением этих уравнений.

Если пролет поперечины l, момент инерции ее I', коэффициент упругости E', и на нее действуют две равные силы P, приложенные в расстоянии c от опор (фиг. 917), то прогиб точек приложения сил найдется как производная работы деформации бруса по той силе, под которой определяется прогиб. Проще, прогиб находится как момент от нагрузки моментной площадью, деленной на $E'I'$.

Найдем [1])

$$f = \frac{c^2(3l - 4c)}{6E'I'} \cdot P,$$



Фиг. 919.

а для трех рассматриваемых поперечин:

$$\left.\begin{aligned}f_1 &= P_1\alpha\\ f_2 &= P_2\alpha\\ f_3 &= P_3\alpha\end{aligned}\right\}, \qquad [3]$$

где

$$\alpha = \frac{c^2(3l - 4c)}{6E'I'}.$$

Таким же путем найдем прогибы η_1 и η_2 рельса, рассматривая половину его как брус, заделанный одним концом, а другим свободный и находящийся под действием P_1 и P_2 (фиг. 919).

Работа деформации этого бруса состоит из двух слагаемых соответственно двум участкам между грузами и реакцией стенки.

Для участка у свободного конца получим из выражения

$$V = \int \frac{M^2 dx}{2EI},$$

[1]) *Тимошенко*, Курс сопротивления материалов, 8 изд. 1929 г., стр. 277.

НБ УДУНТ (ДІТ)

при

$$M = P_1 x$$

$$V_1 = \frac{1}{2EI}\int_0^a P_1^2 x^2 dx = \frac{P_1^2 a^3}{6EI}.$$

где a — расстояние между поперечинами, E — коэффициент упругости рельса, I — момент инерции рельса.

Для второго участка имеем:

$$M = P_1 x + P_2(x - a) = x(P_1 + P_2) - aP_2;$$

$$V_2 = \frac{1}{2EI}\int_a^{2a} M^2 dx =$$

$$= \frac{1}{2EI}\int_a^{2a}(P_1 + P_2)^2 x^2 dx + \int_a^{2a} a^2 P_2^2 dx - \int_a^{2a} 2aP_2(P_1 + P_2)x dx;$$

$$V_2 = \frac{a^3}{2EI}\left[\frac{7}{3}(P_1 + P_2)^2 + P_2^2 - 3P_2(P_1 + P_2)\right].$$

Имеем, следовательно:

$$V = V_1 + V_2 = \frac{a^3}{2EI}\left[\frac{P_1^2}{3} + \frac{7}{3}(P_1 + P_2)^2 + P_2^2 - 3P_2(P_1 + P_2)\right].$$

$$\left.\begin{aligned} \eta_1 &= \frac{dV}{dP_1} = \frac{a^3}{6EI}(16P_1 + 5P_2) \\ \eta_2 &= \frac{dV}{dP_2} = \frac{a_3}{6EI}(5P_1 + 2P_2) \end{aligned}\right\} \quad [4]$$

Из [1], принимая во внимание [3] и [4], получим два уравнения:

$$P_3 - P_1 = k(16P_1 + 5P_2),$$
$$P_3 - P_2 = k(5P_1 + 2P_2),$$

где

$$k = \frac{a^3 E'I'}{EIc^2(3l - 4c)}.$$

Прибавляя к ним уравнение [2] и решая, получим:

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= R\frac{1 - 3k}{5 + 34k + 7k^2} \\ P_2 &= R\frac{1 + 11k}{5 + 34k + 7k^2} \\ P_3 &= R\frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} \end{aligned}\right\} \text{ применимы при } k < {}^1/_3. \quad [5]$$

Если $1 - 3k < 0$, то P_1 получает отрицательное значение; это будет показывать, что крайние из 5 поперечин не будут участвовать в поддержании груза R, он будет распределяться лишь на три поперечины, а для этого случая предыдущие формулы уже не применимы.

Рассмотрим случай распределения *P на три* поперечины.

Из уравнений [3] первые два остаются в силе, это само собою понятно.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Что касается величины η_1 (фиг. 920), то ее получим как прогиб бруса, длиною a, заделанного одним концом, а другим свободного и нагруженного на этом конце силою P_1:

$$\eta_1 = \frac{P_1 a^3}{3EI}.$$

Имеем

$$\eta_1 = f_2 - f_1$$

или

$$\frac{a^3}{3EI} P_1 = \alpha (P_2 - P_1)$$

$$2kP_1 = P_2 - P_1,$$

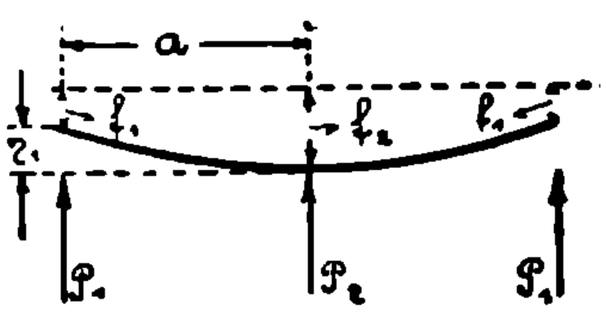
где k имеет прежнее значение; присоединяя сюда уравнение $2P_1 + P_2 = R$ и решая, получим:

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= R\frac{1}{3+2k} \\ P_2 &= R\frac{1+2k}{3+2k} \end{aligned}\right\} \text{ применимы при } k > {}^1/_3. \qquad [6]$$

Моменты инерции русских рельсов различных типов следующие:

тип	Ia весом	43,5 *кг/м*	$I = 1476$ *см*⁴
	IIa	38,4	$I = 1222$
	IIIa	33,5	$I = 968$
	IVa	30,9	$I = 751$

Коэффициент упругости стали $E = 2200000$ *кг/см*²; сосны $E = 120000$ *кг/см*².



Фиг. 920.

Располагая этими данными и задавшись сечением поперечины, находим k и, судя по его величине, пользуясь формулами [5] или [6], находим P_3 или P_2, которое и будет изображать наибольшую величину каждой из двух сил, приложенных к поперечине в качестве подвижной нагрузки при упругом распределении давления колес.

Зная силы P, легко найти наибольший момент и поперечную силу, к которым нужно прибавить еще момент и поперечную силу от постоянной нагрузки. Но эта последняя мала по сравнению с нагрузкой паровозной оси, а потому ею пренебрегают. Поверку размеров производят по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{W}; \quad t = \frac{3Q}{2\omega},$$

где W — момент сопротивления сечения netto поперечины, ω — площадь сечения netto; $M = Pc$; $Q = P$.

126. Металлический настил под баластный путь. — При устройстве пути на баласте давление колес передается на шпалы и от последних через баластный слой на сплошной железный настил проезжей части, имеющей в основе балочную клетку.

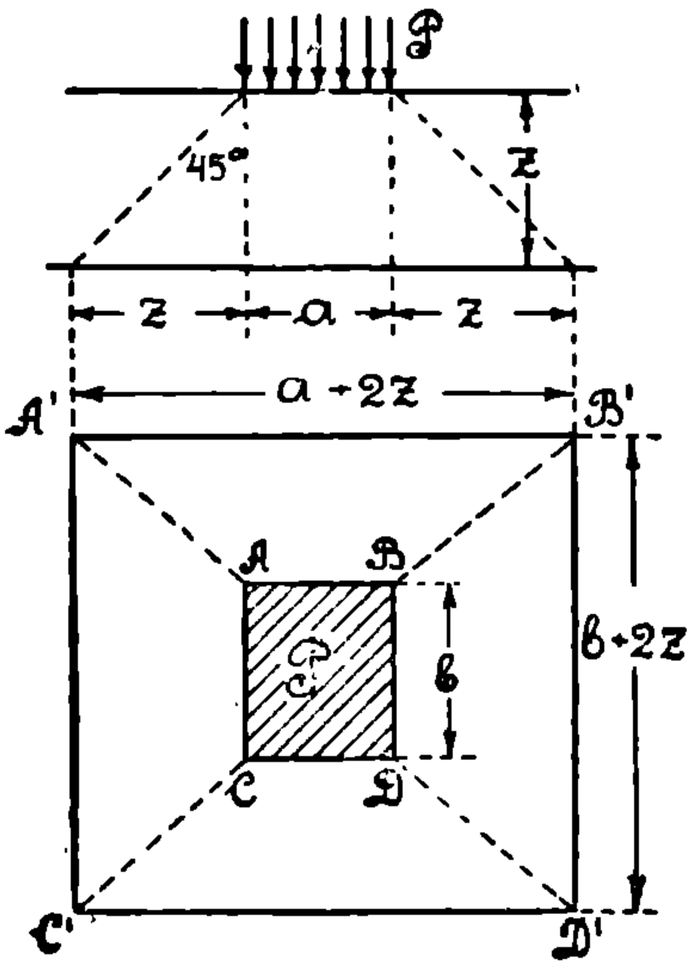
Передача нагрузки от шпалы через баласт происходит таким образом, что площадь распределения нагрузки возрастает с увеличением глу-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

бины передачи. На основании теоретических соображений и наблюдений полагают, что приблизительно граница площади распределения давления лежит на прямой, идущей под углом 45° к вертикали (фиг. 921); если груз P принимается на поверхности слоя площадкой $ABCD$, равной ab, то на глубине z этот груз распределяется на площадь $A'B'C'D'$, равную

$$(a+2z)\cdot(b+2z).$$

Для наших железных дорог наименьшая ширина шпалы (брусковой) равна 22 *см*; нормальная длина шпалы 270 *см*, толщина баласта при металлическом настиле определяется от 15 до 20 *см* от подошвы шпалы до верха балочной клетки (или жесткого металлического настила), а от подошвы рельса до балок, при толщине шпалы 13,5 *см*. слой баласта, в среднем, равен 31 *см*.



Фиг. 921.

При таких условиях давление оси паровоза поезда „*H*“ (стр. 341) = 30 *m* распределится на площадь при $z = 18$ *см*

$$(22+2\cdot 18)\ (270+2\cdot 18) = 17748\ см^2,$$

что дает давление на настил:

$$p = \frac{30000}{17748} = 1{,}69\ кг/см^2.$$

Для исчисления постоянной нагрузки на настил можно принимать:

вес 1 *куб. м* бетона .	2200 *кг*
1 „ баласта	1900 „
1 „ дерева .	650 „

Вес подкладок и костылей составляет около 25% веса рельса, а этот последний для четырех типов русских рельсов равен 43,5; 38,4; 33,5 и 30,9 *кг* на 1 погонный *м*.

Заполнение балочной клетки может состоять из лоткового железа, цилиндрического, балок Зоре и Вотерена, волнистого настила и пр.

Рассмотрим способы определения размеров каждого из них отдельно.

а) *Лотковое железо.* — Лотковое железо располагается чаще всего выпуклостью вниз. В таком виде оно представляет собою нечто среднее между жесткой плитой, работающей на изгиб, и гибким провисающим полотном, работающим на растяжение. Точный расчет такой конструкции весьма затруднителен, а при условии передачи нагрузки не только через баласт, но еще и через бетонную подушку — и подавно. Предложенные способы являются грубо приближенными, подогнанными под результаты опытов, вследствие чего особого значения придавать им не следует. Лучше назначать размеры лотков на основании практики их применения и опытов (стр. 498).

При постройке берлинской городской железной дороги инженер Румшеттель произвел опыты с лотками в трех случаях до разрушения. Исходя

НВ УДУНТ (ДІІТ)

из этих опытов, Винклер предложил следующую формулу для расчета лоткового железа:

$$Rh\delta = \left[0{,}3P\left(1 + 0{,}1\frac{h}{\delta}\right) + 0{,}05gll_1\right]\frac{l}{l_1}\cdot\frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4},$$

где l и l_1 — меньшая и большая стороны лотка в *см*, h — стрелка лотка в *см*, R — допускаемое напряжение в *т* на *кв. см*, δ — толщина лотка в *см*, P — сосредоточенный груз, приложенный в середине через посредство балластного покрытия в *т*, g — постоянная нагрузка, равномерно распределенная по горизонтальной проекции площади лотка в *т* на *кв. см*.

По опытам Румшеттеля получено:

лоток	$1490 \times 1490 \times 3$ *мм*,	$h = 124$ *мм*	дал трещину при давлении 22,26 *т*
	$1490 \times 1490 \times 4$	$h = 124$	„ „ „ 39,45
	$1490 \times 1490 \times 7$	$h = 124$	упругий прогиб 2 *мм* и оставшийся прогиб 0 при давлении 10,2 *т*.

Тот же самый лоток дал упругий прогиб 11,3 *мм* и оставшийся 23,7 *мм* при давлении — 42,8 *т*.

Румшеттель пришел к заключению, что лоток, который он испытал, при толщине 3,5 *мм*, при шаге прикрепления 160 *мм*, при диаметре заклепок 15 *мм*, может выдержать давление колеса до 7 *т* с 5—6-кратным запасом; при этом предполагается, что давление на лоток передается балластом, толщина которого около 10 *см* над верхними краями лотка.

Шаг заклепок для прикрепления лотков определяется приблизительно по горизонтальной силе, развивающейся в прикрепленных краях лотка, поддерживающего нагрузку отчасти как висячее полотно. Для этой силы на всю длину большей стороны лотка Винклер дает следующую приближенную формулу:

$$H = 2\,(0{,}19P + 0{,}125\,gll_1)\,\frac{l}{h}\cdot\frac{l_1^4}{l^4 + l_1^4}.$$

Или, тоже приближенно, для квадратного лотка:

$$e = 2{,}3\,\frac{d^2h}{P},$$

где d — диаметр заклепки, e — шаг заклепок в *см*.

Шаг не должен, однако, в виду плотности склепки превышать $6d$.

b) *Цилиндрическое железо.* — Расчет цилиндрического железа проще расчета лотков, так как при большой длине цилиндра задача в первом приближении относится к плоским. Полосу цилиндрического железа можно рассматривать как опрокинутую арку с заделанными концами. Расчет получается более или менее правдоподобным, если исходить из определенного распределения нагрузки. Но передача нагрузки через баласт, а в особенности через жесткий бетонный слой, вносит новую причину неточности, в результате чего о расчете этого сорта настила можно сказать то же самое, что о лотках: лучше назначать размер железа на основании практики и опытов (стр. 499).

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Проф. Тимошенко[1]) указывает, что для цилиндрического железа, закрепленного шарнирно при толщине 1 *см*, пролете 100 *см* и стрелке провеса 3 *см*, напряжения от изгиба совершенно ничтожны; в практике стрелка провеса берется от $^1/_{15}$ до $^1/_{10}$ пролета, а потому напряжения от изгиба будут ничтожны не только при шарнирном закреплении, но и при заделке краев железа. А если пренебречь напряжениями изгиба, цилиндрическое железо следует расчитывать как гибкую цепь. Тогда, в случае распределения нагрузки по всему пролету, распор H дается формулой

$$H=\frac{ql^2}{8f},$$

а наибольшее усилие у места закрепления

$$T=\frac{ql^2}{8f}\sqrt{1+\left(\frac{4f}{l}\right)^2},$$

где q — равномерная нагрузка на единицу длины горизонтальной проекции, l — пролет, f — стрелка провеса железа.

В случае, когда сосредоточенная нагрузка P распределяется баластом на ширину b, равную $l/_3$, в направлении по пролету, Bleich дает для распора формулу

$$H=0{,}21\,\frac{Pl}{f}.$$

Вес 1 *кв. м* железа берется как листового, пренебрегая его искривлением, т. е. в *кг* на *кв. м* — $78{,}5\cdot\delta$, где δ — толщина в *см*.

Для подсчета объема материала (баласта или бетона), заключающегося во впадине настила, можно пользоваться приближенной формулой $^2/_3\ l\cdot h$ — на единицу длины цилиндра.

Для прикрепления железа к балкам применяются заклепки, диаметром $d=13-18$ *мм*, в зависимости от толщины железа (беря d равным около 2δ) и ширины полки листов. Расстояние между заклепками должно определяться горизонтальным натяжением листа и не должно превосходить $6d$.

c) *Балочное железо* (Зоре, Вотерена). — На основании данных о весе бетона (см. выше) определяем постоянную нагрузку на *кв. м* настила. Прибавляем собственный вес настила, который, по Винклеру, дается приблизительно формулой:

для Вотерена

$$g=35+0{,}132\ Pl\ кг/м^2,$$

для Зоре немецкого сорт.

$$g=33+0{,}124\ Pl\ кг/м^2,$$

где P — давление колеса в m, l — пролет поперечины в *см*.

Затем находим на одну полосу настила давление постоянной нагрузки и временной от давления колеса. Если расстояние между осями балок Зоре или Вотерена b, то на погонный *м* постоянная нагрузка равна $g_1 b$, где g_1 — постоянная нагрузка на 1 *кв. м*.

---

[1]) Курс сопротивления материалов, 8 изд. 1929 г., стр. 467.

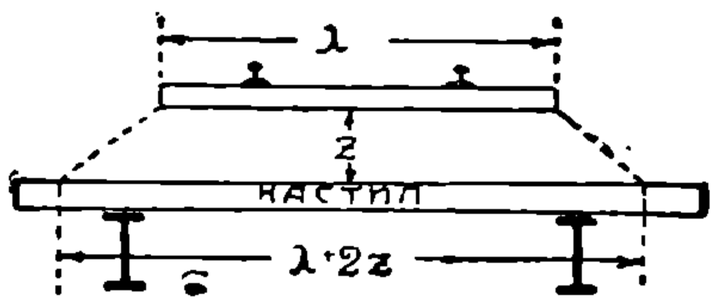
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Временная нагрузка получается от давления колеса, распределяемого баластом и бетоном на несколько полос настила. Если настил лежит параллельно шпалам (фиг. 922), то при средней толщине баласта z, длине шпалы λ давление колес распределяется на длину $\lambda + 2z$. Если давление колеса P, то на погонную единицу полос настила давление равно:

$$\frac{2P}{\lambda + 2z}.$$

Это давление распределяется, однако, не на одну железную балку Зоре или Вотерена. При ширине шпалы b_1, давление передается на ширину $b_1 + 2z$ и на погонный *м одной* балки давление от временной нагрузки

$$p = \frac{2P \cdot b}{(\lambda + 2z)(b_1 + 2z)}.$$



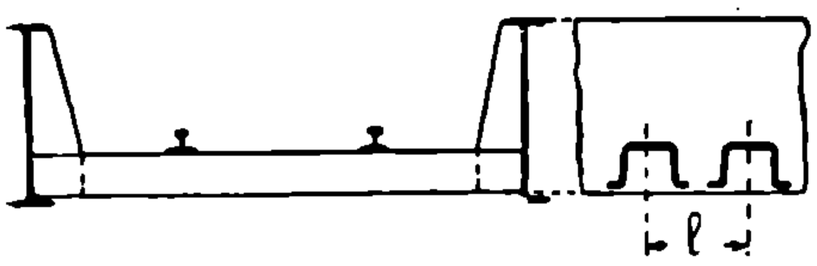
Фиг. 922.

Зная нагрузку, находят момент изгиба и, соответственно величине его, подбирают из сортамента размеры Зоре или Вотерена.

При бетонном слое давление колес распределяется не меньше как на две балки Зоре или Вотерена.

Если железо положено вдоль моста, то по вышеприведенному находят число балок, участвующих в поддержании оси паровоза. Найденное давление колес прилагают невыгоднейшим образом, например, в середине пролета балок настила в виде сосредоточенного груза, либо с меньшим запасом в виде равномерной нагрузки, занимающей длину вдоль пролета $b_1 + 2z$.

d) *Клепаный волнистый настил.* — При расчете клепаного волнистого настила, располагаемого чаще всего поперек моста на нижних поясах главных балок, расчет производится над одной волной, работающей на изгиб как балка, свободно лежащая на опорах и подверженная действию нагрузки постоянной и временной в виде двух сосредоточенных сил от давления рельсов (фиг. 923). Для более или менее аккуратного расчета напряжений в волне требуется найти предварительно нагрузку от паровоза на одну волну, так как давление одной оси принимается не одной волной, над которой ось стоит, а вследствие жесткости рельса — несколькими, т. е. 3 или 5 или даже 7-ю волнами.



Фиг. 923.

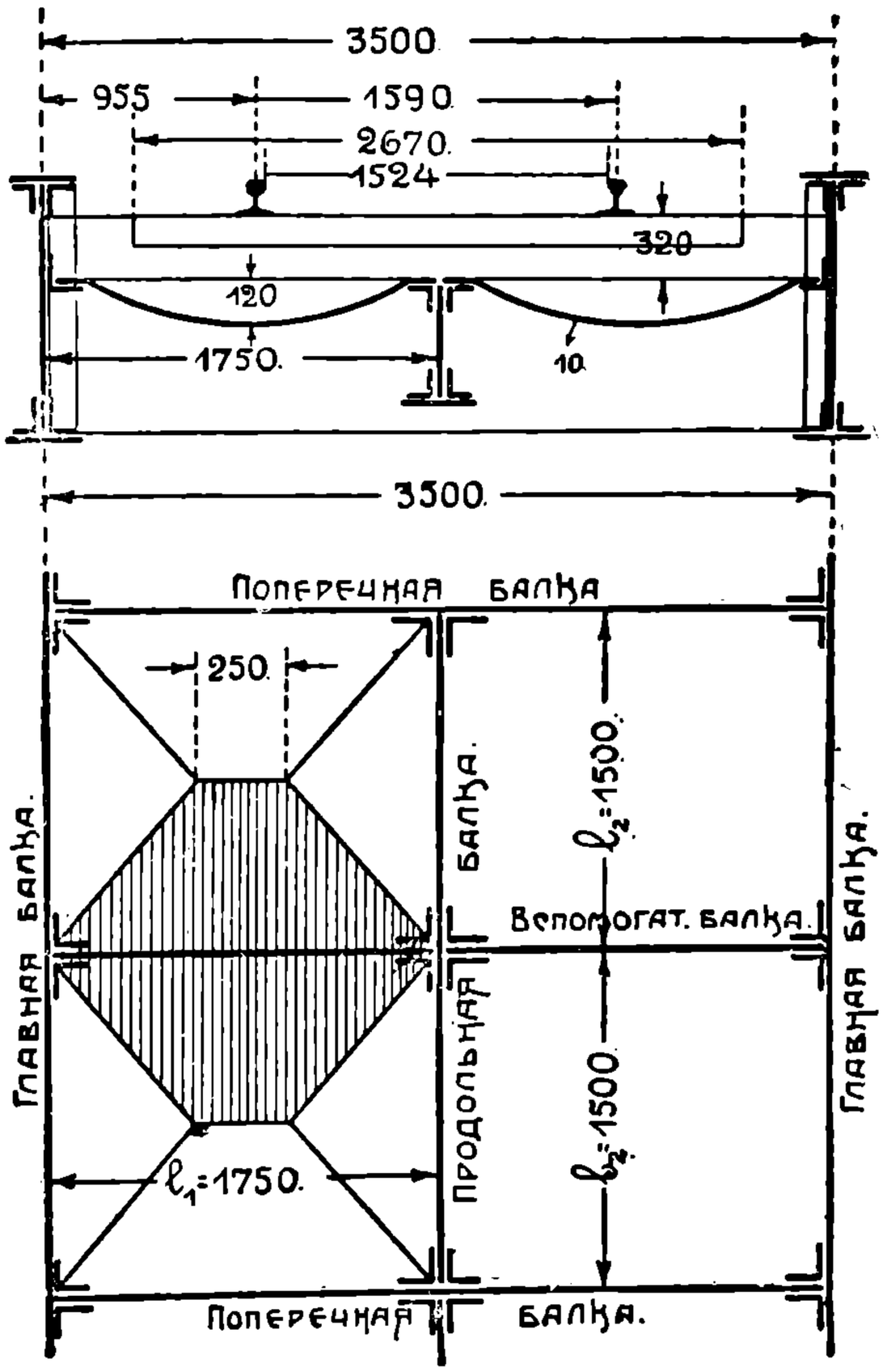
Расчет передачи давления через рельс производится по тем же формулам, что и в случае поддержания рельса деревянными поперечинами; необходимо лишь сравнять коэффициенты упругости и задаться сечением волны.

Момент инерции волны находится по общим правилам, и вообще расчет не представляет никаких особенностей.

127. Вспомогательная поперечная балочка. — Если путь расположен на баласте, то при лотковом настиле нередко приходится между продольными балками вставлять вспомогательные поперечные балочки (фиг. 924).

ПБ УДУНТ (ДІІТ)

Постоянная нагрузка, передающаяся на нее лотком, принимается соответствующей площади примыкающего треугольника или трапеции (фиг. 925), на которые делится площадь лотка по четырем его сторонам, если из углов провести бисектриссы. Принимают также деление диагоналями, но исследования проф. Бубнова для плоских листов показали, что первый прием точнее.



Фиг. 924 — 925.

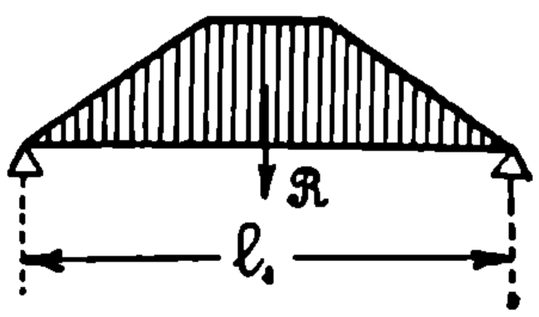
При стрелке лотка 12 *см*, принятой на фиг. 924, для средней толщины баласта во впадине лотка достаточно точно можно принять половину стрелы, т. е. 6 *см*. Тогда полная высота слоя баласта будет 38 *см*, что дает на 1 *кв. м* нагрузку $0{,}38 \cdot 2000 = 760$ *кг*, при весе 1 *куб. м* баласта 2000 *кг*, считая и вес рельсов со шпалами. Вес лотка при толщине 10 *мм* 78,5 *кг*; всего постоянная нагрузка составляет 838 — 840 *кг/м²*.

Площадь трапеции нагрузки от одного лотка равна

$$(1{,}75 + 0{,}25)\ (0{,}75 : 2) = 0{,}75\ м^2.$$

Вся нагрузка на вспомогательную балочку (фиг. 926) будет:

$$R = 840 \cdot 0{,}75 \cdot 2 = 1260\ кг.$$



Фиг. 926.

Момент изгиба для середины пролета, считая нагрузку распределенной по треугольнику (для упрощения):

$$M' = \frac{R \cdot l_1}{6} = \frac{1260 \cdot 175}{6} = 36750\ кг \cdot см.$$

Давление оси паровоза передается шпалой (ширина 0,23, длина 2,65 *м*) на длину вдоль моста $0{,}23 + 2\ (0{,}17 + 0{,}06) = 0{,}69$ *м* и на ширину $2{,}65 + 2\ (0{,}17 + 0{,}06) = 3{,}11$ *м*. На кв. *м* приходится

$$\frac{20000}{0{,}69 \cdot 3{,}11} = 9300\ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Расстояние между осями паровоза 1,5 *м*, расстояние между балками 1,5 *м*. Можно принять с некоторым запасом, что на 1 погонный *м* балочки давление от подвижной нагрузки равно 9300 *кг* [1]). Момент изгиба

$$M'' = \frac{9300 \cdot 1{,}75^2}{8} \cdot 100 = 355725 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

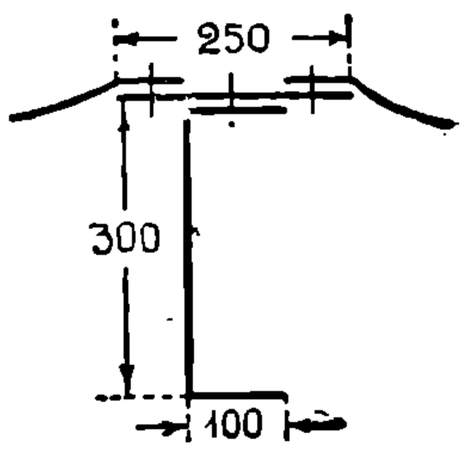
Моментом от собственного веса балочки можно пренебречь. Тогда расчетный момент изгиба

$$M = 36750 + 355725 = 392475 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

При допускаемом напряжении 750 *кг/см*^{2} балка должна иметь момент сопротивления

$$W = \frac{392475}{750} = 524 \text{ см}^3.$$

Сюда годится корытное прокатное железо № 30. Для прикрепления лотков потребуется сверху корыта приклепать лист шириною 250, толщиною 10 *мм* (фиг. 927).



Фиг. 927.

Давление на опору от постоянной нагрузки $1260 : 2 = 630$ *кг*, от временной $9300 \cdot (1{,}75 : 2) = 8138$ *кг*, всего 8768 *кг*. Заклепка, диаметром 20 *мм* при допускаемом напряжении 540 *кг/см*^{2}, может выдержать 1696 *кг*; для прикрепления балки нужно поставить по $8768 : 1696 = 6$ заклепок на каждый конец.

128. Продольные балки.—Постоянная нагрузка подсчитывается по весу всех элементов полотна, передающемуся на продольную балку.

При расположении пути на деревянных поперечинах в постоянную нагрузку войдут веса: рельсов со скреплениями, настила из досок, охранных брусьев или контр-рельсов, поперечных брусьев, скреплений, болтов и костылей и, наконец, собственный вес балки. Этот последний подсчитывается по эскизным размерам балки, учитывая и вес связей между продольными балками. Постоянная нагрузка предполагается распределенной равномерно.

Подвижная нагрузка учитывается в виде сосредоточенных грузов от действия осей паровоза; на каждую из двух продольных балок приходится от каждой оси давление одного колеса. Нагрузка устанавливается на наибольший момент для невыгоднейшего сечения, которое имеет место близ середины, но предполагается отнесенным к середине для суммирования с моментом от постоянной нагрузки.

По 358 стр. наибольший момент для балки пролета l в сечении под некоторым грузом P_i

$$\max M_i = qx^2 - \mu_i,$$

где $q = R : l$, т. е. сумме всех грузов, деленной на пролет, а

$$x = \frac{l - a}{2} + \frac{c_i}{2}$$

[1]) Достаточно было бы принять на 1 погонный *м* $20000 : 3{,}11 = 6430$ *кг*.

НБ УДУНТ (ДІТ)

есть расстояние груза P_i от левой опоры, при котором под грузом P_i получается наибольший момент; a — расстояние равнодействующей R от первого груза системы; c_i — расстояние груза P_i от первого груза; μ_i — момент грузов, стоящих перед грузом P_i, относительно точки приложения груза P_i.

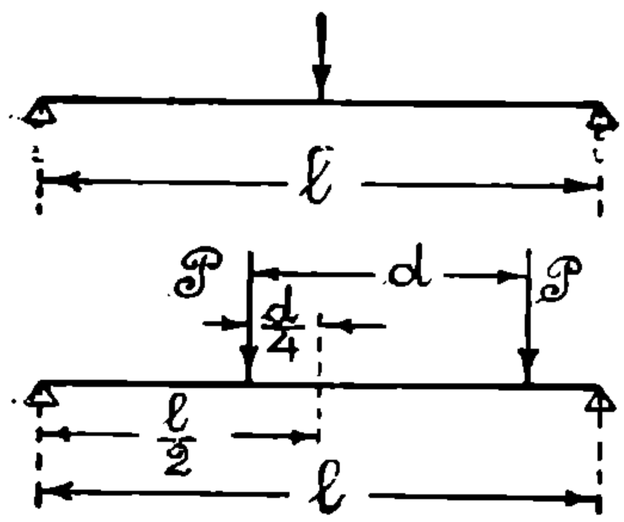
Если на балку, пролетом l (фиг. 928), поставим один подвижный груз, то $a = c_i = 0$; $x = \frac{l}{2}$, $\mu_i = 0$; $R = P$

$$\max M = \frac{P}{l} \cdot \frac{l^2}{4} = \frac{Pl}{4}.$$

Если на ту же балку поставить два груза, равные P, находящиеся в расстоянии d друг от друга, то наибольший момент возможен под каждым из них; для первого груза должно быть при $a = \frac{d}{2}$, $c_i = 0$, $R = 2P$, $\mu_i = 0$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{d}{4},$$

$$\max M = \frac{2P}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2.$$



Фиг. 928.

Наибольший момент от одного груза и от двух таких же грузов зависит при данных величинах P и d от пролета; для некоторых пролетов больший момент даст один груз, для других — два груза. Среди значений пролета l будет такая величина, при которой моменты в обоих случаях будут равны; при меньших l более невыгодной будет установка одного груза, при больших l — установка двух грузов, и тоже до известного предела, с которого начнется более невыгодное действие трех грузов и т. д. Чтобы найти предельные значения l, приравниваем значение $\max M$ от одного груза и от двух; от двух и трех, и т. д.

$$\frac{Pl}{4} = \frac{2P}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2,$$

откуда $l = 1{,}71\ d$. Для нормального паровоза „H“ 1925 г. $d = 1{,}50$ *м*, следовательно,

$$l = 1{,}71 \quad 1{,}50 = 2{,}57\ м.$$

Для трех грузов

$$\max M = \frac{3Pl}{4} - Pd.$$

Из равенства

$$\frac{2P}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2 = \frac{3Pl}{4} - Pd$$

находим $l = 2{,}22\ d$, или $l = 3{,}33$ *м*. Предельный пролет для 3 грузов найдется из равенства

$$\frac{3P}{4}l - Pd = \frac{4P}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2 - Pd$$

и будет $l = 3{,}732\ d$; при $d = 1{,}50$ *м*, $l = 5{,}60$ *м*.

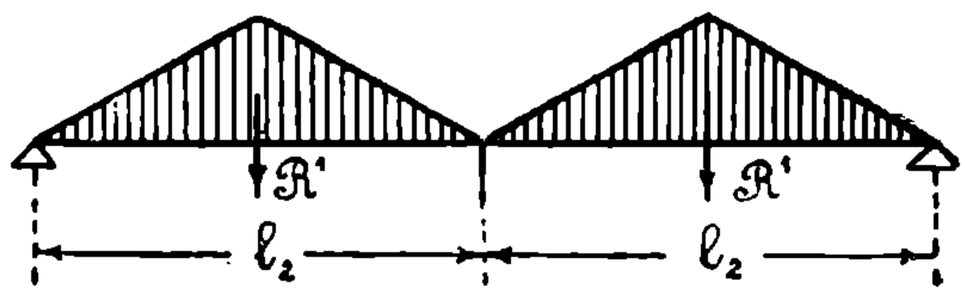
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Итак, если пролет продольной балки не превосходит 2,57 *м*, наибольший момент для нее получается от одного колеса, поставленного посередине пролета; если пролет балки больше 2,57 *м* и меньше 3,33 *м*, наибольший момент дает система из 2 колес, поставленных известным образом. Если пролет больше 3,33 *м* и меньше 5,60 *м*, наибольший момент дается системой трех грузов.

Руководствуясь этими замечаниями, находят наибольший момент от подвижной нагрузки. Затем, по известным правилам, находят наибольшую поперечную силу и поверяют нормальные и касательные напряжения в балке.

При расположении пути на баласте постоянная нагрузка на продольную балку передается в виде сосредоточенных сил от вспомогательных поперечных балочек и в виде треугольников или трапеций сплошной нагрузки, передающейся непосредственно от примыкающих лотков (фиг. 929). Подвижную нагрузку для простоты с некоторым запасом можно считать в виде сосредоточенных грузов, перемещающихся непосредственно по балке; при этом необходимо, конечно, величину давления на балку оси паровоза вычислить в соответствии с распределением его на участвующие в работе продольные балки. Так, например, по фигуре 924 давление от оси паровоза на среднюю балку передается в виде груза

$$P = \frac{2 \cdot 15{,}0 \cdot 0{,}955}{1{,}75} = 16{,}37\ m.$$



Фиг. 929.

Пример. Пролет балки 2,0 *м*; путь на деревянных поперечинах, коих на пролете помещается 5 шт.; из них 3 короткие (2,75 *м*) и 2 длинные (4,9 *м*).

Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* двух балок слагается из:

1) веса рельсов и контр-рельсов с накладками, подкладками и костылями (тип рельса IIa)	180 *кг*
2) веса настила из досок $2^1/_2'' \times 10''$, или $6{,}25 \times 25$ *см*, в количестве 11 шт. $0{,}0625 \cdot 0{,}25 \cdot 11 \cdot 650 =$.	112 „
3) веса поперечин сечением 25×30 *см* $\frac{0{,}25 \cdot 0{,}30\ (4{,}9 \cdot 2 + 2{,}75 \cdot 3) \cdot 650}{2{,}0} =$	440 „
4) болтов и прочих скреплений	15 „
5) собственного веса балки	90 „
Всего .	837 *кг*,

а на одну балку ~ 420 *кг* на 1 погонный *м*.

Следовательно, от постоянной нагрузки имеем:

$$M' = \frac{pl^2}{8} = \frac{420 \cdot 2^2}{8} \cdot 100 = 21000\ кг \cdot см.$$

$$Q' = \frac{pl}{8} = \frac{420 \cdot 2}{2} = 420\ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Наибольший момент от паровоза будет по нормам 1907 г. при установке одной оси по середине пролета

$$M'' = \frac{Pl}{4} = \frac{10 \cdot 2}{4} = 5\ т \cdot м = 500000\ кг \cdot см;$$

$$Q'' = \frac{10}{2{,}0}\ (2 + 0{,}5) = 12{,}5\ т = 12500\ кг.$$

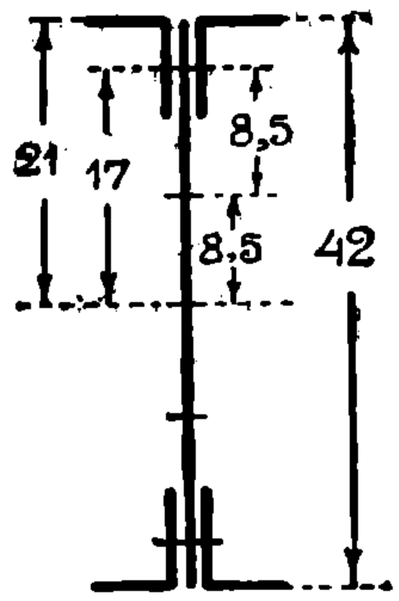
Полный изгибающий момент

$$M = 21000 + 500000 = 521000\ кг \cdot см.$$

Полная поперечная сила на опоре

$$Q = 420 + 12500 = 12920\ кг.$$

Сечение балки (фиг. 930) состоит из вертикального листа 420×10 *мм* и 4 уголков $75 \times 75 \times 10$ *мм*.



Фиг. 930.

Момент инерции вертикального листа

$$\frac{1{,}0 \cdot 42^3}{12} \qquad 6174\ см^4$$

Момент инерции 4 уголков

$$4\ [71{,}2 + 14{,}11\ (21{,}0 - 2{,}31)^2] = \quad 20208\ "$$

$$I_{br} = 26382\ "$$

Момент инерции заклепочных отверстий

$$2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}0\ (3 \cdot 17^2 + 8{,}5^2) = \quad . \ . \quad 3756\ "$$

$$I = 22626\ "$$

Статический момент полусечения brutto

$$S = \frac{1{,}0 \cdot 21^2}{2} + 2 \cdot 14{,}1\ (21 - 2{,}21) = 750\ см^3,$$

$$\frac{S}{I_{br}} = \frac{750}{26382} = 0{,}0284.$$

Напряжение на скалывание в нейтральной плоскости у опор балки

$$t = \frac{Q \cdot S}{0{,}8 \cdot \delta \cdot I_{br}} = \frac{12920 \cdot 750}{0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 26382} = 456\ кг/см^2,$$ близко 450 $кг/см^2$.

Нормальное напряжение достигает величины:

$$\sigma = \frac{Mz}{I} = \frac{521000 \cdot 21}{22626} = 484\ кг/см^2 < 750\ кг/см^2.$$

Следует здесь заметить, что наше сечение определилось не нормальными напряжениями, а скалывающими. Это бывает в тех случаях, когда балка сравнительно коротка и момент изгиба не получает достаточного развития по сравнению с поперечной силой.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Если продольные балки поставлены неразрезными, то было бы очень хлопотливо расчитывать их точно, по теории неразрезных балок на упругих опорах (опорами служат прогибающиеся поперечные балки). Некоторый запас здесь весьма уместен, так как балочная клетка подвергается значительному динамическому действию нагрузки. Кроме того, балки берутся по всей длине одного профиля, наибольший момент получится в крайнем пролете, и по нему будет подобрано сечение. Для простоты и с некоторым запасом полагают, что балка неразрезная лишь на два смежные пролета.

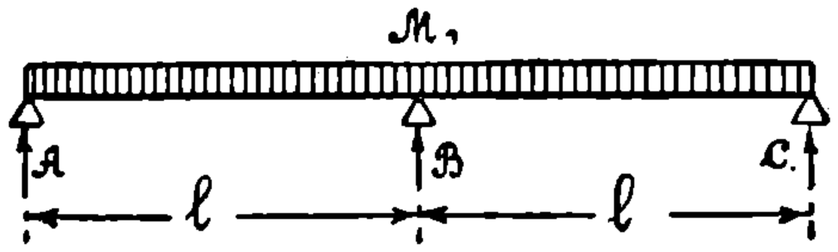
Для такой балки (фиг. 931) *от равномерной нагрузки* q на погон. ед. давление на каждую из крайних опор равно

$$A = C = 0{,}375\ q \cdot l;\ \text{на среднюю}\ B = 1{,}250\ q \cdot l.$$

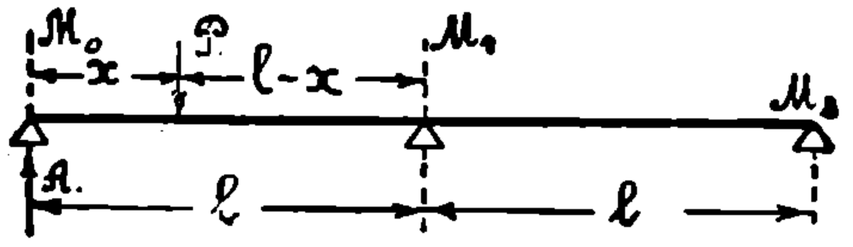
Момент над средней опорой $M_1 = 0{,}125\ q \cdot l^2$. Наибольший момент в каждом из пролетов $M\,\text{max} = 0{,}0703\ ql^2$ и находится в сечении, расположенном от левой опоры в расстоянии 0,375 l.

Точка перегиба находится на расстоянии 0,750 l.

Что касается наибольшего момента *в пролете* от подвижных грузов, то он находится от того же числа грузов, что и в случае разрезной балки



Фиг. 931.



Фиг. 932.

в зависимости от ее пролета; при этом нагружается лишь один пролет, так как загружение другого пролета уменьшает момент в первом.

Если груз один (фиг. 932), то при $M_0 = M_2 = 0$ уравнение трех моментов дает следующее выражение

$$4M_1 l = \frac{P}{l}(l^2 - x^2)x,$$

откуда

$$M_1 = -\frac{P}{4l^3}(l^3 - x^2)x.$$

С другой стороны,

$$M_1 = Al - P(l - x),$$

откуда

$$A = \frac{M_1}{l} + \frac{P}{l}(l - x),$$

после чего

$$M_x = Ax = \left(\frac{x}{l} - \frac{5x^2}{4l^2} + \frac{x^3}{4l^4}\right)P \cdot l.$$

При передвижении груза по пролету момент в сечении под грузом получит наибольшее значение при условии:

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 = x^3 - \frac{5}{2}l^2x + l^3,$$

НВ УДУНТ (ДІІТ)

или

$$x = 0{,}432\ l,$$

после чего

$$M\max = 0{,}207 \cdot P \cdot l.$$

Таким же путем можно найти невыгоднейшие положения для наибольшего момента от двух осей паровоза при пролете от 2,57 *м* до 3,33 *м* и т. д.

Приблизительно для отношения $d : l$ от 0,46 до 0,58 момент можно вычислить по формуле Гезелера

$$M\max = \left(0{,}354 - 0{,}242\,\frac{d}{l}\right) P \cdot l.$$

Для трех грузов, при l в пределах от 3,33 до 5,60 *м* и d l от 0,18 до 0,45, Гезелер дает формулу

$$M\max = \left(0{,}627 - 1{,}05\,\frac{d}{l} + 0{,}4\,\frac{d^2}{l^2}\right) P \cdot l.$$

Вообще же задача решается при помощи линий влияния. Теория последних изложена в моем Курсе железобетонных мостов. Здесь приведем ординаты линий влияния для моментов и поперечных сил двухпролетной неразрезной балки с равными пролетами.

Каждый пролет разделен на 10 частей сечениями через 0,1 пролета, занумерованными от 0 до 20. В нижеследующей таблице приведены ординаты линий влияния для моментов M_4 и M_5, для опорного момента M_{10}, для давлений на опоры 0 и 10 и для поперечных сил Q_0 и Q_{10}, из которых последняя для сечения левее средней опоры. Ординаты моментов нужно умножить на l.

Ординаты линий влияния для двухпролетной неразрезной балки.

Сечения	M_4	M_5	M_{10} на опоре (отрицат.)	$A_0 = Q_0$	A_{10}	Q_{10}
0	0	0	0,0	1,0	0	0
1	+ 0,0501	+ 0,0376	0,0248	0,8752	0,1496	0,1248
2	+ 0,1003	+ 0,0760	0,0480	0,7520	0,2960	0,2480
3	+ 0,1527	+ 0,1159	0,0682	0,6318	0,4364	0,3682
4	+ 0,2064	+ 0,1580	0,0840	0,5160	0,5680	0,4840
5	+ 0,1625	+ 0,2031	0,0938	0,4062	0,6876	0,5938
6	+ 0,1216	+ 0,1520	0,0960	0,3040	0,7920	0,6960
7	+ 0,0843	+ 0,1053	0,0893	0,2107	0,8786	0,7893
8	+ 0,0512	+ 0,0640	0,0720	0,1280	0,9440	0,8720
9	+ 0,0229	+ 0,0286	0,0427	0,0573	0,9854	0,9427
10	0	0	0	0	1,0	1,0
11	— 0,0171	— 0,0214	0,0427	— 0,0427	0,9854	0,0427
12	— 0,0288	— 0,0360	0,0720	— 0,0720	0,9440	0,0720
13	— 0,0357	— 0,0447	0,0893	— 0,0893	0,8786	0,0893
14	— 0,0384	— 0,0480	0,0960	— 0,0960	0,7920	0,0960
15	— 0,0375	— 0,0469	0,0938	— 0,0938	0,6876	0,0938
16	— 0,0336	— 0,0420	0,0840	— 0,0840	0,5680	0,0840
17	— 0,0273	— 0,0341	0,0682	— 0,0682	0,4364	0,0682
18	— 0,0192	— 0,0240	0,0480	— 0,0480	0,2960	0,0480
19	— 0,0099	— 0,0124	0,0248	— 0,0248	0,1496	0,0248
20	0	0	0	0	0	0
	× l	× l	× l			

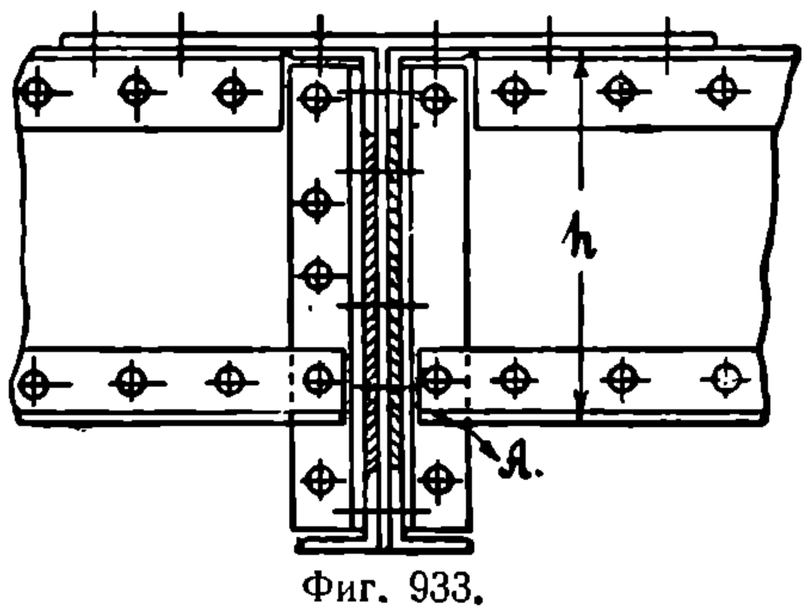
НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Линия влияния поперечной силы у левой крайней опоры одинакова с линией влияния опорного давления A_0. Линия влияния поперечной силы левее средней опоры получается по формуле

$$\eta = 1 - \eta_0 \text{ (для первого пролета)},$$

где η — ордината линии влияния поперечной силы, η_0 — ордината линии влияния опорного давления A_0, и по формуле $\eta = \eta_0$ для второго пролета. На обоих пролетах ординаты одного знака.

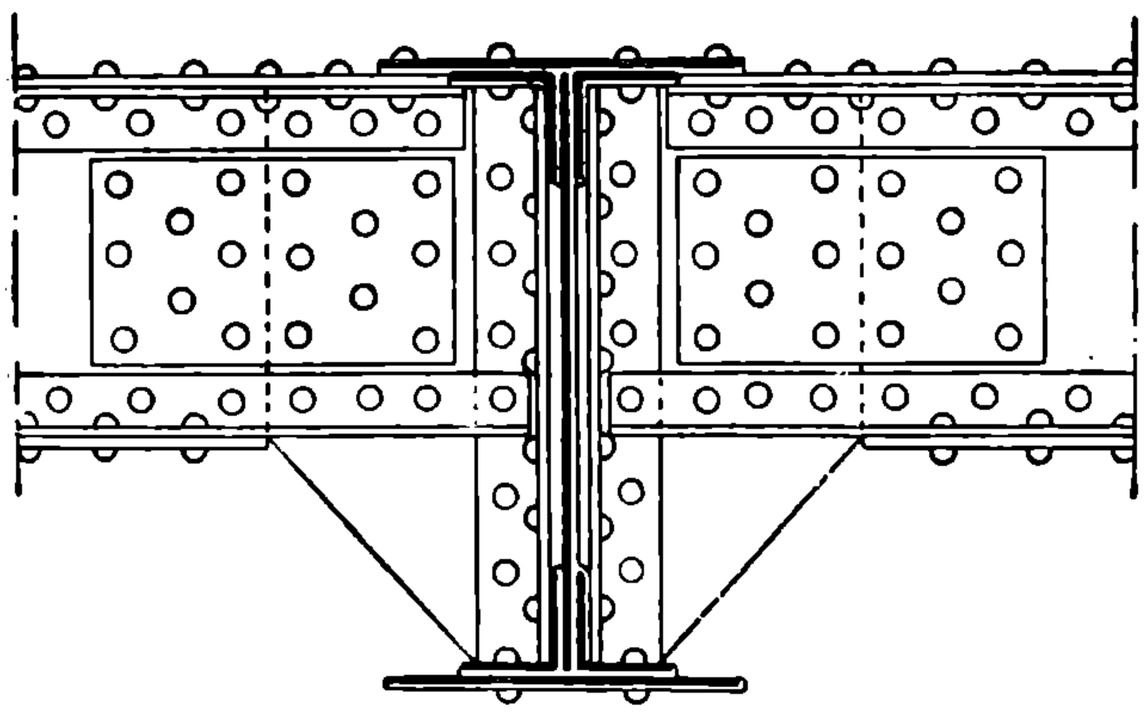
Если продольные балки перекрыты *рыбкой* поверх поперечной балки, то балку расчитывают как разрезную, рыбку ставят без расчета. При желании ее можно посчитать на усилие, соответствующее опорному моменту M, найденному как для неразрезной балки в сечении над средней опорой. Предполагается, что усилие D в планке действует на плечо h (фиг. 933), т. е. балка имеет упор в точке A. При этом, если сечение планки получается слишком большим, можно отнести к нему лишь момент, принимаемый поясами балки, т. е. за вычетом из величины M момента M', принимаемого вертикальным листом, который условно считается закрепленным уголками прикрепления. Момент M' находится делением момента M пропорционально моментам инерции составных частей сечения. Если момент инерции всего сечения I, а одного листа I', то



Фиг. 933.

$$\frac{M}{M'} = \frac{I}{I'}.$$

129. Прикрепление продольных балок. — До недавнего сравнительно времени продольные балки прикреплялись к поперечным одним лишь зажимом вертикального листа между уголками прикрепления (фиг. 934), причем для увеличения фронта заклепок при недостаточной высоте листа вставляли особый концевой лист во всю высоту поперечной балки. Прикрепление расчитывалось, и в настоящее время в большинстве случаев расчитывается еще на поперечную силу на конце балки. Если величина ее Q, диаметр заклепки d (не меньше 22 *мм*), допускаемое напряжение на перерезывание заклепки R_s, равное в данном случае не больше 600 *кг/см*^{2}, то при двойном перерезывании число заклепок n, которое надо поставить в прикрепляющих


Фиг. 934.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

уголках в одной паре полок, определяется из равенства:

$$2\frac{\pi d^2}{4}\cdot R_3 n \geqq Q$$

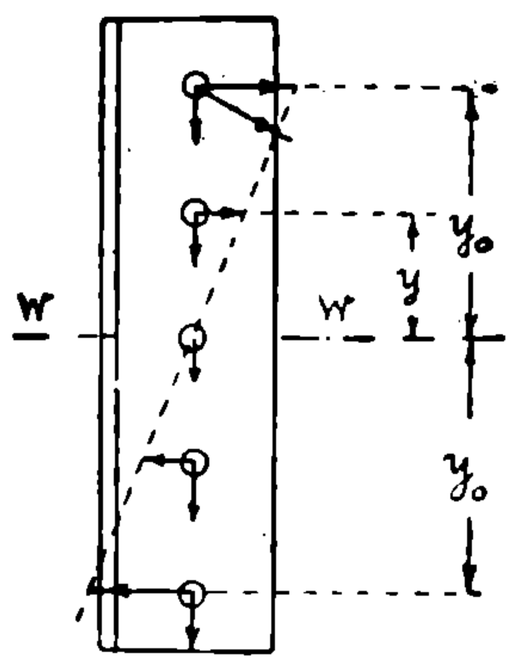
или на смятие

$$n\delta\cdot d\cdot 2R \geqq Q,$$

где δ — толщина вертикального листа.

В настоящее время на прикрепление продольных балок обращается больше внимания как в конструктивном отношении, так и в смысле более строгого расчета.

Наиболее простой и целесообразной конструкцией можно признать применение планок (рыбок), перекрывающих поверх поперечной балки пояса продольных балок смежных панелей. Для этого требуется расположение верха продольных балок на одном уровне с верхом поперечных. Но, при необходимости опустить продольные балки, той же цели можно достигнуть пропуском планки в прорез стенки поперечной балки. В том и другом случае прикрепление балки расчитывается и на опорный момент, считая балку неразрезной на протяжении двух смежных панелей, примыкающих к рассматриваемой поперечной балке. Так как часть опорного момента принимается планкой, то заклепочное соединение стенок балок расчитывается на ту часть момента, которая приходится на вертикальный лист продольной балки. Кроме того, заклепки должны принять всю поперечную силу Q. Так как для max Q требуется иная установка подвижной нагрузки, нежели для max M, то сперва подвижную нагрузку устанавливают для max Q, и при этой установке находят одновременно действующий момент M', а затем нагрузку устанавливают для max M и находят соответственное Q'. Для обоих этих случаев делают проверку прочности прикрепления продольных балок.



Фиг. 935.

Поперечная сила Q распределяется приблизительно на все заклепки поровну, и сила, приходящаяся на одну заклепку, действует вертикально (фиг. 935), она равна $\frac{Q}{n}$. Усилие, появляющееся в той же заклепке от момента M', направлено горизонтально, подобно напряжению волокон изогнутой балки. Наибольшая горизонтальная сила будет действовать на крайние заклепки; если через σ_0 обозначим горизонтальное усилие, то равнодействующая двух усилий будет равна

$$N = \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \sigma_0^2}.$$

Определим величину σ_0. Горизонтальное давление на какую-нибудь заклепку от изгиба пропорционально расстоянию y заклепки от центра тяжести сечений всех заклепок, рассматриваемых как одно целое. При симметричном положении заклепок относительно нейтральной оси балки, центр тяжести лежит на этой оси.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для какой-нибудь заклепки усилие

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{y_0} y,$$

момент этого усилия

$$m = \frac{\sigma_0}{y_0} y^2.$$

Сумма моментов m равна моменту M', т. е.

$$M' = \Sigma \frac{\sigma_0}{y_0} y^2 = \frac{\sigma_0}{y_0} \Sigma y^2,$$

отсюда

$$\sigma_0 = \frac{M' y_0}{\Sigma y^2},$$

где Σ берется по всем заклепкам.

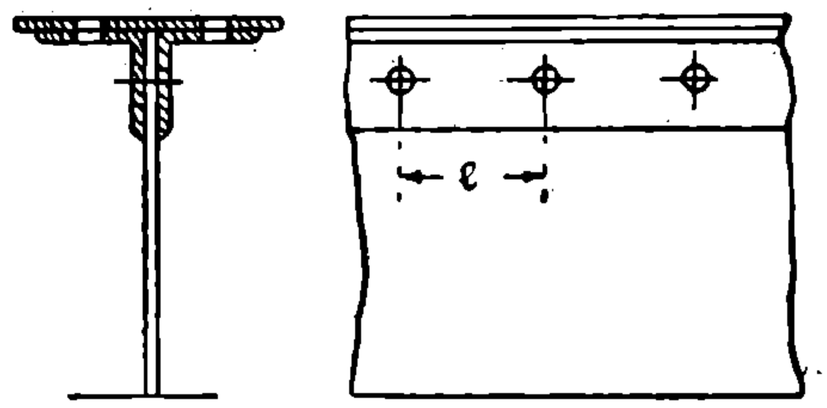
Итак, имеем теперь

$$N = \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \left(\frac{M' y_0}{\Sigma y^2}\right)^2}.$$

Это усилие не должно превосходить сопротивления заклепки двойному перерезыванию и, кроме того, смятию стенки дыры в вертикальном листе.

130. Шаг заклепок в поясных уголках. — Расстояние между заклепками, прикрепляющими поясные уголки к вертикальной стенке балки, определится в зависимости от сдвигающих сил, развивающихся между поясом балки и вертикальным листом (фиг. 936). Сдвигающая сила на единицу длины равна

$$v = \frac{Q \cdot S}{I},$$



Фиг. 936.

где Q — поперечная сила для того места, где изучается шаг заклепок; S — статический момент сечения пояса балки (заштрихован на фигуре 936) относительно нейтральной оси xx; I — момент инерции сечения балки относительно той же оси.

Если расстояние между заклепками e, то усилие, приходящееся на одну заклепку, равно ev. Для прочности необходимо, чтобы заклепка, работающая на двойное перерезывание, удовлетворяла условию смятия стенки в дыре:

$$ev \leqq d\delta R_1,$$

где d — диаметр заклепки; δ — толщина стенки балки; R_1 — допускаемое напряжение на смятие.

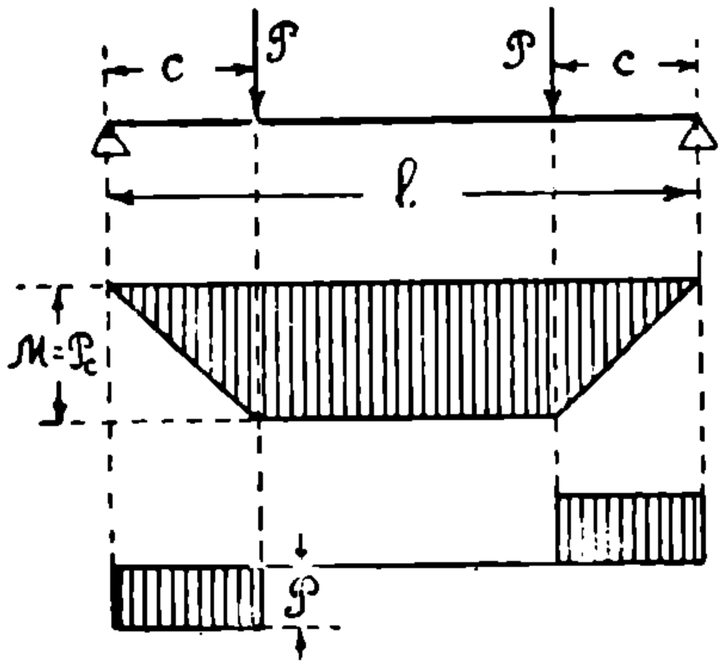
Расстояние e может колебаться практически в пределах от $3d$ до $5d$.

Так как поперечная сила имеет наибольшее значение у опор балки, то там же прежде всего определяется шаг заклепок. Если он получается достаточно большим (около $4 - 5d$), то этот шаг берут один и тот же для всей длины балки. Если же на опоре e получается сравнительно малым, то его удерживают лишь вблизи опор; а дальше, для экономии работы по

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

склепке, применяют нормальный шаг для балок, т. е. 90 — 100 *мм*; место, с которого этот шаг можно поставить, находится по предыдущей формуле в зависимости от величины Q, которая уменьшается от опор к середине балки.

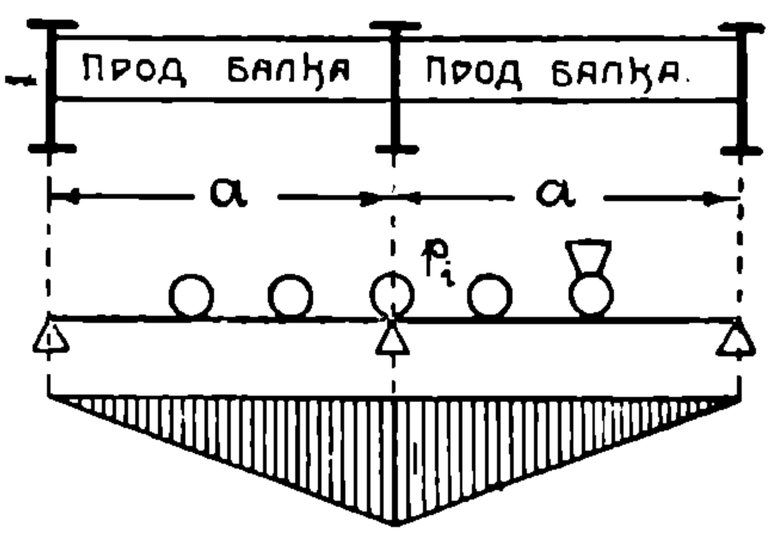
131. Расчет поперечных балок. — Расчет поперечных балок сводится к определению наибольшего момента изгиба, наибольшей поперечной силы, к поверке напряжений в сечениях балки и к расчету заклепочных соединений: шага поясных заклепок, количества заклепок для прикрепления концов балки и для стыков вертикального листа с применяемыми иногда консольными листами.



Фиг. 937.

В мостах с деревянными поперечинами вся нагрузка — и постоянная, за исключением собственного веса балки, и подвижная — передается двумя парами примыкающих продольных балок в местах прикрепления последних в виде двух сосредоточенных равных сил (фиг. 937). Каждая из сил P слагается из постоянного давления и временного. Постоянное давление определяется по продольной балке, как опорное ее давление. Очевидно, постоянная нагрузка равна весу проезжей части на протяжении 1 панели: полпанели — с одной стороны и полпанели — с другой (фиг. 938).

Что касается временной нагрузки, то наибольшее давление от нее нужно находить по невыгоднейшему нагружению двух панелей продольных балок. Линия влияния давления на поперечную балку от двух примыкающих продольных изображена на фиг. 938 в виде треугольника с наибольшей ординатой 1 под рассматриваемой балкой. Установка грузов делается по правилу, указанному в п° 64: над поперечной балкой, при равенстве панелей, должен стать тот груз p_i, который первый делает сумму грузов $p_1 + p_2 + \ldots . p_i$ больше половины всех грузов, стоящих на протяжении двух панелей.



Фиг. 938.

Найдя величину сил P, будем иметь момент изгиба от них:

$$M = P \cdot c,$$

причем эпюра моментов выразится трапецией, т. е. наибольший момент господствует на участке балки между продольными балками.

Если же принять во внимание сравнительно небольшой момент от собственного веса балки, то полный наибольший момент будет в середине. Во всяком случае, на длине между продольными балками сечение поперечной балки не меняется.

При незначительном расстоянии между фермами, величина c не велика,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

а потому, хотя на некотором расстоянии x от опоры горизонтальные листы можно было бы оборвать, их доводят до конца балки для прикрытия швов между вертикальным листом и поясными уголками, а также для уменьшения скалывающих напряжений.

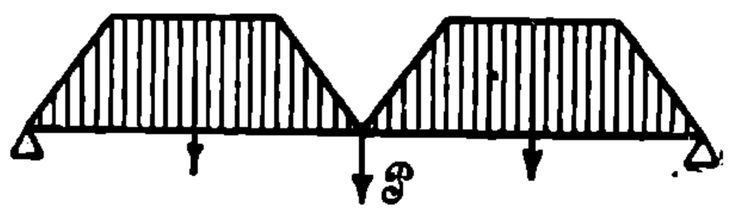
Поперечная сила равна реакции опоры, т. е. $P + \frac{gl}{2}$.

При поверке на изгиб момент инерции сечения балки определяется netto за вычетом заклепочных отверстий в местах прикрепления продольных балок, т. е. при диаметре отверстий 22 *мм*.

Вышеизложенный план расчета подразумевает, во-первых, что поперечная балка представляет балку, свободно лежащую на опорах, что вполне допустимо в случае прикрепления ее к главным балкам со сплошною стенкою, не имеющих при езде понизу верхних связей и почти свободно наклоняющихся при изгибе поперечных балок и повороте их концов. Во-вторых, предполагается, что продольные балки представляют собою разрезные свободно лежащие балки. Если конструкция такова, что продольные балки можно считать неразрезными, то давление на поперечную балку должно получиться больше процентов на 15, чем в случае разрезных балок; но если принять во внимание и то, что неразрезная балка лежит на упругих опорах — прогибающихся поперечных балках, — разница будет значительно меньше, а потому можно и в этом случае довольствоваться вышеизложенным планом расчета.

Если же желательно посчитать точнее, то, предполагая балки неразрезными лишь на 2 пролета, применяем линии влияния для нахождения наибольшего давления на среднюю опору от подвижной нагрузки (см. в конце п° 128).

В случае устройства полотна дороги на баласте нагрузка на поперечную балку в каждом частном случае находится в зависимости от расположения передающих нагрузку частей. Если имеются и в этом случае продольные балки, то поперечная балка будет нагружаться ими в виде сосредоточенных сил, рядом с ними возможна и непосредственная передача на поперечные балки сплошной нагрузки от настила.



Фиг. 939.

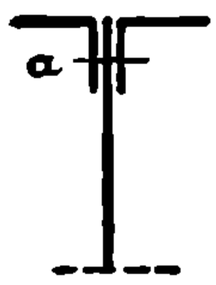
Например, возьмем случай устройства настила из лотков (фиг. 924—925), опирающихся на главные балки, на поперечные и продольные. Поперечная (средняя) балка нагружается от продольной балки сосредоточенной силой P посередине (фиг. 939) и двумя трапециями сплошной постоянной нагрузки от лотка. К этому можно прибавить еще равномерную нагрузку от собственного веса балки.

По отношению к подвижной нагрузке необходимо найти такое ее положение, чтобы нагрузка P была наибольшая; передача сосредоточенных грузов на продольную балку принимается по закону рычага, подобно случаю полотна с деревянными поперечинами.

Выяснив нагрузку, находят наибольший момент изгиба и поперечную силу, а по ним напряжения в сечении.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Кроме нормальных и скалывающих напряжений, расчитываются и косые нормальные и касательные напряжения в сечении, соответствующем прикреплению каждой из продольных балок; при этой поверке в сечении вертикального листа берется элементарная площадка в точке a, лежащей на высоте центра дыр поясных заклепок (фиг. 940).



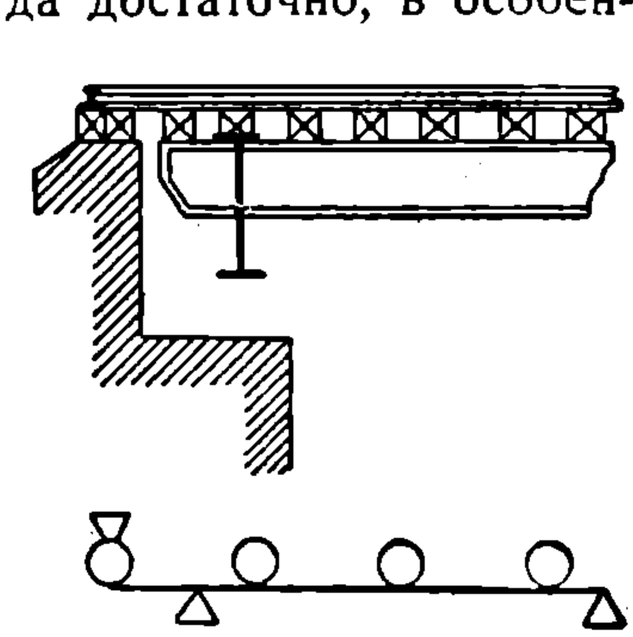
Фиг. 940.

Крайние поперечные балки находятся в иных условиях нагрузки, которая передается на них лишь от одной пары продольных балок и от консоли, устраиваемой на продолжении продольных балок, чтобы перекрыть промежуток между крайней поперечной балкой и опорой (фиг. 941). Подвижную нагрузку нужно поставить, очевидно, так, чтобы наиболее тяжелые грузы стояли возможно ближе к концу консоли.

Чаще, однако, крайние поперечные балки делаются в запас такими же, как и промежуточные.

В малых мостах поперечные балки при езде понизу всегда служат распорками горизонтальной системы связей, если таковая устраивается. За распорки чаще всего принимают нижний пояс балки, расположенный в плоскости диагоналей связей; так как этот пояс от вертикальной нагрузки вытянут, а от действия ветра сжат, то напряжения не увеличиваются; при действии же ветра без поезда сечение пояса всегда достаточно, в особенности, если принять во внимание, что свободная длина пояса уменьшается продольными балками проезжей части.

Иногда всю поперечную балку принимают за распорку и тогда напряжения от изгиба и сжатия суммируют.


Фиг. 941.

Что касается прикрепления поперечных балок к главным, то необходимое число заклепок определяется по поперечной силе на опоре и по сопротивлению заклепки двойному перерезыванию или смятию кромки в дыре вертикального листа поперечной балки.

Допускаемое напряжение на срезывание заклепок принимается 600 *кг* на $см^2$.

Перекрытие стыка вертикального листа поперечной балки с консольным листом производится двумя накладками (фиг. 942).

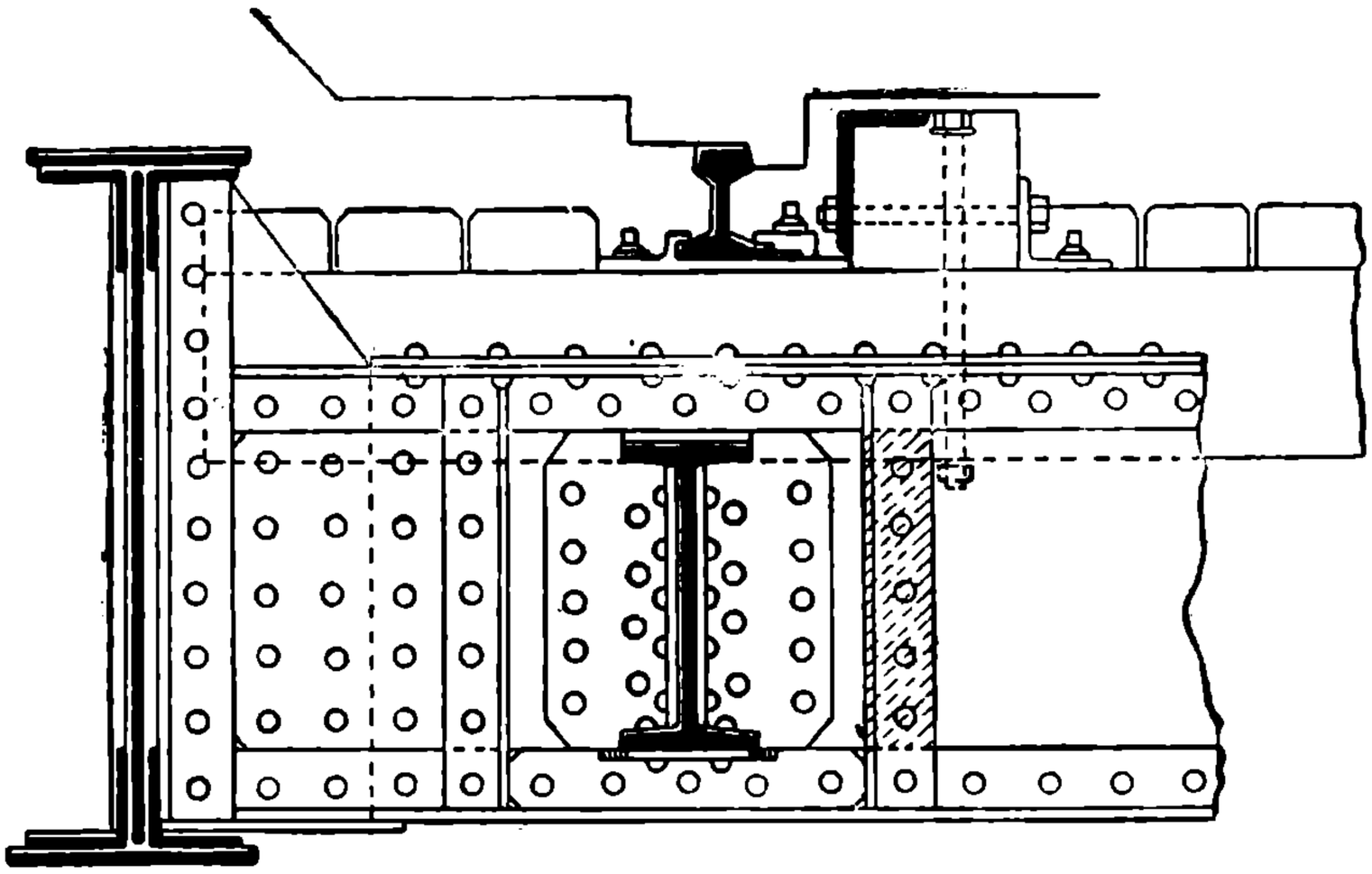
Число заклепок определяется по поперечной силе и моменту изгиба в сечении стыка, приходящемуся на вертикальный лист. В данном случае применимы формулы п⁰ 129, именно: напряжение крайней заклепки, считая от нейтральной оси, равно:

$$N=\sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2+\left(\frac{M'y_0}{\Sigma y^2}\right)^2},$$

причем Σy^2 распространяется на все заклепки, расположенные с одной стороны стыка. Величина эта отвечает моменту инерции заклепочных сечений относительно нейтральной оси, выраженному в (един. длины)$^2 \times$ (сече-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ние одной заклепки), т. е. сечение одной заклепки принимается за единицу; при двойном перерезывании единицей является двойная площадь перере-



Фиг. 942.

зывания заклепки; при расчете на смятие разумеется площадь сминания заклепки. Точная величина площади не нужна, так как формула дает соответственное *усилие* на заклепку.

Усилие N не должно превосходить сопротивления заклепки на смятие или на двойное перерезывание.

Что касается шага поясных заклепок, то таковой определяется по скалывающей силе подобно тому, как указано для продольных балок.

Склепка горизонтальных листов с уголками производится при том же шаге заклепок, что и в вертикальных полках уголков. Этот шаг колеблется, приблизительно, в пределах от 80 до 120 *мм*.

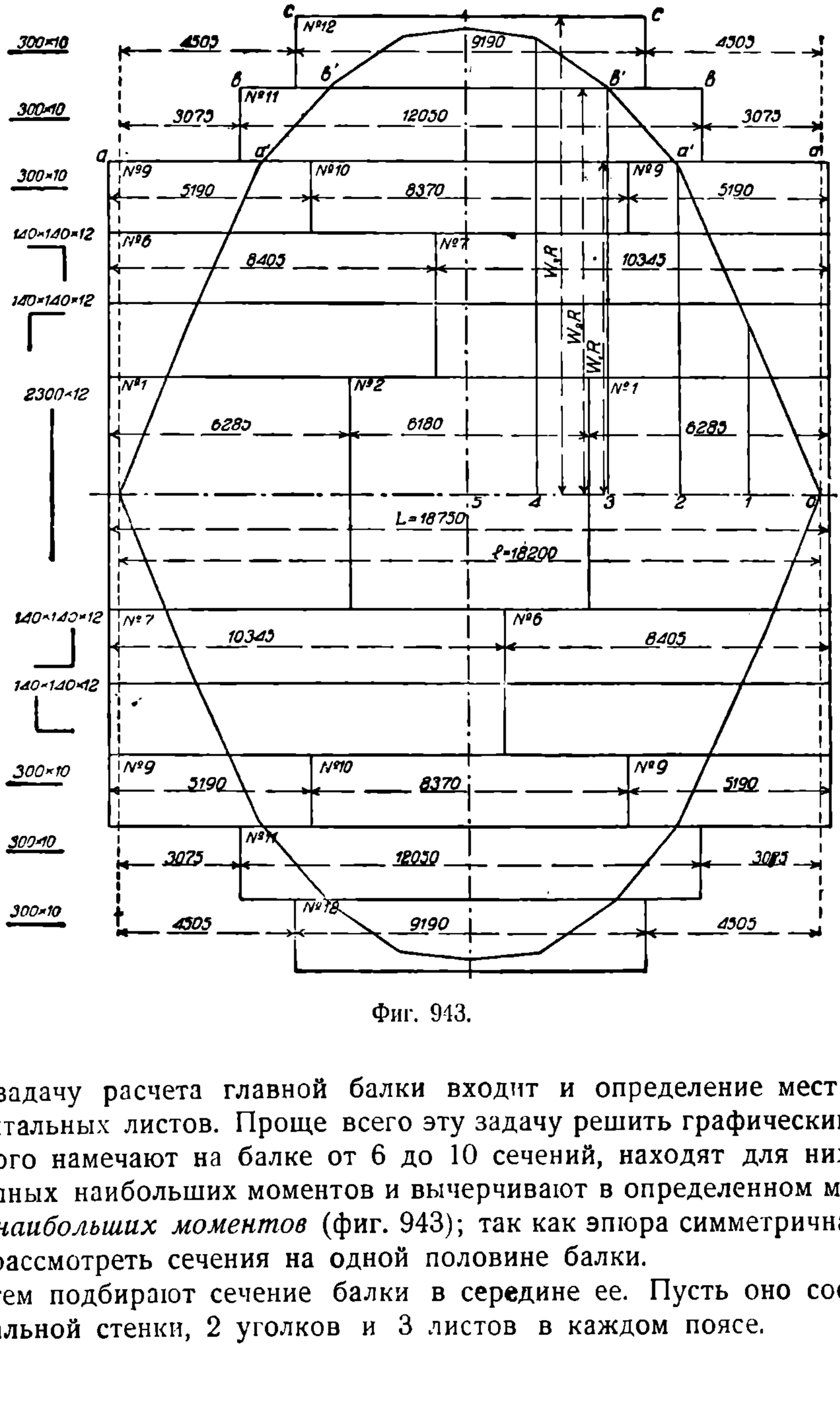
132. Главные балки. — Располагая размерами деревянных поперечин, продольных и поперечных балок и пр., можно подсчитать нагрузку точно; для поперечных балок нужно прибавить уголки жесткости, прикрепляющие уголки, стыковые накладки, консольные листы; это тоже легко учесть по эскизному размещению частей или к имеющимся уже данным прибавить на все эти части 10 — 15% веса поперечных балок; что касается вертикальных и горизонтальных связей между продольными балками, то их можно учесть также по эскизному чертежу, выбрав размеры частей связей по расчету или на основании конструктивных соображений; возможно взять вес связей на основании существующих сооружений, напр., около 30% веса продольных балок.

Что касается собственного веса балок, то таковой определяется подсчетом на основании эскизных данных (стр. 503).

Наибольший момент и поперечная сила от подвижной нагрузки находятся на основании указаний п° 60 или § 24. Можно пользоваться эквивалентными нагрузками (п° 60, таблицы см. Приложения).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Поперечное сечение балки лишь для очень малых пролетов одинаково на всем протяжении балки; в большинстве случаев сечение имеет наибольшую площадь в середине и уменьшается к концам. Если для среднего сечения приходится применять несколько горизонтальных листов, то для сечений у концов имеется возможность постепенно уменьшать число листов, обрывая их в известных местах.



Фиг. 943.

В задачу расчета главной балки входит и определение мест обрыва горизонтальных листов. Проще всего эту задачу решить графическим путем. Для этого намечают на балке от 6 до 10 сечений, находят для них значения полных наибольших моментов и вычерчивают в определенном масштабе *эпюру наибольших моментов* (фиг. 943); так как эпюра симметрична, достаточно рассмотреть сечения на одной половине балки.

Затем подбирают сечение балки в середине ее. Пусть оно состоит из вертикальной стенки, 2 уголков и 3 листов в каждом поясе.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Находят моменты сопротивления:

W_1 для сечения с 1 гориз. листом в поясе;
W_2 „ 2 „
W_3 „ 3

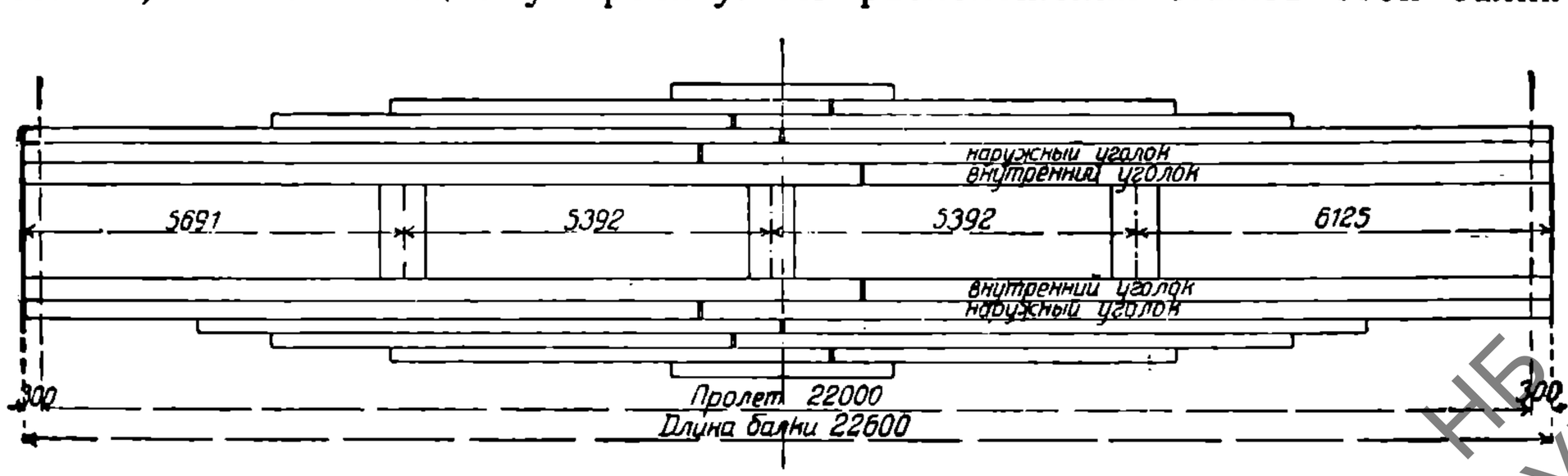
Помножая момент сопротивления W на допускаемое напряжение R, получим тот момент $M = WR$, который может еще вынести данное сечение; находим величины W_1R, W_2R и W_3R. Откладываем эти величины на эпюре моментов в масштабе моментов и проводим горизонтальные прямые *aa*, *bb*, *cc*. Очевидно, сечение с 3 парами листов необходимо на участке $b'b'$ балки; в сечении b' можно оборвать верхнюю пару горизонтальных листов; с точки a' — вторую.

Последнюю пару листов доводят до опор, во-первых, для того, чтобы устранить отгибание поясных уголков при расположении деревянных поперечин на поясах, во-вторых — для прикрытия продольного шва между листом и уголками. Сечения a', b' называются местами *теоретического обрыва* горизонтальных листов. На самом же деле листы продолжают несколько далее этих сечений, на том основании, что с сечений a', b' соответственная пара уже должна вступить в работу, а для этого она должна быть прикреплена заклепками к остальной части пояса; для постановки этих заклепок и продолжают листы дальше сечений a', b' — *продолжают на один или два шага заклепок.*

Если от оси абсцисс построить такую же фигуру вниз и разбить полосу W_1R на полоски пропорционально площадям отдельных листов и уголков (показаны на левой стороне чертежа), то получим эпюру распределения материала в балке. На ней очень удобно расставить стыки всех частей, обозначить длины всех частей и номера по таблице исчисления веса. На фиг. 943 такая эпюра и дана. Из горизонтальных листов имеет стыки только первый лист; их дано два с такой расстановкой по длине, что для перекрытия его можно не стазить накладок, а использовать освободившиеся концы третьего листа. Уголки имеют стыки возле середины пролета. Вертикальный лист имеет два стыка при длине листов около 6 *м*.

Расстановка стыков такова, что склепать балку по частям на заводе с тем, чтобы по доставке этих частей на место соединить их с наименьшим количеством клепки,— нельзя; ее надо клепать *всю* на заводе или на месте службы моста.

На фиг. 944 приведена эпюра распределения материала балки пролетом 22,0 *м* по немецкому проекту. Из расположения стыков этой балки



Фиг. 944.

НБ УДУНТ (ДІТ)

видно, что на заводе склепываются две отдельные ее половины, которые по доставке на место службы моста склепываются друг с другом; при этом заклепки придется поставить на фронте длиною в накладку для горизонтальных листов.

Положение точек a', b' (фиг. 943) определяют по масштабу длин расстоянием от ближайшей опоры.

Теперь остается лишь поверить сечения по формулам:

$$\sigma = \frac{Mz}{I},$$

$$t = \frac{QS}{\alpha\delta I},$$

где в первой формуле I берется netto, а во второй I и S brutto. Стенку балки следует еще проверить на главные напряжения по формулам:

$$\max \sigma = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + t^2},$$

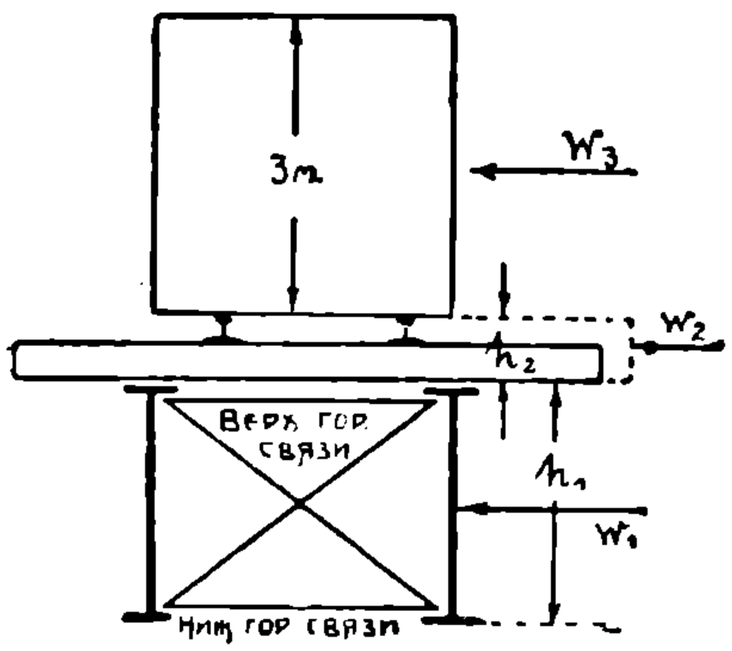
$$\max t = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + t^2},$$

для чего берется точка, лежащая *в сечении*, где обрывается тот или другой горизонтальный лист, *на высоте* линии размещения поясных заклепок в вертикальных полках поясных уголков.

Относительно размещения заклепок в поясных уголках и в стыках остаются в силе соображения, приведенные для продольных и поперечных балок.

Расчет опорных подушек см. стр. 512.

133. Связи. — *Горизонтальные связи* располагаются в мостах с ездою поверху (фиг. 945) в плоскостях верхних и нижних поясов главных балок при пролете последних в 6,00 *м* и больше; при пролетах меньше 6,00 *м* — в одной лишь из этих плоскостей, чаще в плоскости верхних поясов. Связи расчитываются на действие ветра.



Фиг. 945.

Так как поясами ветровых ферм служат пояса главных балок, работающие и на вертикальную нагрузку, то ясно, что в невыгоднейших условиях нагрузки пояса будут находиться при одновременном действии ветра и вертикальной нагрузки от поезда. Усилие в поясах определится, следовательно, по давлению ветра в 150 *кг/м²*. Будем иметь:

W_1 — давление на погонный метр главных балок

$$W_1 = h_1 \cdot 150 \text{ кг};$$

это давление разлагается поровну на обе системы связей, если их две.

W_2 — давление на погонный *м* проезжей части, т. е. поперечных брусьев и рельсов или охранных брусьев; если высота этой конструкции h_2, то

$$W_2 = h_2 \cdot 150 \text{ кг};$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

W_3 — давление на погонный метр подвижного состава:

$$W_3 = 3 \cdot 150 \text{ кг} = 450 \text{ кг}.$$

При двух системах связей и при наличии промежуточных вертикальных связей, W_2 и W_3 распределяются поровну на обе системы; но в виду возможной неодинаковости распределения принимают, что на каждую систему передается по $^3/_5$ $(W_2 + W_3)$, т. е. дают запас в 20%.

Если езда расположена так, что главные балки прикрывают собою проезжую часть, то эта последняя не считается подверженной действию ветра: $W_2 = 0$. Если же главные балки поднимаются выше головки рельсов, то превышение принимается во внимание, и площадь подвижного состава, подверженная действию ветра, соответственно уменьшается по высоте, вследствие чего и W_3 будет иметь другую величину.

Принимая во внимание вышеизложенное, будем иметь, вообще говоря, обе системы одинаково нагруженными.

Нагрузка на верхнюю систему

$$p = \frac{W_1}{2} + {}^3/_5 (W_2 + W_3) \text{ на погонный } м.$$

Наибольший момент изгиба (в середине) при расчетном пролете l

$$M = \frac{pl^2}{8}.$$

Наибольшее усилие от ветра в поясе (в середине) будет:

$$S = \frac{M}{b},$$

где b — ширина моста, т. е. расстояние между фермами.

Если площадь пояса ω, то добавочное напряжение в нем от ветра равно

$$\sigma' = \frac{S}{\omega}.$$

Это добавочное напряжение прибавляется к полученному раньше от действия одной вертикальной нагрузки и сопоставляется с допускаемым напряжением, которое при совместном действии вертикальной нагрузки и ветра принимается несколько увеличенным (см. стр. 371).

Если условие прочности не выполняется, необходимо увеличить сечение пояса.

Так как в балке со сплошной стенкой пояса не имеют резко обозначенной границы, то за площадь ω пояса принимают (фиг. 946) площадь netto всех горизонтальных листов пояса, уголков и некоторой полосы вертикального листа. Ширина этой полосы берется равной ширине полок уголков или раза в полтора больше.

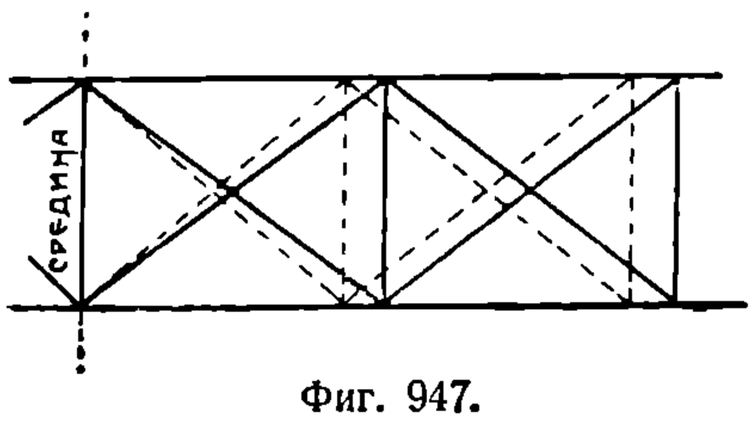
Фиг. 946.

Диагонали и распорки ветровых связей расчитываются на невыгоднейшую нагрузку от ветра. Если давление определено в случае отсутствия поезда, то нагрузка имеет характер постоянной, одновременно загружающей весь пролет. В случае присутствия поезда на мосту часть нагрузки, получающаяся от давления ветра на фермы и на проезжую часть,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

подобна постоянной, а та часть, которая действует на поезд, является подвижной, перемещающейся вместе с поездом.

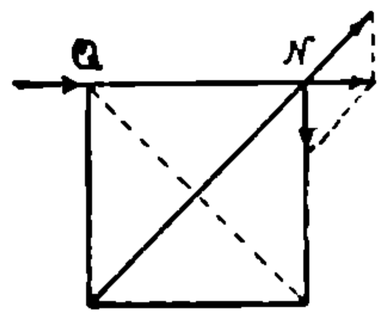
При небольших пролетах усилия в диагоналях и распорках получаются незначительными даже для крайних панелей, а потому часто ограничиваются определением размеров крайней диагонали и крайней стойки, и если они не превосходят уголков сечения $75 \times 50 \times 8$ или $75 \times 75 \times 8$, — берут и все остальные стойки и диагонали того же сечения, так как меньшие размеры уголков не рекомендуются в виду разрушения железа ржавчиной. Если же сечения для крайней панели получаются больше указанных профилей, — ставят его на две-три панели от концов, а для середины сечения уменьшают до предельной величины.



Фиг. 947.

При подборе сечений диагоналей по усилиям, найденным от нагрузки ветром, им дают запас около 30%, имея в виду, что диагонали подвергаются, кроме учтенных нагрузок, изгибающему действию собственного веса и сжимающим или растягивающим усилиям от сжатия или растяжения поясов ферм под действием вертикальной нагрузки. На фиг. 947 изображена часть верхней ветровой системы; при нагрузке поездом пояса сжимаются, узлы перемещаются, и диагонали должны сократить свою длину, что и происходит под действием возникающих в них сжимающих усилий.

Вертикальные связи помещаются в виде крестов по концам фермы и во всех промежуточных плоскостях, проходящих через распорки горизонтальных связей; в таком случае для них приходится добавлять лишь диагонали. Предполагается, что диагонали промежуточных связей передают на нижние связи $^3/_5$ давления ветра на проезжую часть и поезд; диагональ должна быть расчитана поэтому на силу Q (фиг. 948), соответствующую $^3/_5$ давления ветра на проезжую часть и поезд на *длину одной панели* ветровых связей. В виду незначительной величины этой силы диагонали берут по конструктивным соображениям из уголков $75 \times 75 \times 8$ или $75 \times 50 \times 8$, или немного больше.



Фиг. 948.

Диагонали опорных крестов передают вниз на опоры все давление ветра, собираемое верхней системой горизонтальных связей. Их надо поверить на наибольшее опорное давление Q (фиг. 948) ветровой верхней фермы.

134. Неразрезные и консольные балки. — Поверка неразрезных и консольных балок отличается от поверки простых балок лишь в отношении определения наибольших моментов изгиба и поперечных сил. Искомые величины от подвижной нагрузки находятся по соответственным линиям влияния, а по последним можно найти искомые величины и от постоянной нагрузки.

Моменты и поперечные силы определяются для различных сечений. Сечения приходится брать на равных расстояниях, причем пролет, в зависимости от длины его, разбивается на 6, 8 или 10 частей. Сечения балки

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Ординаты линий влияния моментов.

(Для пролета 1; чтобы получить для пролета l, надо ординаты умножить на l.)

№ ординаты	Опорный момент	Моменты в сечениях первого пролета					Моменты в сечениях среднего пролета		
	M_{10}	M_2	M_4	M_5	M_6	M_8	M_{12}	M_{14}	M_{16}
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	— 0,0264	+ 0,07472	+ 0,04944	+ 0,0368	+ 0,02416	— 0,00112	— 0,0198	— 0,0132	— 0,0099
2	— 0,0512	+ 0,14976	+ 0,09952	+ 0,0744	+ 0,04928	— 0,00096	— 0,0384	— 0,0256	— 0,0192
3	— 0,072[illegible]	+ 0,12544	+ 0,15088	+ 0,1136	+ 0,07632	+ 0,00176	— 0,0546	— 0,0364	— 0,0273
4	— 0,0896	+ 0,10208	+ 0,20416	+ 0,1552	+ 0,10624	+ 0,00832	— 0,0672	— 0,0448	— 0,0336
5	— 0,1000	+ 0,08000	+ 0,16000	+ 0,2000	+ 0,14000	+ 0,02000	— 0,0750	— 0,0500	— 0,0375
6	— 0,1024	+ 0,05952	+ 0,11904	+ 0,1488	+ 0,17856	+ 0,03808	— 0,0768	— 0,0512	— 0,0384
7	— 0,0952	+ 0,04096	+ 0,08192	+ 0,1024	+ 0,12288	+ 0 06384	— 0,0714	— 0,0476	— 0,0357
8	— 0,0768	+ 0,02464	+ 0,04928	+ 0,0616	+ 0,07392	+ 0,03856	— 0,0576	— 0,0384	— 0,0288
9	— 0,0456	+ 0,01088	+ 0,02176	+ 0,0272	+ 0,03264	+ 0,04352	— 0,0342	— 0,0288	— 0,0171
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	— 0,039	— 0,0078	— 0,0156	— 0,0195	— 0,0234	— 0,0312	+ 0,0458	+ 0,0306	+ 0,0230
12	— 0,064	— 0,0128	— 0,0256	— 0,0320	— 0,0384	— 0,0512	+ 0,1024	+ 0,0688	+ 0,0520
13	— 0,077	— 0,0154	— 0,0308	— 0,0385	— 0,0462	— 0,0616	+ 0,0686	+ 0,1142	+ 0,0870
14	— 0,080	— 0,0160	— 0,0320	— 0,0400	— 0,0480	— 0,0640	+ 0,0432	+ 0,1664	+ 0,1280
15	— 0,075	— 0,0150	— 0,0300	— 0,0375	— 0,0450	— 0,0600	+ 0,0250	+ 0,1250	+ 0,1750
16	— 0,064	— 0,0128	— 0,0256	— 0,0320	— 0,0384	— 0,0512	+ 0,0128	+ 0,0896	+ 0,1280
17	— 0,049	— 0,0098	— 0,0196	— 0,0245	— 0,0294	— 0,0392	+ 0,0054	+ 0,0598	+ 0,0870
18	— 0,032	— 0,0064	— 0,0128	— 0,0160	— 0,0192	— 0,0256	+ 0,0016	+ 0,0352	+ 0,0520
19	— 0,015	— 0,0030	— 0,0060	— 0,0075	— 0,0090	— 0,0120	+ 0,0002	+ 0,0154	+ 0,0230
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	+ 0,0114	+ 0,00228	+ 0,00456	+ 0,0057	+ 0,00684	+ 0,00912	0	— 0,0114	— 0,0171
22	+ 0,0192	+ 0,00384	+ 0,00768	+ 0,0096	+ 0,01152	+ 0,01536	0	— 0,01 2	— 0,0288
23	+ 0,0238	+ 0,00476	+ 0,00952	+ 0,0119	+ 0,01428	+ 0,01904	0	— 0,0238	— 0,0357
24	+ 0,0256	+ 0,00512	+ 0,01024	+ 0,0128	+ 0,01536	+ 0,02048	0	— 0,0256	— 0,0384
25	+ 0,0250	+ 0,00500	+ 0,01000	+ 0,0125	+ 0,01500	+ 0,02000	0	— 0,0250	— 0,0375
26	+ 0,0224	+ 0,00448	+ 0,00896	+ 0,0112	+ 0,01344	+ 0,01792	0	— 0,0224	— 0,0336
27	+ 0,0182	+ 0,00364	+ 0,00728	+ 0,0091	+ 0,01092	+ 0,01456	0	— 0,0182	— 0,0273
28	+ 0,0128	+ 0,00256	+ 0,00512	+ 0,0064	+ 0 00768	+ 0,01024	0	— 0,0128	— 0,0192
29	+ 0,0066	+ 0,00132	+ 0,00264	+ 0,0033	+ 0,00396	+ 0,00528	0	— 0,0066	— 0,0099
30	+ 0,0	0	0	0	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Ординаты линий влияния реакций опор и поперечных сил.

(Не зависят от величины пролета.)

№ ординаты	Опорные реакции		Поперечные силы		
	$D_0 = Q_0$	D_{10}	Q'_{10} — левее опоры 10	Q''_{10} — правее опоры 10	Q_{15} в средине
0	— 1,0000	0	0	0	0
1	— 0,8736	— 0,1594	+ 0,1264	— 0,033	— 0,033
2	— 0,7488	— 0,3152	+ 0,2512	— 0,064	— 0,064
3	— 0,6272	— 0,4638	+ 0,3728	— 0,091	— 0,091
4	— 0,5104	— 0,6016	+ 0,4896	— 0,112	— 0,112
5	— 0,4000	— 0,7250	+ 0,6000	— 0,125	— 0,125
6	— 0,2976	— 0,8304	+ 0,7024	— 0,128	— 0,128
7	— 0,2048	— 0,9142	+ 0,7922	— 0,119	— 0,119
8	— 0,1232	— 0,9728	+ 0,8768	— 0,096	— 0,096
9	— 0,0547	— 1,0026	+ 0,9456	— 0,057	— 0,057
10	0	— 1,0000	+ 1,0000 0,0	0,0 1,0000	0
11	+ 0,039	— 0,963	+ 0,039	— 0,924	+ 0,076
12	+ 0,064	— 0,896	+ 0,064	— 0,832	+ 0,168
13	+ 0,077	— 0,804	+ 0,077	— 0,728	+ 0,272
14	+ 0,080	— 0,696	+ 0,080	— 0,616	+ 0,384
15	+ 0,075	— 0,575	+ 0,075	— 0,500	+ 0,500 — 0,500
16	+ 0,064	— 0,448	+ 0,064	— 0,384	— 0,384
17	+ 0,049	— 0,321	+ 0,049	— 0,272	— 0,272
18	+ 0,032	— 0,200	+ 0,032	— 0,168	— 0,168
19	+ 0,015	— 0,091	+ 0,015	— 0,076	— 0,076
20	0	0	0	0	0
21	— 0,0114	+ 0,0684	— 0,0114	+ 0,057	+ 0,057
22	— 0,0192	+ 0,1152	— 0,0192	+ 0,096	+ 0,096
23	— 0,0238	+ 0,1428	— 0,0238	+ 0,119	+ 0,119
24	— 0,0256	+ 0,1536	— 0,0256	+ 0,128	+ 0,128
25	— 0,0250	+ 0,1500	— 0,0250	+ 0,125	+ 0,125
26	— 0,0224	+ 0,1344	— 0,0224	+ 0,112	+ 0,112
27	— 0,0182	+ 0,1092	— 0,0182	+ 0,091	+ 0,091
28	— 0,0128	+ 0,0768	— 0,0128	+ 0,064	+ 0,064
29	— 0,0066	+ 0,0396	— 0,0066	+ 0,033	+ 0,033
30	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДІІТ)

проверяются в каждом делении; величина момента инерции изменяется при помощи большего или меньшего количества горизонтальных листов; в случае надобности, можно изменить и поясные уголки; можно под уголки положить полосы вертикальных листов; можно, наконец, добавить по 2 вертикальных листа, толщиною не менее 8 *мм* каждый. Это особенно пригодно над промежуточными опорами, где получаются наибольшие косые (главные) напряжения.

Построение линий влияния для консольной балки — задача элементарная, не требующая каких-либо справок.

Что касается неразрезных балок, теория их изложена в моем Курсе железобетонных мостов; отсылая для решения общего случая к этому источнику, а для балки в 2 пролета и к таблице в n° 128, приведем здесь две таблицы (стр. 609 и 610) ординат линий влияния для балки в три *равных* пролета.

Для постоянной нагрузки приводим значения моментов для трехпролетной балки с равными пролетами.

1-й пролет:

$\frac{x}{l}=0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0	
$M=0$	0,035	0,060	+ 0,075	+ 0,080	0,075	+ 0,060	+ 0,035	0	— 0,0213	— 0,045	— 0,0713	— 0,100	$\times gl^2$

2-й пролет:

$\frac{x}{l}=0$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,2764	0,3	0,4	0,5	
$M=-0,100$	— 0,0763	— 0,055	— 0,0363	— 0,020	0	+ 0,005	+ 0,020	+ 0,025	$\times gl^2$

Давление на крайнюю опору $= 0{,}4\ gl.$
„ „ среднюю опору $= 1{,}1\ gl.$

При вычислении таблиц балка предположена разделенной на 30 равных частей (по 10 частей на пролет), деления обозначены числами от 0 до 30 слева направо. В таблицах даны ординаты следующих линий влияния:

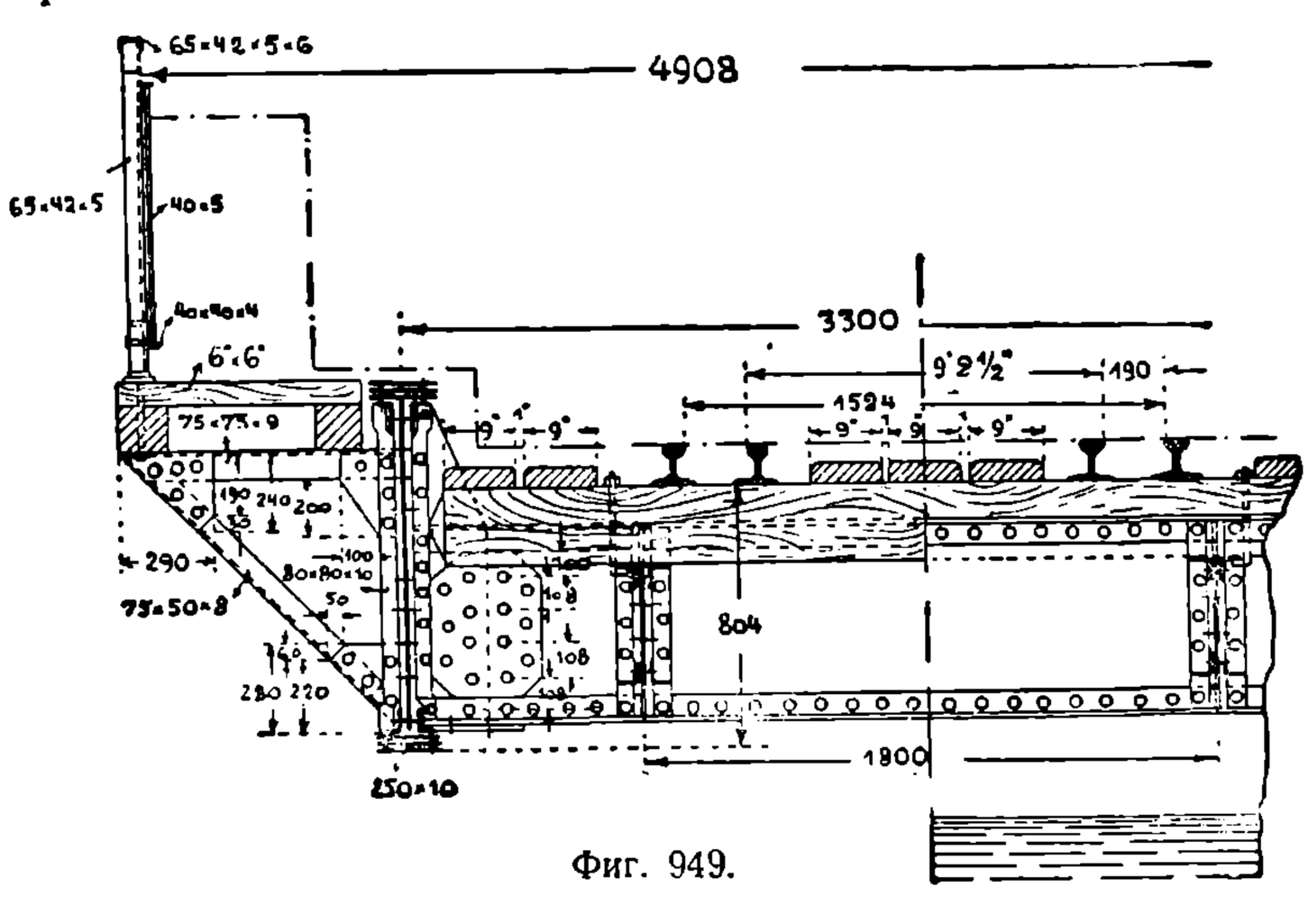
опорных моментов M_{10} и M_{20};
моментов M_2, M_4, M_5, M_6 и M_8 для первого пролета;
моментов M_{12}, M_{14} и M_{15} для среднего пролета;
давления на крайнюю опору D_0;
давления на среднюю опору D_{10};
поперечных сил у опор $Q_0 = D_0$, Q'_{10}, Q''_{10}, и в середине пролета Q_{15}.

135. Пример. — Расчет пролетного строения длиною 5 саж., с ездою понизу [1]). — Пролетное строение состоит из двух главных балок двутаврового сечения со сплошною стенкою с параллельными поясами. Расстояние между главными балками 3,30 *м*. Деревянные поперечины, поддерживающие рельсы, лежат на продольных железных балках, поставленных на взаимном расстоянии 1,80 *м*. Поперечные балки прикреплены к главным балкам через

[1]) Пример взят из сборника пояснительных записок Московской окружной ж. д.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

2,3 *м*. Балки проезжей части так расположены (фиг. 949) по высоте относительно главных балок, что верхние пояса их входят в нижний уступ габарита; перила вынесены на консолях на расстояние полной ширины габарита; на консолях же расположены тротуары, состоящие из дощатого настила, уложенного на двух деревянных прогонах; консоли размещены в тех же поперечных плоскостях, что и поперечные балки. Горизонтальные связи имеются между продольными балками и между главными фермами; последние расположены в плоскости нижних поясов главных балок.



Фиг. 949.

Деревянные поперечины имеют сечение $9 \times 10'' = 230 \times 254$ *мм*; расстояние между осями их 380 *мм*. Толщина дощатого настила $2^1/_2''$; контр-рельсы расположены внутри колеи так, что просвет между головками рельса и контр-рельса равен 190 *мм*.

Опорные подушки плоские.

Данные для расчета.

Пролет в свету	5,00 саж. = 10,67 *м*
Расчетный пролет	$l = 11{,}50$ „
Расстояние между осями ферм	= 3,30 „
Высота фермы посредине	= 1,14 „ $= {}^1/_{10}\, l$

Заклепки во всех частях пролетного строения приняты диаметра $d = 20$ *мм* и $d = 22$ *мм*.

а) *Проезжая часть*. Допускаемые напряжения в железных балках проезжей части [1]):

на изгиб

$$R_1 = 650\ кг/см^2;$$

на скалывание стенки

$$R_2 = 0{,}75\, R_1 = 488\ кг/см^2,$$

[1]) Расчет произведен по старым нормам 1893 г. для нагрузок и для напряжений.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

но с тем, чтобы главные нормальные напряжения не превосходили

$$R_1 = 650\ кг/см^2;$$

на срезывание в заклепках, прикрепляющих продольные балки к поперечным и поперечные к фермам

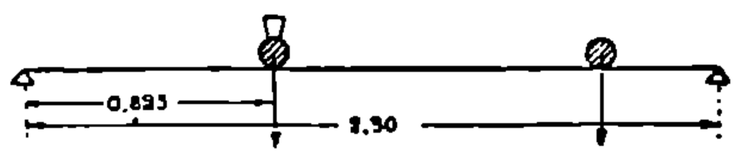
$$R_3 = 500\ кг/см^2.$$

Продольные балки имеют пролет, равный расстоянию между осями поперечных балок, $l = 2{,}30$ *м*.

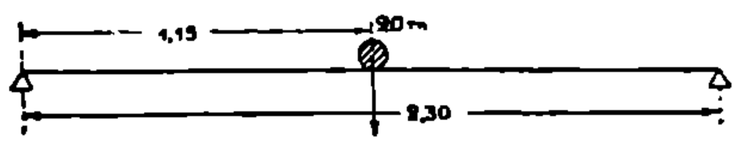
Высота продольной балки равна $0{,}37\ м = \frac{0{,}37}{2{,}30} l = \frac{1}{6} l$.

Постоянная нагрузка продольных балок подсчитана, как указано в n^0 128, и найдена равной 330 *кг/м*.

Временная нагрузка продольных балок состоит из 4-осного паровоза, весом 60 *т*, расположенного невыгоднейшим образом на балке, или из одной оси в 20 *т* [1]).



Фиг. 950.



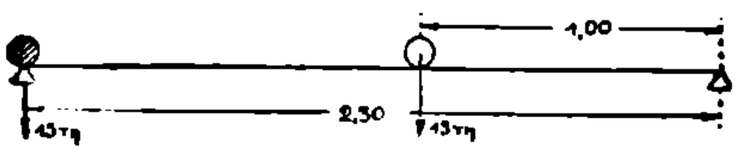
Фиг. 951.

Наибольший момент изгиба для двух этих случаев нагрузок равен соответственно расположению, показанному на фигурах 950, 951:

$$\max M = \frac{1}{2} \times 30 \times \frac{0{,}825^2}{2{,}3} \times 10^5 = 443886\ кг \cdot см,$$

$$\max M = \frac{1}{2} \times 20 \times \frac{2{,}30}{4} \times 10^5 = 575000\ кг \cdot см.$$

Наибольшая поперечная сила от временной нагрузки будет (фиг. 952):



Фиг. 952.

$$\max Q = \left[15 + \frac{15 \times 1}{2{,}3}\right] 1000 = 10761\ кг.$$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{330 \times 2{,}30^2}{8} \times 100 = 21821\ кг \cdot см.$$

Поперечная сила от постоянной нагрузки на опоре:

$$Q_p = \frac{pl}{2} = \frac{330 \times 2{,}30}{2} = 380\ кг.$$

Изгибающий момент от полной нагрузки:

$$\max M = 575000 + 22821 = 596821\ кг \cdot см.$$

Поперечная сила на опоре от полной нагрузки:

$$\max Q = 10761 + 380 = 11141\ кг.$$

[1]) Нормы нагрузок 1896 г. требовали поверки проезжей части на давление 4 осей паровоза по 15 *т* каждая или одной перегруженной оси паровоза весом 20 *т*, — что окажется более невыгодным.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

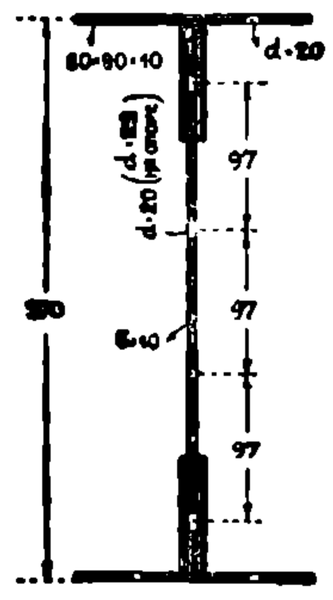
Сечение продольной балки состоит (фиг. 953) из вертикального листа 370×10 и 4 уголков $80 \times 80 \times 10$.

Момент инерции сечения brutto:

$$I_{br} = \frac{37^2}{12} + 4(87{,}2 + 15{,}11 \times 16{,}16^2) = 20353 \ см^4.$$

Момент инерции сечения netto:

$$I = 20353 - [2 \times 2{,}0 \times 18^2 + 2{,}0\,(2 \times 4{,}85^2 + 2 \times 14{,}55^2)] = 17269 \ см^4.$$



Фиг. 953.

Момент сопротивления:

$$W = \frac{I}{z} = \frac{17269}{18{,}5} = 933 \ см^3.$$

Напряжение на изгиб:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{596821}{933} = 639{,}8 < 650 \ кг/см^2.$$

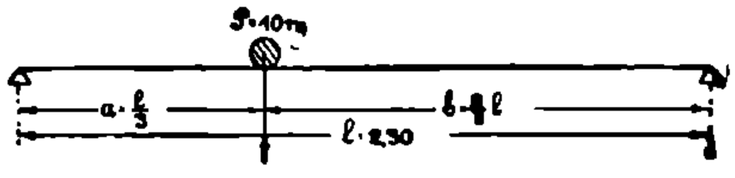
Статический момент полусечения относительно нейтральной оси:

$$S = \frac{18{,}5^2}{2} + 2 \times 15{,}11 \times 16{,}16 = 659 \ см^3.$$

Скалывающее напряжение по нейтральной оси:

$$R_2 = \frac{97}{97 - 22} \times \frac{Q \times S}{\delta \times I_{br}} = 1{,}293 \times \frac{11141 \times 659}{1 \times 20353} = 466{,}4 < 488 \ кг/см^2.$$

Поверим прочность сечения на главные напряжения на опоре по оси заклепки поясного уголка, рассматривая продольную балку как заделанную концами. (Случай загружения осью в 20 *т*, как наиболее невыгодный.)



Фиг. 954.

Наибольший момент от временной нагрузки на опоре (фиг. 954):

$$\max M_1' = P \times \frac{ab^2}{l^2} = 10^4 \times \frac{4 \times 2{,}3}{27} \times 10^2 = 340741 \ кг \cdot см.$$

Момент от постоянной нагрузки:

$$M_p = \frac{1}{12} pl^2 = \frac{1}{12} \times 330 \times 2{,}3^2 \times 100 = 14548 \ кг \cdot см.$$

Момент от полной нагрузки:

$$\max M_0 = 340741 + 14548 = 355289 \ кг \cdot см.$$

Перерезывающая сила на опоре от временной нагрузки (при загружении, соответствующем max *M*):

$$Q_0 = P\left(\frac{l^3 - 3a^2l + 2a^3}{l^3}\right) = \frac{20}{27} P = 7407 \ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

Перерезывающая сила на опоре от постоянной нагрузки:

$$Q_p = \frac{pl}{2} = \frac{330 \times 2{,}3}{2} = 380 \text{ кг.}$$

Перерезывающая сила от полной нагрузки:

$$Q_1 = 7407 + 380 = 7787 \text{ кг.}$$

Нормальное напряжение по оси заклепки поясного уголка:

$$\sigma_2 = \frac{M \times y}{I} = \frac{355289 \times 14{,}5}{17269} = 300 \text{ кг/см}^2.$$

Статический момент части полусечения, лежащей выше оси заклепки поясного уголка, относительно нейтральной оси:

$$S' = 4 \times 16{,}5 + 2 \times 15{,}11 \times 16{,}16 = 554 \text{ см}^3.$$

Скалывающее напряжение по оси заклепки поясного уголка:

$$t = \frac{97}{97 - 22} \times \frac{Q_1 \times S'}{\delta \times I_{br}} = 1{,}293 \times \frac{7787 \times 554}{1 \times 20353} = 274 \text{ кг/см}^2.$$

Главное скалывающее напряжение:

$$\max t' = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + t^2} = \sqrt{150^2 + 274^2} = 313 < 488 \text{ кг/см}^2.$$

Главное нормальное напряжение:

$$\max \sigma' = 150 + \sqrt{150^2 + 274^2} = 463 < 650 \text{ кг/см.}$$

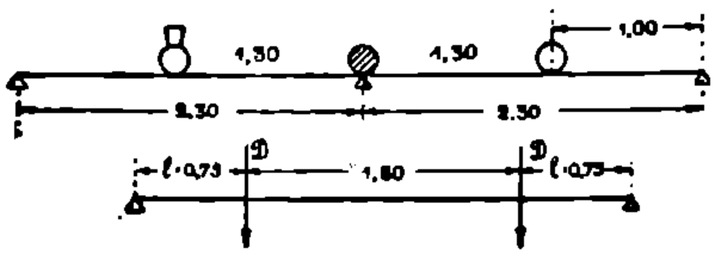
Количество заклепок диаметра $d = 22$ *мм* двойного перерезывания [1]) для прикрепления продольных балок к поперечным:

$$n = 0{,}6 \times \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4} \times R_3} = 0{,}6 \times \frac{11141}{\frac{3{,}14 \times 2{,}2^2}{4} \times 500} = 3{,}5;$$

принято 4 заклепки.

Поперечная балка. — Расчетный пролет ее равен расстоянию между осями ферм: $l = 3{,}30$ *м*.

Высота вертикальной стенки принята $0{,}62 \text{ м} = \frac{1}{5{,}3} l$.



Фиг. 955.

Поперечные балки подвержены действию двух грузов D (фиг. 955), приложенных в расстоянии 0,75 *м* от опор (т. е. в местах прикрепления продольных балок) и равных опорному давлению двух смежных продольных балок.

Давление от постоянной нагрузки:

$$D_p = 330 \times 2{,}3 = 759 \text{ кг.}$$

[1]) Поверка на смятие учтена здесь увеличением заклепок на двойное срезывание на 20% (0,6 вместо 0,5).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

От временной нагрузки наибольшее давление D_k будет при расположении паровоза на продольных балках, показанном на фиг. 955:

$$D_k = \frac{1}{2}\left(15 + \frac{30 \times 1{,}0}{2{,}3}\right) 1000 = 14022 \text{ кг}.$$

От полной нагрузки:

$$D = 759 + 14022 = 14781 \text{ кг}.$$

Собственный вес поперечной балки принят равным $p = 130$ кг/м.

Наибольший изгибающий момент посредине балки:

от собственного веса:

$$M' = \frac{pl^2}{8} = \frac{130 \times 3{,}3^2}{8} \times 100 = 17696 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

от сосредоточенных грузов:

$$M'' = D \times c = 14781 \times 0{,}75 \times 100 = 1108575 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

от полной нагрузки:

$$\max M = M' + M'' = 1126271 \text{ кг. см}.$$

Изгибающий момент в расстоянии 0,75 м от опор:

от собственного веса:

$$\frac{p \cdot c(l-c)}{2} = 130 \times \frac{0{,}75 \times 2{,}55}{2} \times 100 = 12431 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

от сосредоточенных грузов:

$$M_k = 1108575 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

от полной нагрузки:

$$M_1 = 1121006 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Перерезывающая сила на опоре:

от собственного веса:

$$Q' = \frac{130 \times 3{,}3}{2} = 215 \text{ кг};$$

от сосредоточенных грузов:

$$Q'' = D = 14781 \text{ кг};$$

от полной нагрузки:

$$\max Q = Q' + Q'' = 14996 \text{ кг}.$$

Перерезывающая сила в расстоянии 0,75 м от опор:

от собственного веса:

$$p\left(\frac{1}{2} - c\right) = 130 \times 0{,}90 = 117 \text{ кг};$$

от сосредоточенных грузов:

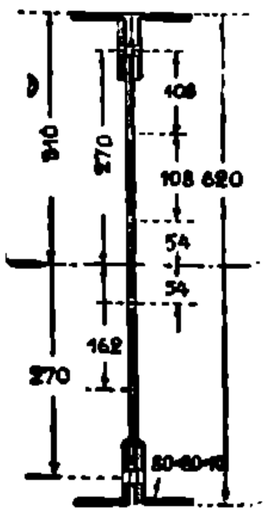
$$D = 14781 \text{ кг};$$

от полной нагрузки:

$$Q_1 = 14898 \text{ кг}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Сечение поперечной балки состоит (фиг. 956) из вертикального листа 620×10 *мм*, 4 уголков $80 \times 80 \times 10$ *мм*.



Фиг. 956.

Момент инерции сечения brutto:

$$I_{br} = \frac{62^3}{12} + 4\,(87{,}2 + 15{,}11 \times 28{,}66^2) = 69855 \ см^4.$$

Момент инерции сечения netto:

$$I = 69855 - 2{,}2 \times 2\,(5{,}4^2 + 16{,}2^2 + 3 \times 27^2) = 58949 \ см^4.$$

Момент сопротивления:

$$W = \frac{I}{z} = \frac{58949}{31} = 1901 \ см^3.$$

Рабочая площадь сечения:

$$\omega = 4\,(15{,}11 - 2{,}2) + (62 - 6 \times 2{,}2) = 100{,}44 \ см^2.$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси:

$$S = 2 \times 15{,}11 \times 28{,}66 + 31 \times \frac{31}{2} = 1347 \ см^3.$$

Статический момент части полусечения, лежащей выше оси заклепки поясного уголка, относительно нейтральной оси сечения:

$$S' = 2 \times 15{,}11 \times 28{,}66 + 4 \times 29 = 982 \ см^3.$$

Усилие в крайней поперечной балке, как в распорке ветровых связей:

$$V_0 = V \frac{l}{2} = 520 \times \frac{11{,}5}{2} = 2990 \ кг,$$

где $V = [1{,}14 + (3{,}00 - 0{,}20)]\ 132 = 520$ *кг* = давлению ветра на погонный *м* фермы и подвижного состава; $l = 11{,}5$ *м* — пролет фермы.

Напряжение [1]) в поясах поперечной балки при совместном действии сжатия и изгиба:

$$R = \frac{M}{W} + \frac{0{,}5 \times V_0}{\omega} = \frac{1126271}{1901} + \frac{0{,}5 \times 2990}{100{,}44} = 607{,}3 < 650 \ кг/см^2.$$

Главные напряжения определим по оси заклепок поясного уголка в месте прикрепления продольных балок к поперечным.

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{M_1 \times y}{I} + \frac{0{,}5 \times V_0}{\omega} = \frac{1121006 \times 27}{58949} + \frac{0{,}5 \times 2990}{100{,}44} = 528{,}4 \ кг/см^2.$$

Скалывающее напряжение:

$$t = \frac{100}{100 - 22} \times \frac{Q_1 \times S'}{\delta \times I_{br}} = 1{,}282 \times \frac{14898 \times 982}{1 \times 69855} = 268{,}6 \ кг/см^2.$$

[1]) Вместо повышения допускаемого напряжения раньше рекомендовали брать в учет лишь половину усилия от ветра.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Главное скалывающее напряжение:

$$\max t' = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + t^2} = \sqrt{264{,}2^2 + 268{,}6^2} = 376{,}8 < 488 \ кг/см^2.$$

Главное нормальное напряжение:

$$\max \sigma' = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + t^2} = 264{,}2 + 376{,}8 = 641 < 650 \ кг/см^2.$$

Скалывающее напряжение на опоре по нейтральной оси сечения:

$$R_2 = \frac{108}{108 - 22} \times \frac{Q \times S}{\delta \times I_{br}} = 1{,}256 \times \frac{14996 \times 1347}{1 \times 69855} = 358 < 488 \ кг/см^2.$$

Количество заклепок диаметра $d = 22$ *мм* двойного перерезывания для прикрепления поперечной балки к ферме:

$$n = 0{,}6 \times \frac{\max Q}{\frac{\pi d^2}{4} \times R_3} = 0{,}6 \times \frac{14996}{\frac{3{,}14 \times 2{,}2^2}{4} \times 500} = 4{,}7;$$

принято 6 заклепок.

б) *Главные балки.* — Постоянная нагрузка принята равной $p = 800$ *кг* на погонный *м* балки.

Временную нагрузку, по циркуляру от 15 января 1896 г. за № 753, принимаем в виде паровоза с 4 осями и давлением каждой оси 15 *т* и тендера с давлением оси в 12,5 *т*.

Давление ветра принято по циркуляру от 5 января 1884 г. за № 60 в 132 *кг/м²* в случае нагружения моста поездом и в 235 *кг/м²* в случае отсутствия поезда на мосту.

По тому же циркуляру на погонный *м* приходится поверхность поезда в 3 *м²*, что за вычетом части поверхности поезда, прикрытой фермами, дает $(3{,}0 - 0{,}2) = 2{,}8$ *м²*.

Первый случай давления ветра, как наиболее невыгодный, принят в расчет.

В виду того, что конструкция моста допускает устройство только нижних связей, давление ветра полностью передается им.

Нагрузку на погонный *м* ветровых связей составляют:

давление ветра на ферму	$132 \times 1{,}14 = 150$ *кг*
давление ветра на подвижной состав	$132 \times 2{,}8 = 370$ „
итого	$V = 520$ *кг*.

Допускаемые напряжения приняты следующие:

Основное допускаемое напряжение на изгиб от действия одной вертикальной нагрузки:

$$R_1 = 675 + 2l = 698 \ кг/см^2.$$

На скалывание:

$$R_2 = 0{,}75 \times R_1 = 524 \ кг/см^2,$$

но с тем, чтобы главное нормальное напряжение не превосходило 698 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДІТ)

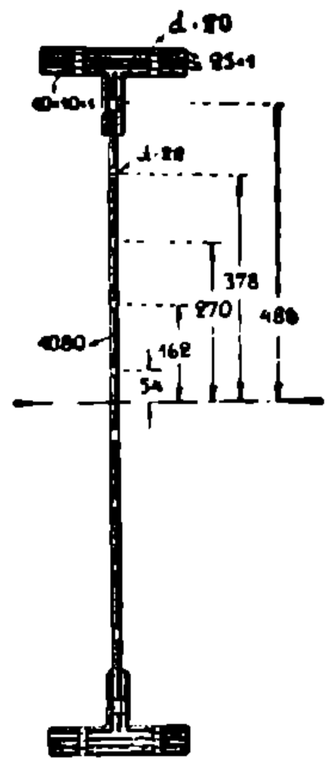
На перерезывание в заклепках:

$$R_3 = 0{,}8 \times 698 = 558 \ кг/см^2.$$

На изгиб при совместном действии вертикальной нагрузки и ветра:

$$R_1' = 675 + 4l = 721 \ кг/см^2.$$

Сечение главной балки состоит (фиг. 957) из вертикального листа 1080×10 *мм*, уголков $100 \times 100 \times 10$ *мм*, от одной до трех пар горизонтальных листов 250×10 *мм*.



Фиг. 957.

Момент инерции сечения brutto с одной парой горизонтальных листов:

$$I_{br}' = \frac{108^3}{12} + 4\,(176{,}3 + 19{,}17 \times 51{,}18^2) + 2 \times 25 \times 54{,}5^2 = 455049 \ см^4.$$

Момент инерции сечения netto:

$$I' = 455049 - [2 \times 2{,}2\,(5{,}4^2 + 16{,}2^2 + 27{,}0^2 + 37{,}8^2 + 48{,}6^2) + 4 \times 2 \times 2 \times 54^2] = 387223 \ см^4.$$

Момент сопротивления сечения:

$$W_1 = \frac{I'}{z} = \frac{387223}{55} = 7040 \ см^3.$$

Статический момент (brutto) части полусечения, лежащей выше оси заклепок поясного уголка, относительно нейтральной оси:

$$S' = 5{,}4 \times 51{,}3 + 2 \times 19{,}17 \times 51{,}18 + 25 \times 54{,}5 = 3604 \ см^3.$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси:

$$S = \frac{54^2}{2} + 2 \times 19{,}17 \times 51{,}18 + 25 \times 54{,}5 = 4783 \ см^3.$$

Рабочая площадь пояса состоит из:

1 горизонтального листа	250×10 *мм* с площ.	$= 25 - 2 \times 2 = 21{,}00$ *см*²
2 уголков	$100 \times 100 \times 10$ *мм* с площ.	$= 2\,(19{,}17 - 2{,}2) = 33{,}94$
части вертикального листа	200×10 *мм* с площ.	$= 20 - 2 \times 2{,}2 = 15{,}6$
		$\omega' = 70{,}54$ *см*²

Сечение с 2-мя парами горизонтальных листов:

$$I_{br}'' = 455049 + 2 \times 25 \times 55{,}5^2 = 609062 \ см^4$$
$$I'' = 387223 + 2\,(25 - 2 \times 2)\,55{,}5^2 = 516593 \ см^4$$
$$W'' = \frac{I''}{z} = \frac{516593}{56} = 9225 \ см^3.$$

Статический момент части полусечения, лежащей выше оси заклепки поясного уголка, относительно нейтральной оси сечения:

$$S'' = 3604 + 25 \times 55{,}5 = 4992 \ см^2.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Рабочая площадь сечения пояса:

$$\omega'' = 70{,}54 + 21 = 91{,}54 \ см^2.$$

Сечение с 3-мя парами горизонтальных листов:

$$I'''_{бг} = 609062 + 2 \times 25 \times 56{,}5^2 = 768674 \ см^4$$

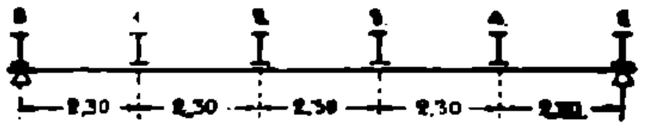
$$I''' = 516593 + 2\,(25 - 2 \times 2)\,56{,}5^2 = 650667 \ см^4$$

$$W''' = \frac{I'''}{z} = \frac{650667}{57} = 11415 \ см^3$$

$$S''' = 4992 + 25 \times 56{,}5 = 6404 \ см^3$$

$$\omega''' = 91{,}54 + 21 = 112{,}54 \ см^2.$$

Поверка прочности балки. — Нагрузка от подвижного состава и веса проезжей части передается при помощи продольных и поперечных балок в узлы, соответствующие месту прикрепления поперечных балок к фермам (фиг. 958).



Фиг. 958.

Наибольший изгибающий момент будет в узле 2 и при расположении паровоза, показанном на фиг. 959.

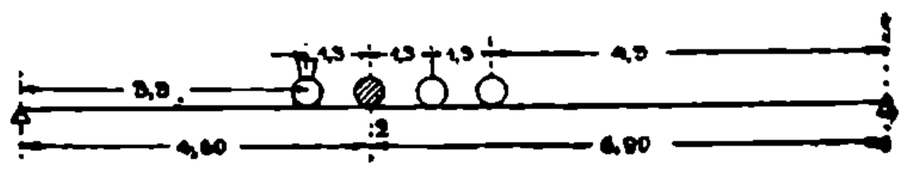
$$M' = \frac{1}{2}\left(\frac{60 \times 6{,}25 \times 4{,}6}{11{,}5} - 15 \times 1{,}3\right) 10^5 = 6525000 \ кг \cdot см.$$

Прибавляя изгибающий момент от постоянной нагрузки, получим:

$$M_2 = M' + M'' = 6525000 + 1269600 = 7794600 \ кг \cdot см.$$

Растягивающее усилие от действия ветра в панели 3:

$$U = \frac{Vx\,(l - x)}{2a} = \frac{520 \times 4{,}6 \times 6{,}9}{2 \times 3{,}3} = 2501 \ кг.$$



Фиг. 959.

Момент сопротивления сечения с 3-мя парами горизонтальных листов:

$$W''' = 11415 \ см^3.$$

Рабочая площадь сечения:

$$\omega''' = 112{,}54 \ см^2.$$

Напряжение на изгиб от действия вертикальной нагрузки:

$$\sigma_1 = \frac{M_2}{W'''} = \frac{7794600}{11415} = 682{,}9 < 698 \ кг/см^2.$$

Напряжение от совместного действия вертикальной нагрузки и ветра:

$$\sigma_1 = 682{,}9 + \frac{2501}{112{,}54} = 705{,}1 < 721 \ кг/см^2.$$

Изгибающий момент от временной нагрузки в узле 1 будет наибольшим при расположении поезда на балке по фиг. 960:

$$M' = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{60 \times 8{,}55 + 25 \times 1{,}3}{11{,}5}\right) 2{,}3 - 15 \times 1{,}3\right] 10^5 = 4480000 \ кг \cdot см.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M'' = \frac{px(l-x)}{2} = \frac{800 \times 2{,}3 \times 9{,}2}{2} \times 100 = 846400 \ кг \cdot см.$$

Изгибающий момент от полной нагрузки:

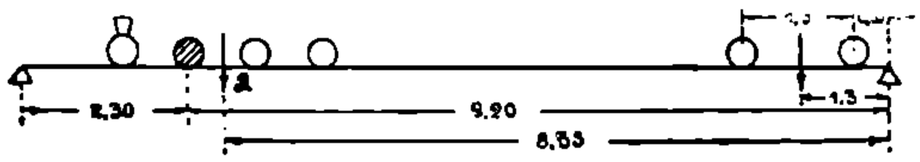
$$M_1 = 4480000 + 846400 = 5326400 \ кг \cdot см.$$

Растягивающее усилие от действия ветра в панели 2:

$$U = \frac{Vx(l-x)}{2a} = \frac{520 \times 2{,}3 \times 9{,}2}{2 \times 3{,}3} = 1667 \ кг.$$

Теоретическое начало третьей пары горизонтальных листов находится в расстоянии 3,3 *м* от опоры.

Полагая, что M между узлами изменяется по закону прямой, имеем в указанном сечении изгибающий момент:



Фиг. 960.

$$M''' = \frac{M_2 - M_1}{2{,}3}(3{,}3 - 2{,}3) + M_1 =$$

$$= \frac{(7794600 - 5326400)1{,}0}{2{,}3} + 5326400 = 6399530 \ кг \cdot см.$$

Момент сопротивления сечения с 2-мя парами горизонтальных листов

$$W'' = 9225 \ см^3.$$

Напряжение на изгиб:

$$\sigma = \frac{M'''}{W''} = \frac{6399530}{9225} = 693{,}7 < 698 \ кг/см^2.$$

Рабочая площадь сечения пояса:

$$\omega'' = 91{,}54 \ см^2.$$

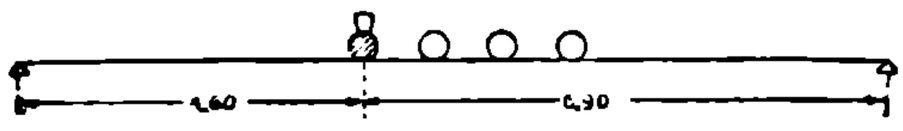
Напряжение в поясах от совместного действия вертикальной нагрузки и ветра:

$$\sigma' = 693{,}7 + \frac{1667}{91{,}54} = 693{,}7 + 18{,}2 = 711{,}9 < 721 \ кг/см^2.$$

Поверим прочность сечения на напряжения по оси заклепок поясного уголка; при этом для запаса прочности полагаем одновременно действия M''' и max Q''.

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{M''' \times y}{I''} = \frac{6399530 \times 48{,}6}{516593} = 614{,}4 \ кг/см.$$



Фиг. 961.

Наибольшая перерезывающая сила во 2-й панели будет при нахождении первого колеса паровоза в узле 2, как показано на фиг. 961.

Наибольшая перерезывающая сила от полной нагрузки:

$$\max Q'' = \frac{1}{2} \times 60 \times \frac{1{,}95}{11{,}5} \times 1000 + 800 \times \left(\frac{11{,}5}{2} - 3{,}45\right) = 14753 \ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Скалывающее напряжение:

$$t = \frac{100}{100-22} \times \frac{\max Q'' \times S''}{\delta \times I_{br}''} = 1{,}25 \times \frac{14753 \times 4992}{1 \times 609062} = 151{,}2 \ кг/см^2.$$

Главное скалывающее напряжение:

$$\max t = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + t^2} = \sqrt{307{,}2^2 + 151{,}2^2} = 342{,}4 < 524 \ кг/см^2.$$

Главное нормальное напряжение:

$$\max \sigma' = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + t^2} = 307{,}2 + 342{,}4 = 649 < 698 \ кг/см^2.$$

Теоретическое начало второй пары горизонтальных листов находится в расстоянии 2,10 *м* от опор.

Наибольший изгибающий момент в этом сечении будет при том же расположении поезда, что и для наибольшего момента в узле:

$$M' = \frac{1}{2}\left[\left(\frac{60 \times 8{,}55 + 25 \times 1{,}3}{11{,}5}\right) 2{,}1 - \frac{15 \times 1{,}3 \times 2{,}1}{2{,}3}\right] \times 10^5 + \\ + \frac{800 \times 2{,}1 \times 9{,}4}{2} \times 100 = 4880035 \ кг \cdot см.$$

Момент сопротивления сечения с 1-й парой горизонтальных листов:

$$W' = 7040 \ см^3.$$

Напряжение на изгиб:

$$\sigma_1 = \frac{M'}{W'} = \frac{4880035}{7040} = 693{,}2 < 698 \ кг/см^2.$$

Растягивающее усилие в первой панели фермы ветровых связей равно нулю.

Поверим прочность сечения на главные напряжения по оси заклепок поясного уголка.

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{M' \times y}{I'} = \frac{488035 \times 48{,}6}{387223} = 612{,}5 \ кг/см^2.$$

Перерезывающая сила:

$$\max Q' = \frac{1}{2}\left[\frac{60 \times 8{,}55 + 25 \times 1{,}3}{11{,}5} - \frac{15 \times 1{,}3}{2{,}3}\right] \times 1000 + 800\left(\frac{11{,}5}{3} - 1{,}15\right) = \\ = 23158 \ кг.$$

Скалывающее напряжение:

$$t = \frac{100}{100-10} \times \frac{Q' \times S'}{\delta \times I_{br}'} = 12{,}5 \times \frac{23158 \times 3604}{1 \times 455049} = 229{,}3 \ кг/см^2.$$

Главное скалывающее напряжение:

$$\max t = \sqrt{306{,}3^3 + 229{,}3^3} = 382{,}6 < 524 \ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

Главное нормальное напряжение:

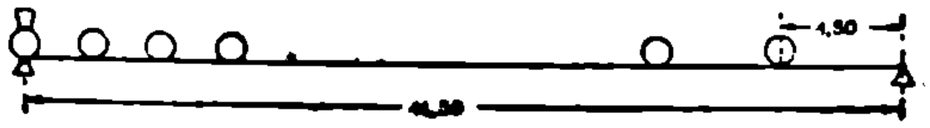
$$\sigma' = 306{,}3 + 382{,}6 = 688{,}9 < 698 \ кг/см^2.$$

Поверим прочность сечения на скалывающие напряжения по нейтральной оси сечения на опоре при загрузке по фиг. 962.

$$\max A = \frac{1}{2}\left(\frac{60 \times 9{,}55 + 25 \times 2{,}3}{11{,}5}\right) \times 1000 + 800 \times \frac{11{,}5}{2} = 32013 \ кг$$

$$S = 4783 \ см^3$$

$$I'_{br} = 455049 \ см^4.$$



Фиг. 962.

Скалывающее напряжение по нейтральной оси сечения:

$$t = \frac{108}{108 - 22} \times \frac{A \times S}{\delta \times I'_{br}} = 1{,}256 \times \frac{32013 \times 4783}{1 \times 455049} = 422{,}6 < 524 \ кг/см^2.$$

Стыки. — Количество заклепок для стыков уголка и горизонтального листа определяется по формуле:

$$n = \frac{\omega}{\frac{\pi d^2}{4} \times 0{,}8}.$$

Для горизонтального листа $250 \times 10 \ мм$ с рабочей площадью:

$$\omega = 25{,}0 - 2 \times 2{,}0 = 21{,}0 \ см^2,$$

$$n = \frac{21}{\frac{3{,}14 \times 2{,}0^2}{4} \times 0{,}8} = 9;$$

принято 10 заклепок.

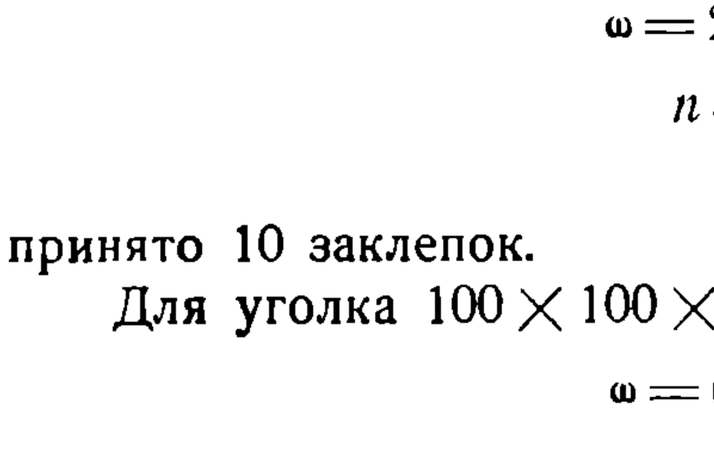
Для уголка $100 \times 100 \times 10 \ мм$ с рабочей площадью:

$$\omega = (19{,}17 - 2{,}0) = 17{,}17 \ см^2,$$

$$n = \frac{17{,}17}{\frac{3{,}14 \times 2{,}2^2}{4} \times 0{,}8} = 6{,}8;$$

принято 7 заклепок.

Количество заклепок диаметра $d = 2{,}2 \ см$, для перекрытия стыка вертикального листа $1080 \times 10 \ мм$ принято равным 24.



Фиг. 963.

Сила, перерезывающая крайнюю заклепку (фиг. 963):

$$R = \sqrt{N^2 + P^2}.$$

Полагая, что поперечная сила Q'' распределяется равномерно между заклепками стыка, имеем:

$$P = \frac{Q''}{n} = \frac{14753}{24} = 615 \ кг.$$

Полагая, далее, что усилие, приходящееся на заклепку от изгиба фермы, пропорционально расстоянию от нейтральной оси, имеем:

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент сил, приходящихся на все заклепки, относительно нейтральной оси сечения:

$$M = \frac{Na^2}{4y}(1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2)\,6 = 389\ N.$$

Наибольший изгибающий момент в сечении, находящемся в расстоянии 2,3 *м* от середины фермы:

$$M = \frac{M_2 + M_1}{2} = \frac{7794600 + 5326400}{2} = 6560500\ \textit{кг·см}.$$

Момент сопротивления сечения в расстоянии 2,3 *м* от середины:

$$W' = 9225\ \textit{см}^3.$$

Момент сопротивления одной стенки:

$$W = \left\{\frac{108^3}{12} - 2[2{,}2(5{,}4^2 + 16{,}2^2 + 27{,}0^2 + 37{,}8^2 + 48{,}6^2)]\right\}\frac{1}{54} = 1552\ \textit{см}^3.$$

Момент, изгибающий стенку [1]):

$$M = \frac{\max M}{W'}\,W = \frac{6560500 \times 1552}{9225} = 1103729\ \textit{кг·см},$$

$$M = 389\ N,$$

$$N = \frac{M}{389} = \frac{1103729}{389} = 2837\ \textit{кг},$$

$$R = \sqrt{N^2 + P^2} = \sqrt{2837^2 + 615^2} = 2903\ \textit{кг}.$$

Напряжение заклепки на перерезывание.

$$R_3 = \frac{2903}{\frac{\pi d^2}{4} \times 2} = \frac{2903}{\frac{3{,}14 \times 2{,}2^2}{4} \times 2} = 382 < 558\ \textit{кг/см}^2.$$

Напряжение в вертикальной стенке на смятие стержнем заклепки:

$$R_2 = \frac{R}{d \times \delta} = \frac{2903}{1 \times 2{,}2} = 1320 < 1396\ \textit{кг/см}^2\ (2R_1).$$

в) *Опорная стойка* состоит из 3 уголков $75 \times 75 \times 10$ с рабочей площадью $\omega = 42{,}33 - 3 \times 2{,}0 = 36{,}33\ \textit{см}^2$, 2 уголков $80 \times 80 \times 10$ с рабочей площадью $\omega = 30{,}22 - 2 \times 2{,}2 = 25{,}82\ \textit{см}^2$, вертикального листа 380×10 с рабочей площадью $\omega = 38 - 2 \times 2{,}2 - 2 \times 2 = 29{,}60\ \textit{см}^2$.

Площадь сечения стойки $\omega_{br} = 110{,}55\ \textit{см}^2$; $\omega_n = 91{,}75\ \textit{см}^2$.

Момент инерции сечения относительно продольной оси (brutto):

$$I_{br} = 38 \times \frac{1{,}0^3}{12} + 3(71{,}2 + 14{,}11 \times 2{,}71^2) + 2(87{,}2 + 15{,}11 \times 2{,}84^2) = 945\ \textit{см}^4.$$

$$\frac{\omega_{br}}{I_{br}} = \frac{110{,}55}{945} = 0{,}117.$$

[1]) Этот момент взят здесь пропорционально моменту сопротивления листа; правильней было бы взять пропорционально моменту инерции листа.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Свободная длина стойки равна высоте вертикального листа 108 *см*.
Допускаемое напряжение:

$$R = \frac{698}{1+0{,}00008 \times 0{,}117 \times 108^2} = 629 \ \text{кг/см}^2.$$

Опорное давление фермы $A = 32013$ *кг*.
Напряжение в опорной стойке:

$$R = \frac{A}{\omega_n} = \frac{32013}{91{,}75} = 349 < 629 \ \text{кг/см}^2.$$

г) *Связи*. — Распорками ветровых связей служат поперечные балки, которые поверены на дополнительные напряжения от действия ветра. Что касается усилий в диагоналях, то выше определено было, что давление ветра на погонный *м* горизонтальных связей при нахождении на мосту поезда равно 520 *кг/м*, причем давление на пролетное строение $p = 150$ *кг/м* и давление на подвижной состав $k = 370$ *кг/м*.

Наибольшее усилие, растягивающее диагональ:

$$N = \frac{\sqrt{3{,}3^2 + 2{,}3^2}}{3{,}3}\left[150\left(\frac{11{,}5}{2} - \frac{2{,}30}{2}\right) + \frac{370(11{,}5 - 1{,}15)^2}{2 \times 11{,}5}\right] = 2940 \ \text{кг}.$$

Диагональ состоит из 1 уголка $75 \times 75 \times 8$ *мм*.
Рабочая площадь:

$$\omega = 11{,}47 - 2{,}0 \times 0{,}8 = 9{,}87 \ \text{см}^2.$$

Напряжение в диагонали:

$$R = \frac{N}{\omega} = \frac{2940}{9{,}87} = 298 < 721 \ \text{кг/см}^2$$

Количество заклепок диаметра $d = 20$ *мм* для прикрепления диагонали.

$$n = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} \times 0{,}8 \times R_1'} = \frac{2940}{\frac{3{,}14 \times 2{,}0^2}{4} \times 0{,}8 \times 721} = 1{,}6;$$

принято 3 заклепки.

д) *Опорные части*. — Опорное давление (max A) = 32013 *кг*. Вес опоры примерно = 250 *кг*. Полное давление $D = 32263$ *кг*.

Размер нижней подушки 50×50 *см*.

Давление на *см*² подферменного камня:

$$n = \frac{32263}{50 \times 50} = 12{,}9 \ \text{кг/см}^2.$$

Размеры подферменного камня = $0{,}29 \times 0{,}35 \times 0{,}20$ саж.

Вес камня примерно = 480 *кг*. Давление на опору = 32750 *кг*. Давление на *см*² кладки:

$$n = \frac{32750}{62 \times 75} = 7{,}04 < 7{,}50 \ \text{кг/см}^2.$$

е) *Тротуар*. — Консоли (фиг. 964) расположены в расстоянии 2,3 *м* ось от оси; на них положены продольные брусья, сечением 15×15 *см*,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

которые поддерживают поперечный настил из досок $2^1/_2'' \times 10'' \times 32''$. Брусья расположены в расстоянии 0,65 *м* друг от друга (между осями).

Брусья. — Постоянная нагрузка на погонный *м* бруса:

$$p = 53{,}743\left(\frac{6\times 6}{144} + \frac{2{,}5\times 32}{144}\times\frac{1}{2}\right) = 30 \ кг/м,$$

где 53,743 — вес одного погонного *м* дерева с поперечным сечением в один кв. фут.

Временная нагрузка принята в 550 $кг/м^2$, что составит

$$k = \frac{1}{2}\times 550\times 0{,}80 = 220 \ кг/м.$$

Изгибающий момент посредине бруса:

$$M = (p+k)\frac{l^2}{8} = 250\times\frac{2{,}3^2}{8} = 165 \ кг.\ м.$$

Момент сопротивления бруса:

$$W = \frac{15\times 15^2}{6} = 562 \ см^3.$$

Напряжение на изгиб:

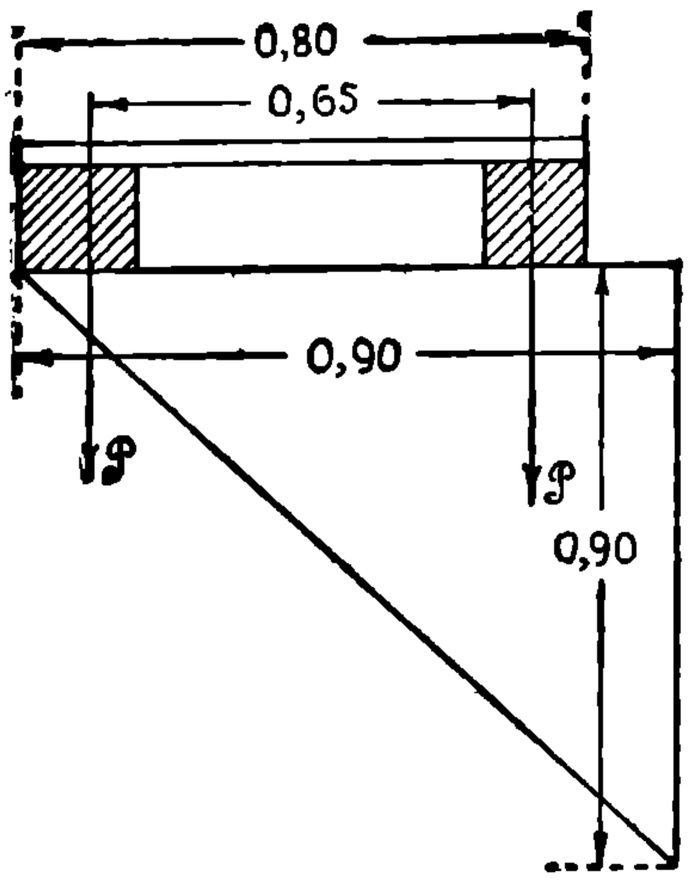
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{16500}{562} = 29 < 64 \ кг/см^2.$$

Давление на опору:

$$A = 250\times\frac{2{,}3}{2} = 287{,}5 \ кг.$$

Напряжение на скалывание:

$$t = \frac{287{,}5}{\frac{2}{3}\times 15(15-2)} = 2{,}2 < 10 \ кг/см^2.$$



Фиг. 964.

Напряжение на смятие:

$$R_з = \frac{2\times 287{,}5}{15\times 7{,}5} = 5{,}1 < 15 \ кг/см^2.$$

Консоли подвержены действию двух вертикальных грузов (фиг. 964):

$$P = (p+k)\ l = 250\times 2{,}3 = 575 \ кг.$$

Постоянная нагрузка от веса консоли 30 *кг/м*.

Усилие в верхнем поясе:

$$S = \frac{P(0{,}85+0{,}20) + 30\times\frac{0{,}90^2}{2}}{0{,}90} = 684{,}4 \ кг.$$

Сечение состоит из одного уголка $75\times 75\times 8$ *мм*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Рабочая площадь сечения:

$$\omega = 11,47 - 2 \times 0,80 = 9,87 \ см^2.$$

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{684,4}{9,87} = 69,3 < 650 \ кг/см^2.$$

Усилие в подкосе:

$$N = -S \times \frac{\sqrt{0,9^2 + 0,9^2}}{0,90} = -958 \ кг.$$

Свободная длина подкоса $l = 0,9\sqrt{2} = 1,28$ *м*.
Подкос состоит из уголка $75 \times 50 \times 8$ *мм*.
Площадь сечения $\omega_{br} = 9,43$
Момент инерции $I_{br} = 18,3$ $\Big\}$ $\frac{\omega_{br}}{I_{br}} = 0,52$.
Допускаемое напряжение:

$$R = \frac{650}{1 + 0,00008 \times 0,52 \times 128^2} = 387 \ кг/см.$$

Рабочая площадь сечения:

$$\omega = 9,43 - 2 \times 0,8 = 7,83 \ см^2.$$

Действительное напряжение:

$$\sigma = \frac{N}{\omega} = \frac{958}{7,83} = 212 < 387 \ кг/см^2.$$

136. Расчет волнистого клепаного настила. — В качестве следующего примера приводим расчет так называемой американской проезжей части.

Каждая из двух ферм пролетного строения представляет балку со сплошною стенкою; расстояние между ними равно 3,10 *м*.

Проезжая часть состоит из клепаного волнистого настила с прямоугольным поперечным сечением волны. Низ волн находится в уровне с низом ферм. Волны склепываются из Z-образного железа № 20 и листов шириною 28 *см* и толщиною 0,8 *см*. Длина волны равна 54 *см*. На расчетную длину ферм, равную 5,4 *м*, приходится 10 волн.

Рельсы укладываются на деревянные поперечины, сечением $8^1/_2'' \times 6^1/_2''$, длиною 9 фут., располагаемые на четырех подвесках из корытного железа в углублениях настила так, чтобы верх их возвышался над верхом волнистого настила на 1″. Кроме рельсов, на проезжей части расположены внутренние контр-рельсы.

Тротуары с перилами расположены на консолях, прикрепленных к фермам и соединенных между собою для жесткости продольным уголком.

Фермы при посредстве чугунных подушек опираются на деревянные мауэрлаты, лежащие на подферменных камнях.

Для склепки ферм приняты заклепки $d = 22$, для склепки проезжей части и для прикрепления проезжей части к фермам $d = 20$. Для склепки перил — $d = 12$ *мм*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Пролетное строение предположено из литого железа, кроме опорных подушек, каковые проектируются из чугуна. Для железа приняты следующие пределы напряжений (по старым нормам 1896 г.):

В фермах:

На растяжение $R = 675 + 2l =$.	686 *кг/см²*
На скалывание $R_t = 0{,}75\ R =$.	514
На срезывание заклепок	600

В проезжей части:

На растяжение и сжатие.	650 *кг/см²*
На скалывание $0{,}75 \cdot 650 =$.	487
На перерезывание заклепок, прикрепляющих проезжую часть к фермам	500
В заклепках прочих соединений	600

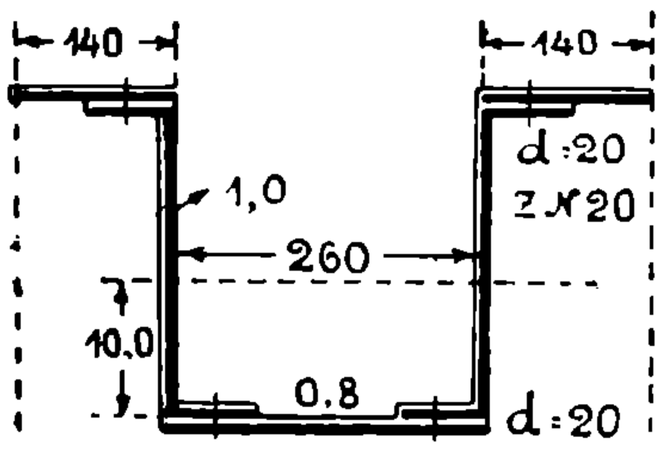
Постоянная нагрузка принята по точному подсчету веса соответственных частей конструкции.

Временная нагрузка принята в виде нормального паровоза (1896 г.) и, кроме того, в виде отдельной оси в 20 *т* весом.

Подвески. — Прикрепление подвесок, представляющих собою отрезки коробчатого железа профиля № 26 и поддерживающих деревянные поперечины, рассчитано на давление оси 20 *т*.

На каждом конце поперечины две подвески или 4 плоскости среза заклепок. На каждую плоскость приходится давление 2500 *кг*, не считая веса рельсов и поперечины. Заклепок $d = 20$ *мм* принято 3 шт.; на 1 заклепку приходится около 835 *кг*, тогда как сопротивление 1 заклепки при допускаемом напряжении на срезывание 500 *кг/см²* равно 1570 *кг*.

Прочность прикрепления вполне обеспечена.



Фиг. 965.

Настил. — Расстояние между фермами 3,10 *м*; волна состоит из двух Z-образных стенок, имеющих сечение № 20 по нормальному сортаменту, и двух горизонтальных листов, шириною 28 *см* и толщиною 0,8 *см* (фиг. 965).

Момент инерции сечения волны состоит из:

$$\text{момента инерции двух Z-ов} \quad . \ . \ . \quad 2 \times 2448 = 4896\ см^4$$

$$\text{листов} = 56\left(\frac{1 \cdot 0{,}8^3}{12} + 0{,}8 \cdot 10{,}4^2\right) = 4848$$

$$I_{br} = 9744\ см^4.$$

Момент инерции заклепочных отверстий $d = 2$ *см*

$$4\left(\frac{2 \cdot 2{,}3^3}{12} + 2 \cdot 2{,}3 \cdot 9{,}65^2\right) = 1722\ см^4$$

$$I_n = 8022\ см^4.$$

Статический момент полусечения волны равен

$$2 \times 150{,}03 + 28 \times 0{,}8 \times 10{,}4 = 533\ см^3.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Постоянная равномерная нагрузка на погонный *м* одной волны состоит из собственного веса:

$$(2 \times 32{,}75 + 2 \times 17{,}58)\ 1{,}035 = 104{,}18\ кг.$$

Постоянная сосредоточенная нагрузка, приложенная в виде двух равных сил в местах прикрепления рельсов, т. е. в расстоянии, равном $^1/_2$ (3,07 — 1,574) $м = 74{,}8$ *см* от концов, состоит из:

веса рельса и контр-рельса типа $22^1/_2$ фунт. в пог. футе на длину волны, т. е. 54 *см*,

$$1{,}01\ (30{,}20 \times 0{,}54 \times 2) = 32{,}9\ кг;$$

веса двух подвесок, длиною каждая 26 *см*,

$$2 \times 0{,}26 \times 39{,}21 = 20{,}4\ кг;$$

половины веса поперечины $8^1/_2'' \times 6^1/_2''$ длиною 9 фут. — 30 *кг*.

Временная нагрузка от давления колеса в 10 тонн приложена в тех же точках, что и постоянная сосредоточенная нагрузка. Величину ее определяем в предположении, что рельс лежит на упругих опорах.

Момент инерции рельса, весом $22^1/_2$ фунт. в пог. футе, $I = 704{,}4\ см^4$.

Момент инерции волны $I' = 9744\ см^4$.

Коэффициент упругости рельсовой стали:

$$E = 2200000\ кг/см^2.$$

Коэффициент упругости литого железа:

$$E' = 2150000\ кг/см^2.$$

Пролет волны, как балки:

$$l = 307\ см.$$

Расстояние между серединами волн:

$$a = 54\ см.$$

Расстояние между рельсом и концом волны:

$$c = 74{,}8\ см.$$

$$k = \frac{a^3 E' I'}{c^2(3l - 4c)EI} = \frac{54^3 \cdot 9744 \cdot 2150000}{74{,}8^2(3 \cdot 307 - 4 \cdot 74{,}8) \cdot 704{,}4 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^5} = 0{,}612.$$

Передача происходит на три поперечины.

Давление на среднюю поперечину:

$$P_1 = P\frac{1 + 2k}{3 + 2k} = \frac{2{,}224 \times 10000}{4{,}224} = 5265\ кг.$$

Полная сосредоточенная нагрузка равна:

$$5265 + 20{,}4 + 32{,}9 + 30 = 5348\ кг.$$

Изгибающий момент:

$$M = \left(5348 \cdot 0{,}748 + \frac{104{,}18 \cdot 3{,}07^2}{8}\right) 100 = 400030 + 12272 = 412302\ кг \cdot см.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Наибольшее напряжение при изгибе:

$$n = \frac{412302 \cdot 10{,}8}{8022} = 555 < 650 \ кг/см^2.$$

Поперечная сила на конце волны равна

$$Q = 5348 + \frac{3{,}07 \cdot 104{,}18}{2} = 5508 \ кг.$$

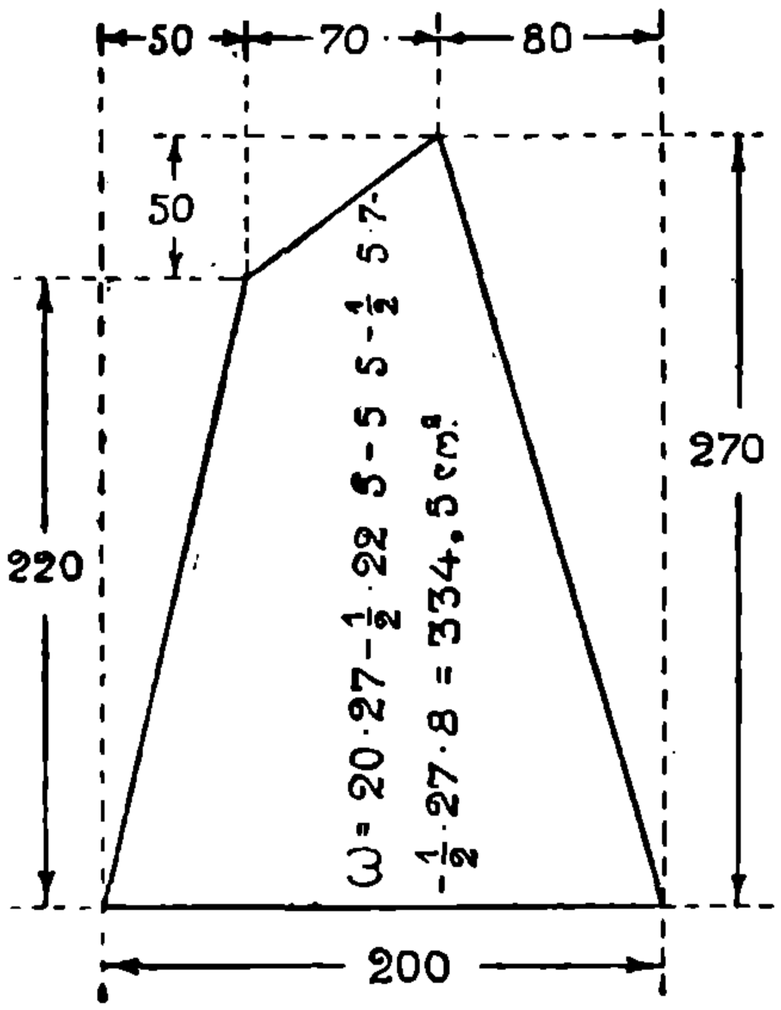
Толщина стенок $b = 2$ *см*. Скалывающее напряжение

$$t = \frac{QS}{0{,}8\, I \cdot b} = \frac{5508 \cdot 533}{0{,}8 \cdot 9744 \cdot 2} = 188 \ кг/см^2.$$

137. Исчисление веса металла. — Вес металла в железном пролетном строении точно подсчитывается, главным образом, для определения стоимости его, так как уплата за железо производится по его весу. Расчетный вес металла определяется не взвешиванием, а подсчетом по удельному весу и объему его; получается так называемый „теоретический" вес. Для расчета напряжений в частях пролетного строения также нужно знать вес металла, но для этой цели его можно было бы определять и не так точно, как это делается для вышеуказанной цели.

Удельный вес литого железа и стали принимается равным 7,85, чугуна 7,20, свинца 11,37.

Так как все железные части состоят из отдельных или соединенных вместе заклепками штук прокатного железа, выработанных практикой профилей, то для облегчения подсчета веса составлены таблицы, указывающие вес 1 погонного метра железных штук упомянутых профилей. Подсчет веса при проектировании моста сводится, таким образом, к составлению таблицы носящей название „исчисление веса", в которой перечисляются все железные части с указанием длины, размера поперечного сечения, числа одинаковых штук и веса погонного метра.



Фиг. 966.

Всего в пролетном строении 1191,13 *кг* = = 73 пуда. В том числе: железа — 1069,49 *кг*; чугуна — 111,88 *кг*: свинца — 7,66 *кг*.

Для фасонных листов вес определяется по площади листа (фиг. 966), точно вычисляемой по проектным данным, и по весу 1 *кв. м* листа, отыскиваемому в особой таблице веса 1 *кв. м* листов различной толщины. Вес литых фасонных частей пространственной формы или плоской, не имеющейся в таблицах толщины, определяется по объему и весу 1 куб. единицы (например, сантиметра).

Учет болтов и заклепочных головок делается также по табличным данным их веса при различных размерах.

Ниже (стр. 631) приводится для образца

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Исчисление веса металлических частей пролетного строения моста длиною 2,00 *м*.

№ по порядку	Наименование частей	Количество	Размеры одной части: толщина *мм*	ширина *мм*	длина *м*	Общая длина в *м* или объем в *см*³	Вес в *кг*: погонного *м* или одной штуки	всего	итого
	I. *Балки.* (В одной балке.)								
1	Вертикальный лист[1]) . .	1	10	360	2,900	2,900	28,272	81,989	
2	Поясные уголки[1]) № 8 . .	4	9	—	2,900	—	—	—	
3	Вертикальные уголки № 8 .	8	9	—	0,360	—	—	—	
4	„ № 8 . .	4	9	—	0,342	15,848	10,75	170,366	
5	„ „ № $7^1/_2$.	1	8	—	0,342	0,342	9,00	3,078	
6	„ „ № $7^1/_2/5$	2	8	—	0,360	0,720	7,40	5,328	
7	Горизонтальные листы[1])	2	8	175	2,900	5,800	10,991	63,748	
8	Опорные листы . .	2	12	175	0,240	0,480	19,485	7,913	
								332,42	
	Всего в двух балках							.	664,84
	На заклепочные головки $3^1/_2{}^0/_0$							. . . .	23,28
	II. *Связи.*								
9	Расп. из уголков № $7^1/_2$ . .	6	8	—	1,640	9,840	9,00	88,560	
10	Вертикальные листы	3	8	324	1,820	5,460	20,347	111,095	
11	Диагонали: уг. № 8	1	9	—	1,970	—	—	—	
12	„ „ № 8	1	9	—	1,840	3,810	10,75	40,958	
13	Фасонные планки[2]) *a*	2	9	—	—	—	5,524	11,048	
14	„ *b*	1	9	—	—	—	8,065	8,065	
15	„ *c*	3	9	—	—	—	2,965	8,895	
16	„ *d* .	6	9	—	—	—	2,890	17,340	
	Всего в связях								285,961
	На заклепочные головки $3^1/_2{}^0/_0$							.	10,010
	III. *Проезжая часть.*								
17	Уголки к попереч. № $13/8^1/_2$.	8	10	—	0,715	1,400	16,210	22,694	
18	Болты с гайк. и гол. .	4	22	—	0,396	—	—	—	
19	„	4	22	—	0,410	3,224	2,927	9,437	
20	Шайбы .	8	8	50	—	—	0,099	0,792	
	Всего в проезжей части . .							.	32,928
	IV. *Опорные части.*								
21	Лапки .	4	15	—	—	—	0,842	3,368	
22	Шурупы	8	22	—	0,288	—	—	—	
23	Болты .	4	22	—	0,239	—	—	—	
24	„ .	4	22	—	0,594	—	—	—	
25	Штыри	4	22	—	0,218	6,508	2,927	19,049	
26	Шайбы	4	8	—	—	—	0,099	0,396	
27	Уголки № $13/8^1/_2$.	4	10	—	0,180	0,720	16,210	11,67	
28	Чугунные подушки[3])	4	—	—	—	—	28,470	113,88	
29	Свинцовые листы . .	4	4	175	0,240	0,960	7,98	7,661	
	В опорных частях							. . .	156,125

[1]) Вслед за этой частью вписывают накладки стыковые, если имеются стыки.

[2]) Здесь следует приводить чертеж фасонной планки с указанием всех необходимых для подсчета ее площади данных, формулы площади и величины вычисленной площади. Пример показан на фиг. 966. Если толщина листа $\delta = 10$ *мм*, то объем равен 334.5 *куб. см*, вес будет равен $334{,}5 \cdot 0{,}00785 = 2{,}63$ *кг*.

[3]) Следует приводить объем каждой штуки в *куб. см*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

таблица исчисления веса, из которой виден порядок перечисления частей пролетного строения и расположение результатов выкладок.

Заклепочные головки, вместо счета их штук, принимаются по процентному отношению ко всему количеству склепываемого железа моста. Ведомство путей сообщения принимает вес головок заклепок в количестве $3^1/_2\%$ веса склепываемого железа.

138. Каменные опоры. — Общие замечания. — Поверочный расчет каменных опор производится по наперед заданным их размерам, избранным на основании данных о существующих сооружениях подобного рода, предварительных подсчетов и т. п. соображений, при помощи которых составляется эскизный чертеж опоры. Цель расчета — убедиться в прочности и устойчивости каменной опоры. Выбор пунктов для исследования напряжений зависит от конструкции опоры и определяется пониманием распределения давлений и условий работы материала в различных местах ее. Точно таким же путем определяется и наиболее опасное место в смысле устойчивости. Устойчивость рассматривается двоякого рода: на опрокидывание и на скольжение; в том и другом случае она считается обеспеченной, если коэффициент устойчивости не меньше 1,50. Впрочем, если устойчивость определяется при такой комбинации действия внешних сил, которая может произойти лишь в особенно исключительных случаях, коэффициент устойчивости допускается и ниже: до 1,20. Например, арочный мостик в два пролета имеет бык, подвергающийся действию распора со стороны обоих пролетов. При равенстве пролетов распоры от постоянной нагрузки уравновешиваются: устойчивость быка поверяется на действие распора от временной нагрузки со стороны одного лишь пролета; здесь уместно требование коэффициента не меньше 1,50. Но можно поставить условие, что бык должен быть устойчив и на случай взрыва одного из пролетов неприятелем. Так как в этом случае устойчивость направлена лишь к сбережению сооружения в исключительном его положении, причем недостаток устойчивости не будет угрожать общественной безопасности и повлечет лишь материальный ущерб, то было бы не экономно увеличивать размеры быка и стремиться к получению большего коэффициента устойчивости. В подобном случае совершенно достаточно 1,20 и даже 1. Некоторые французские инженеры (например, Rèsal) склонны принимать и меньше 1, т. е. допускать выход кривой давления из очертания сооружения, рассчитывая на способность современной кладки на цементном растворе работать и на растяжение, не учитываемое при вычислении коэффициента устойчивости.

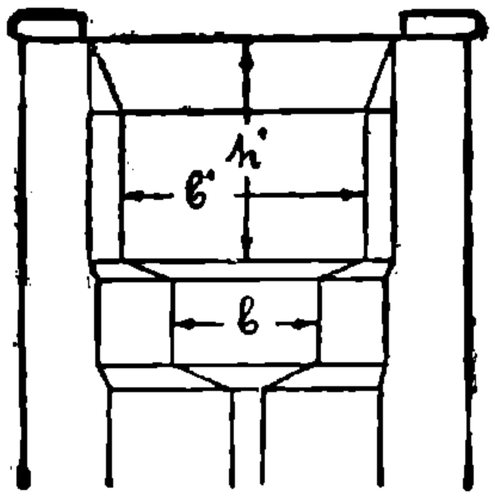
При поверке размеров опор важным вопросом является выбор возможных комбинаций нагрузок, под действием которых может оказаться сооружение. Нужно пересмотреть все возможные комбинации, взвесить их по степени важности и невыгодности, применив подсчеты в тех случаях, когда наперед нельзя сказать, какая будет самая невыгодная.

В связи с железным пролетным строением небольшой длины применяются устои с обратными стенками, поперечными проемами и обсыпные.

139. Устои с обратными стенками. — Описание этого рода устоев приведено в § 14, стр. 201 и след.; правила составления эскиза — в § 29,

НВ УДУНТ (ДІІТ)

стр. 471. Ширина устоя под один путь при высоте насыпи до 5,5 *м* равна 4,25 *м* и при насыпи выше 5,5 *м* — 4,65 *м*. Обратная стенка имеет в данном ее сечении толщину, приблизительно равную 0,4 расстояния рассматриваемого сечения до подошвы рельсов. При высоте устоя около 5,5 *м* боковые стенки сходятся друг с другом позади передней стенки устоя и прикрывают ее. В таких случаях все три стенки рассматриваются как один массив из камня. При высоте насыпи около 2 *м*, когда передняя стенка на длину около 2 *м* не прикрыта крыльями, или в устоях мостов широких, *под два или несколько путей*, приходится рассматривать переднюю стенку отдельно, как подпорную, вырезывая единицу ширины, и предъявлять к ней все условия прочности и устойчивости.



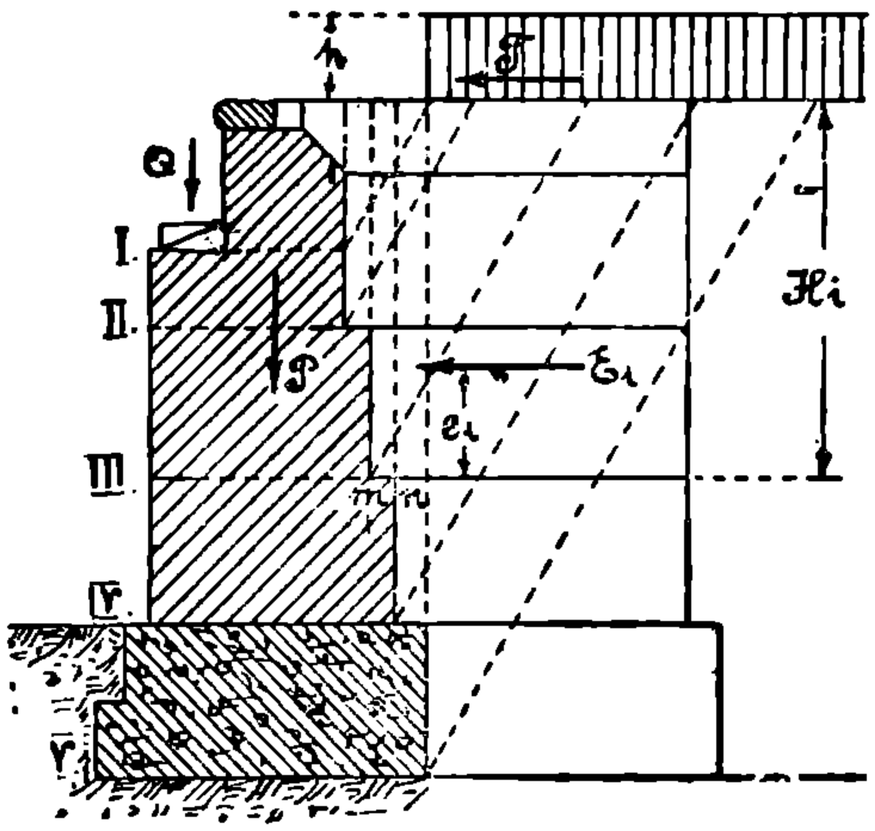
Фиг. 967.

В тех случаях, когда обратные стенки сходятся внизу, верхняя часть передней стенки все же остается не прикрытой на некоторой высоте h' (фиг. 967) при свободной ширине b' около 2 *м*; если h' имеет значительную величину, например, около 3 *м*, то можно поверить переднюю стенку на высоту h', как отдельно стоящую стенку. Удовлетворившись результатами расчета этой части, можно перейти затем к расчету всего устоя как одного целого.

1) *Поверка передней стенки устоя, как отдельно стоящей.*

На стенку действуют следующие силы (фиг. 968).

Собственный вес P и вес засыпки, лежащей на выступах.



Фиг. 968.

Давление пролетного строения Q.

Напор земли E_i.

Тормозная сила T.

Так как расчет считается полным, когда поверены все сечения стенки I, II, III..., то рассматривают стенку последовательно до каждого из этих сечений под действием возможных для выделенной ее части внешних сил. Находят точку приложения равнодействующей давлений в данном сечении; соединяют подобные точки различных сечений и получают *кривую давления*, наглядно показывающую обстоятельства работы стенки. Стенка считается в удовлетворительном положении, когда кривая давления не выходит из средней трети ее профиля или когда, в случае выхода, напряжения в кладке на разрыв не превосходят некоторой величины (от 1 до 2,5 *кг/см*^{2}).

В предельном положении, когда давление проходит через третную точку (фиг. 969), момент всех учтенных сил около ребра i равен $\frac{Na}{3}$.

Если обозначим через $M_{\text{опр.}}$ момент опрокидывающих сил, а через

НБ УДУНТ (ДІІТ)

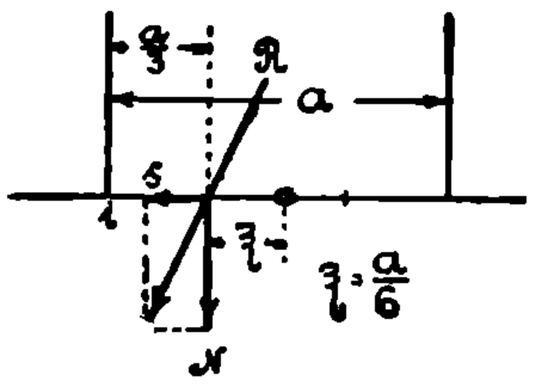
$M_{\text{сопр.}}$ — момент сил, сопротивляющихся опрокидыванию, то получим:

$$M_{\text{сопр.}} - M_{\text{опр.}} = \frac{N \cdot a}{3},$$

откуда

$$M_{\text{опр.}} = M_{\text{сопр.}} - \frac{N \cdot a}{3}.$$

Вообще, при правильном проектировании равнодействующая одних *вертикальных* сил, дающих $M_{\text{сопр.}}$, проходит через основание стенки в расстоянии от ребра i, равном около половины его ширины, т. е. по крайней мере



Фиг. 969.

$$M_{\text{сопр.}} = N\frac{a}{2} \text{ (если не больше).}$$

Тогда

$$M_{\text{опр.}} = N\frac{a}{2} - \frac{N \cdot a}{3} = \frac{N \cdot a}{6},$$

и коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$k = \frac{M_{\text{сопр.}}}{M_{\text{опр.}}} = \frac{N \cdot a \cdot 6}{2 \cdot N \cdot a} = 3.$$

Если равнодействующая одних вертикальных сил проходит через третную переднюю точку, то, чтобы и при действии всех сил равнодействующая проходила через ту же точку, необходимо, чтобы горизонтальные силы были равны нулю; а в таком случае $k = \infty$.

Если равнодействующая одних вертикальных сил прошла в расстоянии $^1/_4$ от правого ребра основания стенки, что можно считать предельным ее положением, то тогда имели бы

$$M_{\text{сопр.}} = \frac{3}{4} a \cdot N,$$

$$M_{\text{опр.}} = \frac{3}{4} a \cdot N - \frac{1}{3} a \cdot N = \frac{5}{12} N \cdot a,$$

$$k = \frac{M_{\text{сопр.}}}{M_{\text{опр.}}} = \frac{3 \cdot a \cdot N \cdot 12}{4 \cdot 5 \cdot a \cdot N} = 1{,}8.$$

Итак, *если кривая давления не выходит из средней трети, устойчивость на опрокидывание обеспечена.*

В балочных мостах коэффициент устойчивости на скольжение также большею частью обеспечен. Сдвигающая сила равна сумме давления земли E и силы торможения; сопротивляется же сила трения, равная $f \cdot N$, где f — коэффициент трения, принимаемый для кладки по кладке 0,7 и кладки по грунту 0,30 — 0,65. Буквою N обозначено нормальное давление на плоскость скольжения.

Таким образом, расчет сводится к построению кривой давления, вычислению напряжений в кладке.

Форма фундамента должна быть такова, чтобы давление на грунт было равномерным при постоянной нагрузке, т. е. чтобы давление проходило в

НБ УДУНТ (ДІІТ)

центре тяжести подошвы. Это и надлежит прежде всего проверить при рассмотрении вопроса о давлении на грунт.

Что касается комбинации нагрузок, при которых еще следует изучать устой, то в виду того, что кривая давления получит крайнее положение при наибольшем значении горизонтальных сил и наименьшем — вертикальных, следует рассмотреть случай загружения призмы обрушения поездом, оставив пролетное строение не загруженным.

Если передняя грань устоя вертикальна и пролет сравнительно большой (больше 10 *м*), а устой низок, то давление фермы может увлечь кривую давления вперед (в сторону пролета); в таких случаях может оказаться более невыгодной загрузка не только призмы обрушения, но и пролетного строения.

Нужно всегда обследовать по крайней мере, кроме постоянной нагрузки, эти два случая.

Проследим, как получаются величины расчетных внешних сил.

При длине стенки (нормально чертежу), равной единице, объем кладки и засыпки сводится к площади элементов этих частей по чертежу поперечного разреза стенки.

Стенки устоя и засыпку над его уступами разбивают на прямоугольники и треугольники, площадь которых и подсчитывают последовательно, а также находят плечи весов этих элементов до какой-нибудь оси, имея в виду вычисление момента веса.

Напор E земли на стенку высотою H и шириною единица берется по формуле

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 n,$$

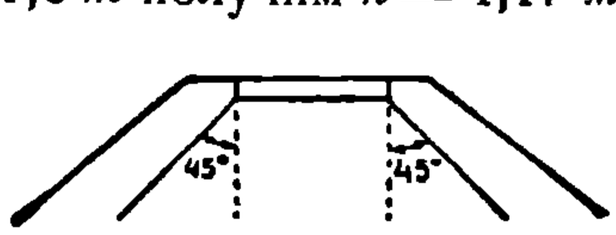
где $n = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$; плечо напора $e = H:3$.

Если на призме обрушения находится подвижная нагрузка высотою h, то от нее горизонтальное давление земли на стенку выражается формулой

$$E' = \gamma H h \cdot n;$$

плечо этой силы $e' = H:2$.

Величина h находится следующим образом. Паровоз „H“ 1925 г. весит 150 *т* и имеет базу 7,5 *м*. Шпалы имеют длину 2,70 *м*. Площадь, на которую передается давление паровоза, равна $7{,}5 \cdot 2{,}7 = 20$ *м*^{2}. Давление на 1 *м*^{2} равно $\frac{150}{20} = 7{,}5$ *т*. При весе 1 *м*^{3} засыпки 1,8 *т* получим $h = 4{,}17$ *м*. Но это давление действительно лишь для самых верхних элементов стенки. Для элемента же, находящегося на глубине 1 *м* от подошвы шпал, давление найдется, исходя из той площади распространения нагрузки по ширине насыпи, которая получится в предположении передачи нагрузки в глубь насыпи под углом 45° (фиг. 970). Ширина распространения будет равна $2{,}7 + 2 \times 1{,}0 = 4{,}7$ *м*, т. е. давление на единицу и соответственное h получится уменьшением $h = 4{,}17$ *м* в отношении $\frac{4{,}7}{2.7}$, т. е.



Фиг. 970.

$$h' = \frac{4{,}17 \cdot 2{,}7}{4{,}7} = 2{,}4 \text{ м}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для элемента на глубине 3,0 *м* получим $h'' = 1{,}28$ *м*.
Для элемента на глубине 5 *м* будем иметь $h''' = 0{,}88$ *м*.
При таких условиях достаточно принять $h = 2{,}4$ *м*.

Определение величины h делается часто и другим путем на основании не менее произвольных предположений о распределении давления паровоза. В общем, достаточно держаться указанных выше величин, годных для высоты устоя до 10 *м*; свыше 10 *м* на призме обрушения, имеющей длину $H \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$, может поместиться иное число осей поезда. Непосредственным подсчетом и общими соображениями можно установить здесь величину $h = 1{,}0$ *м*.

Угол естественного откоса для обыкновенных грунтов можно взять 33° и для γ положить 1800 *кг/м*^{3}.

При таких условиях напор земли

$$E_i = 266\, H_i(H_i + 2h).$$

Момент напора земли относительно подошвы стенки:

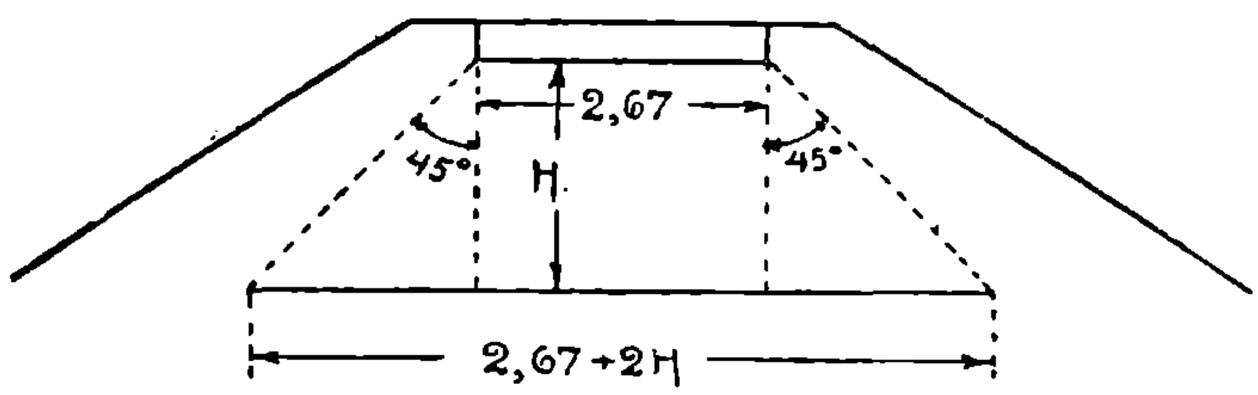
$$E_i e_i = 89\, H_i^2(H_i + 3h).$$

Более точное при некоторых предположениях решение можно предложить нижеследующее:

Горизонтальное давление призмы обрушения от установки на ней паровоза исчислено суммированием элементарных давлений, изменяющихся с изменением глубины положения элемента. Давление на единицу площади стенки на всякой глубине выражается для бесконечно длинной стенки формулой:

$$k = \gamma \cdot h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma h \cdot n,$$

где $n = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$, γ — вес куб. ед. засыпки; h — приведенная высота временной нагрузки. В применении к устою и в предположении распространения давления в насыпи под углом 45°, это давление будет зависеть и от глубины H положения элемента, а именно (фиг 971) при длине шпалы a



Фиг. 971.

$$k' = k \cdot \frac{a}{a + 2H} = \gamma h n \frac{a}{a + 2H}.$$

Но $\gamma h = p_0$, давлению паровоза, распределенному на площадь передачи шпалами. Для „H“ 1925 г.

$$p_0 = \frac{150}{7{,}5 \cdot 2{,}67} = 7{,}5 \ т/м^2.$$

Элементарное давление на полоску высотою dH и шириною 1 *м* будет равно

$$dE = p_0 n \cdot \frac{a}{a + 2H} dH,$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

а на высоту устоя H_0 таковое будет

$$E' = p_0 n \int_0^{H_0} \frac{a}{a+2H}\, dH = p_0 n \cdot \frac{a}{2} \ln\left(1 + \frac{2}{a} H_0\right), \qquad [a]$$

где ln — натуральный логарифм, H_0 — в метрах.

Подставляя $p_0 = 7{,}5$; $n = 0{,}271$; $a = 2{,}67$, получим:

$$E' = 2{,}713 \ln(1 + 0{,}75\, H_0) \text{ в } m.$$

Момент напора относительно нижнего (т. е. рассматриваемого) сечения стенки найдется следующим образом.

Момент элементарного давления на устой на глубине H будет:

$$dM' = dE' (H_0 - H) = p_0 n \frac{a}{a+2H} \cdot (H_0 - H) \cdot dH.$$

Полный момент выразится формулой:

$$M' = p_0 n a \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{a+2H}\, dH = p_0 a n \left[\left(\frac{H_0}{2} + \frac{a}{4}\right) \ln\left(\frac{a+2H_0}{a}\right) - \frac{H_0}{2}\right], \qquad [b]$$

а по подстановке вышеуказанных численных значений:

$$M' = 5{,}42 \left[\left(\frac{H_0}{2} + 0{,}668\right) \ln\left(1 + \frac{2H_0}{2{,}67}\right) - \frac{H_0}{2}\right] =$$

$$= 5{,}42 \left[(0{,}5H_0 + 0{,}668) \ln(1 + 0{,}749 H_0) - 0{,}5 H_0\right] \text{ в } m \cdot м.$$

Давление ферм равно половине собственного веса пролетного строения с прибавлением или без известной части временной нагрузки. Первый подсчитывается приближенно или берется точно из готового проекта пролетного строения. Приблизительные данные приведены на стр. 487. Давление же от временной нагрузки определяется при невыгоднейшей установке поезда, когда он занимает и призму обрушения и пролет или только пролет, смотря по комбинации нагрузок. В расчет стенки в качестве вертикальной нагрузки, приложенной по оси опорных стоек ферм, вводится сила, найденная делением полного давления конца пролетного строения (обеих главных балок) на ширину устоя, так как изучается погонная единица передней стенки устоя.

Наконец, силы, действующие на устой при торможении поезда, определяются по коэффициенту трения $^1/_5$ и при учете половины веса подвижного состава, находящегося на призме обрушения и на пролете. Если вес поезда на пролете S, то $T = {}^1/_{10}\, S$. Эта сила делится на оба устоя соответственно устройству опорных приспособлений. Если подвижная опора скользящая, то она возьмет на себя часть силы T. Пусть давление на неподвижную опору A, на подвижную — B. Имеем $A + B = S$. Подвижная опора может взять на себя при коэффициенте трения между подушками $^1/_5$ часть силы T, равную $^1/_5\, B$. Если бы B было равно $^1/_2\, S$, то $^1/_5\, B$ равнялось бы $^1/_{10}\, S$, т. е. подвижная скользящая опора может выдержать почти

НВ УДУНТ (ДІІТ)

всю тормозную силу T, а так как на самом деле на нее придется лишь часть T, то подвижная опора не сдвинется при ее действии, а потому может быть рассматриваема как неподвижная опора. А при таких условиях можно считать, что на один устой будет передано лишь $^1/_2\ T$, т. е. $^1/_{20}\ S$— веса поезда на пролете.

Если подвижная опора устроена на катках, следует предположить полную передачу тормозной силы на неподвижную опору.

Уровнем приложения силы T на устое можно считать уровень верха подферменного камня.

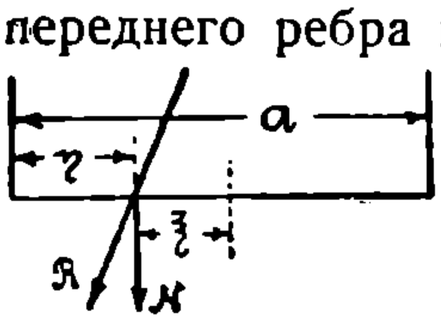
Сила T_2 торможения осей, расположенных на призме обрушения, также равна $^1/_{10}\ S_2$. Эта сила считается приложенной на уровне подошвы рельса; но такое положение ничем не оправдывается и дает преувеличенное плечо для этой силы, действие которой на устой вообще сомнительно.

Правильнее предположить, что земляная призма передает горизонтальную силу с тем же положением центра давления, как и для вертикальной силы, т. е. в расстоянии половины высоты стенки от подошвы.

При расчете единицы длины стенки все силы следует привести к единице ширины устоя.

Пусть найдем: ΣP— сумму вертикальных сил, приложенных к рассматриваемой части стенки до шва i; ΣM— момент этих сил относительно переднего ребра шва i; E_l и $E_l \cdot e_l$— давление земли и момент этого давления; T и $T\ \ t$— сила торможения и ее момент.

Тогда (фиг. 972) расстояние η точки приложения давления R в шве i от ребра i найдется из выражения:



Фиг. 972.

$$\eta = \frac{\Sigma M - E_l \cdot e_i - T \cdot t}{\Sigma P}.$$

По расстояниям η, найденным для различных швов, строится кривая давления.

Расстояние от середины шва:

$$\xi = \frac{a}{2} - \eta.$$

Для прямоугольного сечения наибольшее напряжение на сжатие в ребре i равно:

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{a}\left(1 + \frac{6\xi}{a}\right).$$

О допускаемых напряжениях см. п⁰ 69 стр. 376.

Проделав выкладки для подошвы фундамента устоя, найдем наибольшее давление на грунт; допускаемое на песчаный и глинистый грунты давление принимается от 3 до 5 *кг/см²* (стр. 382), смотря по глубине заложения и по плотности грунта. Чем глубже заложение, тем больше можно допустить.

Если получается давление на грунт больше, чем допустимое, основание устоя уширяют, выдвигая его вперед в пролет или увеличивая ширину фундамента по направлению, перпендикулярному оси пути.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

2) *Поверка устоя как целого массива.* — В этом случае было бы бесполезно строить кривую давления. Достаточно убедиться в том, что наибольшее напряжение в кладке, имеющее обыкновенно место в плоскости обреза фундамента, не превосходит допускаемого предела; тот же вопрос ставится и относительно давления на грунт. Положение равнодействующей всех сил для этих двух сечений, т. е. для обреза фундамента и для подошвы основания, находится совершенно тем же порядком, что и в предыдущем случае, с тою только разницей, что напор земли E_i помножают на ширину устоя, давление ферм берут полностью и, вообще, все силы берут такими, какими они получаются при действии на весь устой.

3) *Давление на грунт.* — Давление на грунт определяется в случае расположения основания непосредственно на грунте. Для этого определяют точку приложения равнодействующей давления устоя по подошве и сумму всех вертикальных сил при избранной комбинации нагрузок. Наибольшее давление в переднем ребре будет, очевидно, иметь место при загружении подвижной нагрузкой призмы обрушения, устоя и пролетного строения. Находят момент всех сил относительно ребра; пусть он будет M. Сумма вертикальных сил N, тогда η — расстояние точки приложения равнодействующей давления на грунт от ребра — найдется из выражения:

$$\eta = \frac{M}{H}.$$

Наибольшее давление на грунт по теории неравномерного сжатия будет для прямоугольного основания:

$$\max \sigma = \frac{N}{\omega}\left(1 + \frac{6\xi}{b}\right),$$

где ξ — эксцентриситет приложения равнодействующей давления.

Если основание в плане не прямоугольник, то давление на грунт определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{Mz}{I},$$

где M — момент внешних сил относительно центра тяжести площади основания; z — расстояние наиболее напряженного ребра: переднего или заднего, смотря по положению центра давления относительно центра тяжести; I — момент инерции площади основания относительно оси, проходящей через центр тяжести.

140. Пример. — В качестве примера приведем расчет устоя высотою 5,0 *м*, считая от подошвы рельса до обреза фундамента при пролете фермы 11,0 *м* в свету.

Передняя грань передней стенки устоя (фиг. 973) имеет уклон 1 : 4, на высоту 2,0 *м* от обреза фундамента; задняя грань вертикальна. Толщина передней стенки выше подферменной площадки 1,0 *м*, ниже последней 1,85 — 2,35 *м*.

Толщина обратных стенок изменяется уступами от 1,0 до 1,8 *м* в корне (фиг. 974) и имеет постоянную величину 1,0 *м* в хвосте.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Ширина устоя 4,5 *м*. Фундамент заложен на глубине 2,5 *м*. Засыпка за устоем из песка.

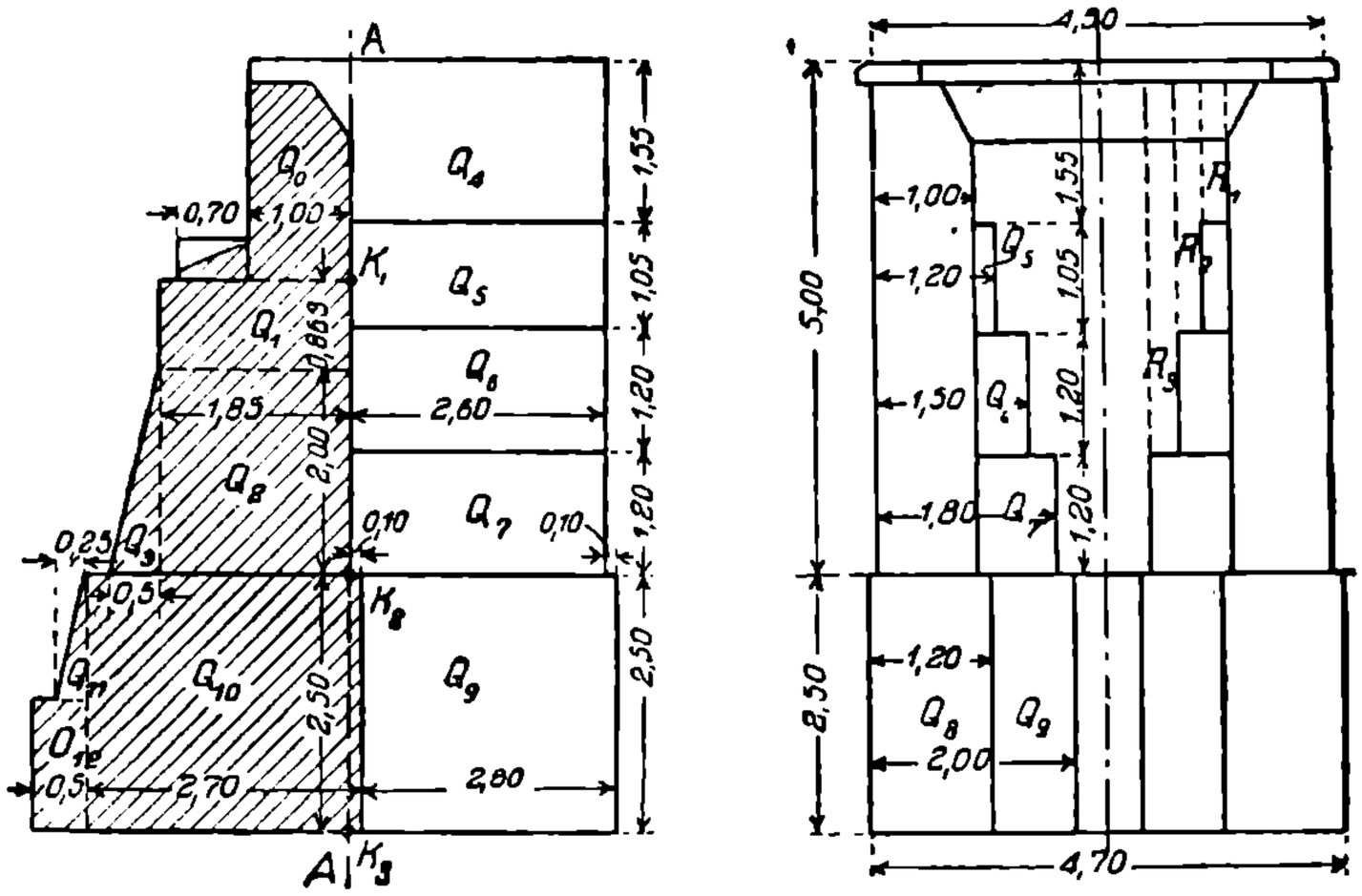
Нагрузки. — а) Вес 1,0 $м^3$ кладки 2,2 *т*, песка 1,8 *т*, вес пролетного строения 15,74 *т*.

б) Давление земли при угле естественного откоса $\varphi = 35°$

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}271 \quad 1{,}8\,\frac{H^2}{2} = 0{,}2439\,H^2\,т;$$

$$e = \frac{H}{3}.$$

в) Временная нагрузка взята в виде пятиосного паровоза с давлением на ось 20,0 *т* и расстоянием между осями 1,5 *м* (нормы 1907 г.).



Фиг. 973 — 974.

г) Горизонтальное давление призмы обрушения от установки на ней паровоза исчислено по формулам [*a*] и [*b*] предыдущего номера, которые при

$$p_0 = \frac{100}{6{,}0 \cdot 2{,}67} = 6{,}242\ т/м^2,$$

$$n = 0{,}271, \qquad a = 2{,}67\ м,$$

дают

$$E' = 2{,}258 \ln (1 + 0{,}749\,H_0)\ т$$

и момент напора относительно нижнего (т. е. рассматриваемого) сечения стенки

$$M' = 4{,}517 \int_0^{H_0} \frac{H_0 - H}{2{,}67 + 2H}\,dH = 4{,}517\,[(0{,}5H_0 + 0{,}668) \ln (1 + 0{,}749H_0) - 0{,}5H_0]\ т \cdot м.$$

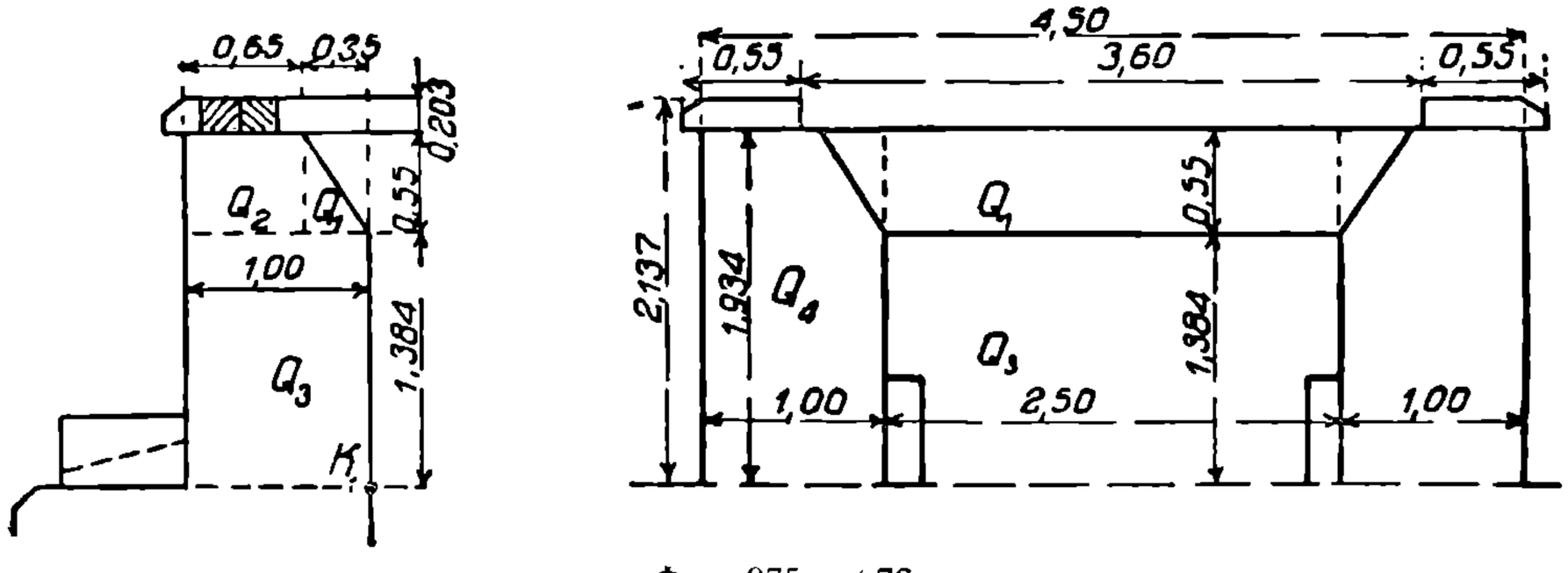
д) Силы торможения принимаем в $^1/_{10}$ от веса подвижной нагрузки, расположенной на пролетном строении, устое или призме обрушения. Силу торможения от временной нагрузки, расположенной на пролетном строении,

НБ УДУНТ (ДІІТ)

считаем приложенной в уровне подферменных камней; перегрузкой и разгрузкой опор пренебрегает. На один устой действует половина силы торможения (см. стр. 637). Силу торможения от подвижной нагрузки на призме обрушения считаем приложенной на половине высоты стенки.

Расчет устоя будет состоять из поверки прочности передней стенки выше подферменной площадки, из поверки прочности устоя как целого по обрезу фундамента и из определения давления на грунт.

Передняя стенка выше подферменной площадки. — Вес стенки на всю ширину устоя и момент веса относительно задней ее грани (точка K_1) слагается из следующих элементов [1]) (фиг. 975 — 976):



Фиг. 975 — 976.

		В е с:		Плечо: (относительно K_1)		Момент [2]).
Карниз:	$2 \cdot 0{,}55 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}203 \cdot 2{,}2$	=	0,54 *т*	0,55 *м*	—	0,297 *т·м*
Брусья:	$2 \cdot 0{,}203 \cdot 0{,}203 \cdot 3{,}60 \cdot 0{,}75$	=	0,22 „	0,747 „	—	0,156 „
Кладка:	$Q_1 = {}^1/_2 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}35 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}2$	=	0,53 „	0,233 „	—	0,123 „
	$Q_2 = 0{,}65 \cdot 0{,}55 \cdot 2{,}5 \cdot 22$	=	1,96 „	0,675 „	—	1,325 „
	$Q_3 = 1{,}384 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 22$	=	7,61 „	0,5	—	3,806 „
	$Q_4 = 2 \cdot 1{,}934 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}2$	=	8,51 „	0,5	—	4,255 „
Засыпка:	$0{,}544 \cdot 0{,}203 \cdot 3{,}6 \cdot 1.8$	=	0,71 „	0,272	—	0,194 „
	${}^1/_2 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}55 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}8$	=	0,43 „	0,117	—	0,050 „
		$\Sigma N = 20{,}52$ *т.*			$\Sigma M = -10{,}22$	*т·м.*

Плечо веса относительно задней грани:

$$\eta = \frac{10{,}22}{20{,}52} = 0{,}498 \ м.$$

Эксцентриситет относительно середины:

$$\xi = 0{,}5 - 0{,}498 = 0{,}002 \ м \ (\text{вправо}).$$

Момент относительно середины:

$$M_0 = +20{,}52 \cdot 0{,}002 = +0{,}041 \ т \cdot м.$$

[1]) Для упрощения подсчета введена некоторая схематизация форм передней стенки.
[2]) Будем обозначать минусом моменты, действующие против часовой стрелки.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Давление земли осуществляется на заштрихованную часть стенки (фиг. 977); найдем его по частям.

Для полосы высотою 2,137 *м* и шириною 2,10 *м*:

$$E_1 = 0{,}2439 \cdot 2{,}137^2 \cdot 2{,}1 = 2{,}34 \ т.$$

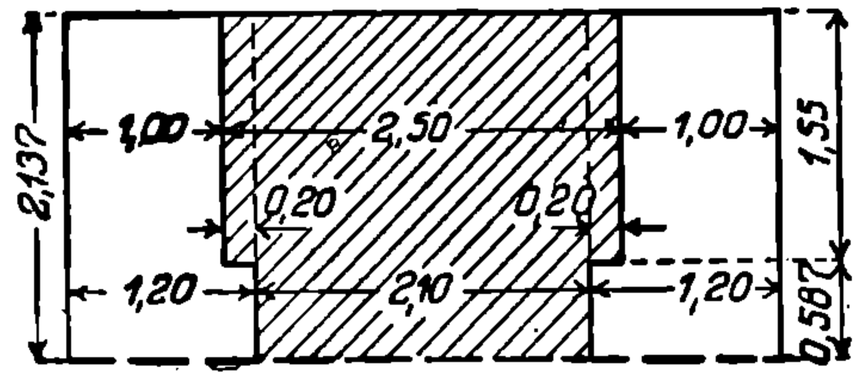
$$M_1 = -E_1 \cdot \frac{2{,}137}{3} = -1{,}67 \ т \cdot м.$$

Для полосы высотою 1,55 *м* и шириною 0,4 *м*:

$$E_2 = 0{,}2439 \cdot 1{,}55^2 \cdot 0{,}4 = 0{,}23 \ т,$$

$$M_2 = -E_2 \left(\frac{1{,}55}{2} + 0{,}587 \right) = -0{,}26 \ т \cdot м.$$

Если ограничиться рассмотрением постоянной нагрузки, то имеем теперь все силы, действующие на стенку. Полагая ее отколовшейся от обратных, получим:



Фиг. 977.

сумма вертикальных сил

$$\Sigma N = 20{,}52 \ т;$$

сумма моментов относительно центра тяжести сечения

$$\Sigma M = -1{,}67 - 0{,}26 + 0{,}04 = -1{,}88 \ т \cdot м;$$

площадь сечения

$$\omega = 4{,}5 \quad 1{,}0 = 4{,}5 \ м^2;$$

момент инерции

$$I = \frac{4{,}5 \cdot 1{,}0^3}{12} = 0{,}375 \ м^4;$$

напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \pm \frac{Mz}{I} = \frac{20{,}52}{4{,}5} \pm \frac{1{,}88 \cdot 0{,}5}{0{,}375} = 4{,}56 \pm 2{,}51 \ т/м^2,$$

т. е. у переднего ребра

$$\sigma_1 = 0{,}71 \ кг/см^2,$$

у заднего ребра

$$\sigma_2 = 0{,}21 \ кг/см^2.$$

Рассмотрим действие подвижной нагрузки, проявляющейся в виде давления непосредственно на переднюю стенку, через землю и в виде сил торможения.

Длина призмы обрушения

$$S = H \operatorname{tg} \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) = 2{,}137 \cdot 0{,}521 = 1{,}11 \ м.$$

Непосредственно на передней стенке (фиг. 978) расположена одна ось (1): момент относительно середины сечения

$$m_1 = -20{,}0 \cdot 0{,}5 = -10{,}0 \ т \cdot м;$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

тормозная сила

$$0{,}1 \cdot 20{,}0 = 2{,}0 \ m;$$

момент тормозной силы

$$m'_1 = -2{,}0 \quad 2{,}137 = -4{,}27 \ m \cdot м.$$

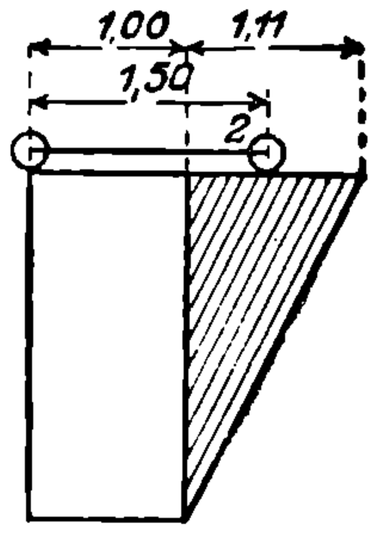
На призме обрушения расположена также одна ось (2).

Тормозная сила, равная $0{,}1 \cdot 20{,}0 = 2{,}0$ m, передается на переднюю стенку пропорционально заштрихованной на фиг. 977 площади, т. е. отношению

$$\frac{2{,}5 \cdot 1{,}55 + 2{,}1 \cdot 0{,}587}{4{,}5 \cdot 2{,}137} = 0{,}53;$$

плечо ее $\frac{2{,}137}{2}$; момент

$$m_2 = 2{,}0 \cdot 0{,}53 \cdot \frac{2{,}137}{2} = -1{,}13 \ m \cdot м.$$



Фиг. 978.

Давление на стенку от подвижной нагрузки через призму обрушения:

$$E'_1 = 2{,}258 \ln (1 + 0{,}75 \cdot 2{,}137) \cdot 2{,}1 = 4{,}53 \ m,$$
$$E'_2 = 2{,}258 \ln (1 + 0{,}75 \cdot 1{,}550) \cdot 0{,}4 = 0{,}70 \ m.$$

Момент этих сил соответственно найдем по формуле:

$$M' = 4{,}517 \cdot b \cdot A \ m \cdot м,$$

где $b = 2{,}1$ и $0{,}4$ $м$.

Величина A находится по формуле:

$$A = (0{,}5 H_0 + 0{,}668) \ln (1 + 0{,}749 H_0) - 0{,}5 H_0.$$

Имеем

$$A_1 = (0{,}5 \cdot 2{,}137 + 0{,}668) \ln (1 + 0{,}749 \cdot 2{,}137) - 0{,}5 \cdot 2{,}137 = 0{,}592;$$
$$A_2 = 0{,}337.$$

Следовательно:

$$M'_1 = -4{,}517 \cdot 2{,}1 \cdot 0{,}592 = -5{,}62 \ m \cdot м;$$
$$M'_2 = -4{,}517 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}337 - 0{,}70 \cdot 0{,}587 = -1{,}02 \ m \cdot м.$$

Таким образом:

сумма вертикальных сил

$$\Sigma N = 20.52 + 20{,}0 = 40{,}52 \ m;$$

сумма моментов

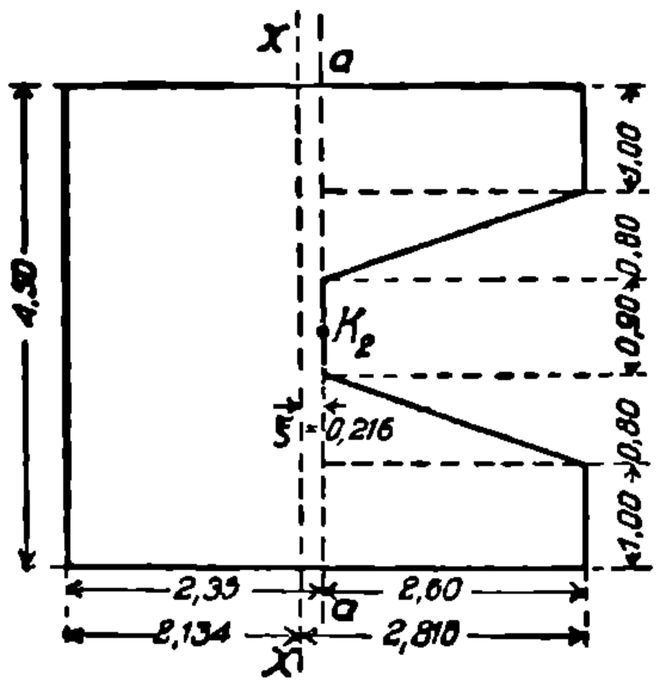
$$\Sigma M = -1{,}88 - 10{,}0 - 4{,}27 - 1{,}13 - 5{,}62 - 1{,}02 = -23{,}92 \ m \cdot м.$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{40{,}52}{4{,}5} \pm \frac{23{,}92 \cdot 0{,}5}{0{,}375} = 9{,}0 \pm 31{,}9 \ m/м^2,$$

у переднего ребра $\sigma_1 = 4{,}09$ $кг/см^2$;
у заднего ребра $\sigma_2 = -2{,}29$ $кг/см^2$ (растяжение).

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 979.

На самом деле эти напряжения не будут иметь места, так как сопряжение передней стенки с обратными возьмет на себя большую часть действующего момента.

Напряжения по обрезу фундамента. — Сечение по обрезу фундамента дано на фиг. 979.

Подобно тому как для верхней части передней стенки, подсчитываем вес *всего устоя* до обреза фундамента и момент веса относительно задней грани передней стенки (точка K_2).

Получаем:

	В е с:	Плечо: (относительно K_2)	Момент:
Пер. стенка (выше подферм. пл.):			
Q_0	= 20,52 *т*	0,498 *м*	— 10,215 *т·м*
Кладка (фиг. 973 — 974)			
$Q_1 = 1{,}85 \cdot 0{,}863 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}2$	= 15,80 „	0,925 „	— 48,498
$Q_2 = 1{,}85 \cdot 2{,}0 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}2$.	= 36,63 „	0,925 „	
$Q_3 = {}^1/_2\, 0{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}2$ . .	= 4,95 „	2,017	— 9,984
$Q_4 = 2 \cdot 1{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}6 \cdot 2{,}2$ . .	= 57,20 „	1,300 „	+ 74,360
$Q_5 = 2 \cdot {}^1/_2 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}05 \cdot 2{,}2$.	= 1,20 „	0,867 „	+ 8,777
$Q_6 = 2 \cdot {}^1/_2 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}2$	= 3,43 „		
$Q_7 = 2 \cdot {}^1/_2 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}6\ 1{,}2 \cdot 2{,}2$	= 5,49 „		
Слив: ${}^1/_3 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 3{,}1 \cdot 2{,}2$	= 0,96 „	1,233 „	— 1,178
Подферменники:			
$2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot 2{,}4$	= 0,94 „	1,350 „	— 1,270
Засыпка на выступах:			
$R_1 = 2 \cdot {}^1/_2 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}55 \cdot 1{,}8$.	= 1,45 „		
$R_2 = 2 \cdot {}^1/_2 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}6 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}8$	= 3,65 „	0,867 „	+ 9,048
$R_3 = 2\ {}^1/_2 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}6 \cdot 3{,}8 \cdot 1{,}8$ . .	= 5,34 „		
	ΣN = 157,56 *т.*		ΣM = + 21,04 *т·м.*

Расстояние равнодействующей веса устоя от задней грани передней стенки (от оси *aa*):

$$\eta = \frac{21{,}04}{157{,}56} = 0{,}134 \text{ м (вправо).}$$

Площадь сечения

$$\omega = 4{,}50 \cdot 2{,}35 + 2 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}6 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}6 = 17{,}85 \text{ м}^2.$$

Статический момент относительно оси *aa* (фиг. 979):

$$S_{aa} = \frac{1}{2} \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}35^2 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}6^2 - 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}6^2 = 3{,}86 \text{ м}^3.$$

Расстояние центра тяжести от оси *aa*:

$$\xi = \frac{3{,}86}{17{,}85} = 0{,}216 \text{ м (влево).}$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент инерции относительно оси XX:

$$I_{xx}=\frac{4,5}{3}\cdot 2,35^3+\frac{2\cdot 1,0}{3}\cdot 2,6^3+\frac{2\cdot 0,80}{12}\cdot 2,6^3-17,855\cdot 0,216^2=32,688\ м^4.$$

Момент сопротивления:

$$W_1=\frac{32,688}{2,134}=15,32\ м^3;$$

$$W_2=\frac{32,688}{2,816}=11,61\ м^3.$$

Расстояние равнодействующей веса устоя от центра тяжести сечения:

$$z=\eta+\xi=0,134+0,216=0,350\ м\ \text{(вправо)}.$$

Момент веса устоя:

$$M_0=+157,56\cdot 0,35=+55,15\ т\cdot м.$$

Рассмотрим случай действия постоянных нагрузок:

Вес устоя	. . . 157,56 $т$,	плечо 0,35 $м$,	момент + 55,15 $т\cdot м$.
Давление фермы	$\cdot\frac{15,739}{2}=$ 7,87	1,13	— 8,93 „
Давление земли	$0,2439\cdot 5,0^2\cdot 4,5=$ 27,44 „	1,67 „	— 45,74 „

Сумма вертикальных сил $= 157,56 + 7,87 = 165,43\ т$.

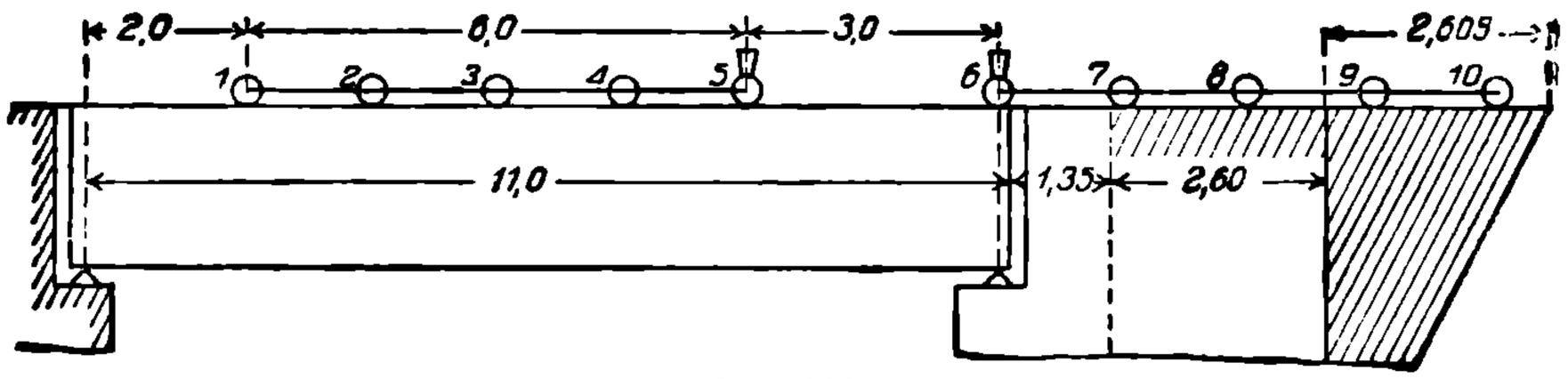
Сумма моментов $= +55,15 - 8,9 - 45,74 = +0,48\ т\cdot м$.

Напряжения:

$$\text{у переднего ребра } \sigma_1=\frac{165,43}{17,85}-\frac{0,48}{15,32}=9,27-0,03\ т/м^2=0,92\ кг/см^2;$$

$$\text{у заднего ребра } \sigma_2=9,27+\frac{0,48}{11,61}=9,27+0,04\ т/м^2=0,93\ кг/см^2.$$

Невыгоднейшее положение устоя будет при расположении временной нагрузки на пролете, устое и призме обрушения (фиг. 980).



Фиг. 980.

Длина призмы обрушения

$$S=H\cdot\operatorname{tg}\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)=5,0\cdot 0,521=2,605\ м.$$

Опорное давление фермы от подвижной нагрузки (оси 1 — 6):

$$A=20,0+\frac{100,0\cdot 5,0}{11,0}=65,45\ т;$$

момент относительно центра тяжести сечения:

$$m_1=-65,45\cdot 1,13=-74,23\ т\cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

Вес осей, расположенных на пролете $P=120{,}0$ *т*; сила торможения

$$T=\frac{1}{10}\cdot P=12{,}0\ т.$$

На один устой действует половина силы торможения

$$\frac{T}{2}=6{,}0\ т,$$

плечо ее 3,263 *м*, момент

$$m_2=-6{,}0\cdot 3{,}26=-19{,}58\ т\cdot м.$$

Давление осей (7 и 8), расположенных на устое, частью передается непосредственно на землю, частью на кладку (по уступам обратных стенок); это последнее для осей 7 и 8 соответственно равно

$$20{,}0\cdot 0{,}63=12{,}60\ т \text{ и } 20{,}0\cdot 0{,}28=5{,}60\ т;$$
$$m_3=+12{,}60\cdot 0{,}366=+4{,}61\ т\cdot м;$$
$$m_4=+5{,}60\cdot 1{,}866=+10{,}45\ т\cdot м.$$

Сила торможения осей 7 и 8:

$$\frac{1}{10}\cdot 40{,}0=4{,}0\ т.$$

Момент

$$m_5=-4{,}0\cdot 5{,}0=-20{,}0\ т\cdot м.$$

Горизонтальное давление земли от загружения призмы обрушения (оси 9 и 10) на всю ширину устоя 4,5 *м* и высоту $H_0=5{,}0$ *м*:

$$E'_0=2{,}258\cdot 4{,}5\ln(1+0{,}75\cdot 5{,}0)=15{,}84\ т.$$

Момент

$$M'=-4{,}517\cdot 4{,}5\cdot A,$$

где

$$A=(0{,}5\cdot 5{,}0+0{,}668)\cdot\ln(1+0{,}749\cdot 50)-0{,}5\cdot 5{,}0=2{,}433;$$

следовательно,

$$M'=-4{,}517\cdot 4{,}5\cdot 2{,}433=-49{,}46\ т\cdot м.$$

Сила торможения осей 9 и 10

$$\frac{1}{10}\cdot 40{,}0=4{,}0\ т.$$

Момент

$$m'=-4{,}0\,\frac{5{,}0}{2}=-10{,}0\ т\cdot м.$$

Таким образом:

сумма вертикальных сил

$$\Sigma N=165{,}43+65{,}45+12{,}6+5{,}60=249{,}08\ т;$$

сумма моментов относительно центра тяжести сечения:

$\Sigma M=$	$+0{,}48$ $т\cdot м$	$-74{,}23$ $т\cdot м$
	$+4{,}61$ „	$-19{,}58$ „
	$+10{,}45$ „	$-20{,}00$ „
		$-49{,}46$ „
		$-10{,}00$ „ „
$\Sigma M=$	$+15{,}54$ $т\cdot м$	$-173{,}26$ $т\cdot м=-157{,}72$ $т\cdot м.$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

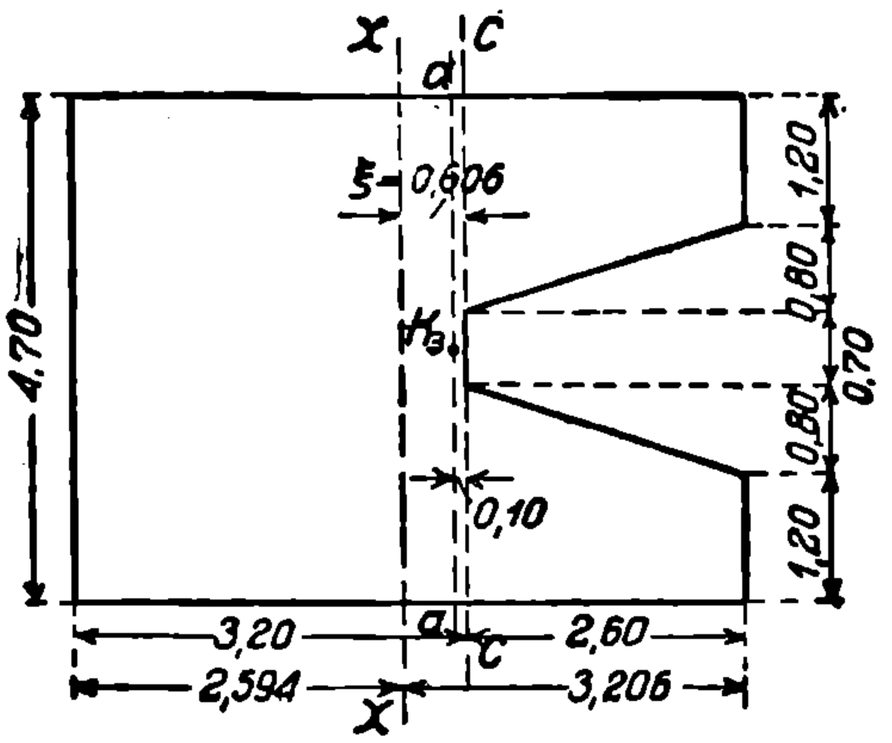
Напряжения:

у переднего ребра $\sigma_1 = \frac{249,08}{17,86} + \frac{157,72}{15,32} = (13,95 + 10,30)\ т/м^2 = 2,42\ кг/см^2$;

у заднего ребра $\sigma_2 = 13,95 - \frac{157,72}{11,61} = (13,95 - 13,59)\ т/м^2 = -0,04\ кг/см^2$ (растяжение).

Давление на грунт. — Давление на грунт определим при постоянной нагрузке и при невыгоднейшем загружении. Момент подсчитываем относительно $K_в$ (фиг. 981); получим

$$\Sigma N = 296,8\ т;$$
$$\Sigma M = -25,21\ т \cdot м.$$



Фиг. 981.

Расстояние равнодействующей веса устоя от aa

$$\eta = \frac{25,21}{296,8} = 0,085\ м \text{ (влево)}.$$

$$\omega = 4,7 \cdot 3,2 + 2 \cdot 2,6 \cdot 1,2 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,6 \cdot 0,8 = 23,36\ м^2;$$

$$S_{cc} = \frac{1}{2} \cdot 4,7 \cdot 3,2^2 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 2,6^2 - 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0,8 \cdot 2,6^2 = 14,15\ м^3$$

$$\xi = \frac{14,15}{23,36} = 0,606\ м;$$

$$I_{xx} = \frac{4,7}{3} \cdot 3,2^3 + \frac{2 \cdot 1,2}{3} \cdot 2,6^3 + \frac{2 \cdot 0,8}{12} \cdot 2,6^3 - 23,36 \cdot 0,606^2 = 59,17\ м^4;$$

$$W_1 = \frac{59,17}{2,594} = 22,84\ м^3; \qquad W_2 = \frac{59,17}{3,206} = 18,46\ м^3.$$

Расстояние равнодействующей веса устоя от центра тяжести основания:

$$z = \xi - 0,100 - \eta = 0,606 - 0,100 - 0,085 = 0,421\ м \text{ (вправо)}.$$

Рассмотрим случай действия постоянных нагрузок:

Вес устоя	296,80 *т*;	плечо	0,421 *м*;	момент	+ 124,95 *т · м*.
Давление фермы	7,87 „	„	0,844 „		— 6,64

Давление земли до обреза фундамента 27,44 *т* получает приращение плеча на 2,5 *м*; момент его $-45,74 - 27,44 \cdot 2,5 = -114,34\ т \cdot м$.

Таким образом:

сумма вертикальных сил

$$\Sigma N = 304,67\ т;$$

сумма моментов

$$\Sigma M = +124,95 - 6,64 - 114,34 = +3,97\ т \cdot м.$$

Напряжения:

переднее ребро

$$\sigma_1 = \frac{304,67}{23,36} - \frac{3,97}{22,84} = 13,04 - 0,17\ т/м^2 = 1,29\ кг/см^2;$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

заднее ребро

$$\sigma_2 = 13{,}04 + \frac{3{,}97}{18{,}46} = 13{,}04 + 0{,}22 \ т/м^2 = 1{,}33 \ кг/см^2.$$

Таким образом, при постоянной нагрузке давление на грунт близко к равномерному.

При невыгоднейшем загружении устоя, представленном на фиг. 980, имеем:

момент опорного давления фермы от подвижной нагрузки:

$$m_1 = -65{,}45 \cdot 0{,}844 = -55{,}24 \ т \cdot м;$$

момент торможения осей (1 — 6):

$$m_2 = -19{,}58 - 6{,}0 \cdot 2{,}5 = -34{,}58 \ т \cdot м;$$

давление осей 7 и 8 соответственно равно:

$$20{,}0 \cdot 0{,}7 = 14{,}0 \ т; \qquad 20{,}0 \cdot 0{,}36 = 7{,}2 \ т;$$

$$m_3 = +14{,}0 \cdot 0{,}756 = +10{,}58 \ т \cdot м;$$

$$m_4 + 7{,}2 \cdot 2{,}256 = +16{,}24 \ т \cdot м;$$

момент торможения осей 7 и 8:

$$m_5 = -20{,}0 - 4{,}0 \cdot 2{,}5 = -30{,}0 \ т \cdot м;$$

момент горизонтального давления земли от загружения призмы обрушения (оси 9 и 10):

$$m_6 = -49{,}46 - 15{,}84 \cdot 2{,}5 = -89{,}06 \ т \cdot м;$$

момент торможения осей 9 и 10:

$$m_7 = -10{,}0 - 4{,}0 \cdot 2{,}5 = -20{,}0 \ т \cdot м.$$

Таким образом:

Сумма вертикальных сил	$\Sigma N =$	$296{,}80 + 65{,}45 +$	$14{,}00 + 7{,}20 =$	$383{,}46 \ т.$
Сумма моментов	$\Sigma M =$	$+ 3{,}97 \ т \cdot м$	$- 55{,}24 \ т \cdot м$	
		$+ 10{,}58$ „ „	$- 34{,}58$ „ „	
		$+ 16{,}24$ „ „	$- 30{,}00$ „ „	
			$- 89{,}06$	
			$- 20{,}00$ „ „	
	$\Sigma M =$	$+ 30{,}80 \ т \cdot м$	$- 228{,}88 \ т \cdot м$	$= - 198{,}08 \ т \cdot м.$

Напряжения:

передневое ребро. $\sigma_1 = \frac{383{,}46}{23{,}36} + \frac{198{,}08}{22{,}84} = (16{,}42 + 8{,}67) \ т/м^2 = 2{,}51 \ кг/см^2;$

заднее ребро: $\sigma_2 = 16{,}42 - \frac{198{,}08}{18{,}46} = (16{,}42 - 10{,}73) \ т/м^2 = 0{,}60 \ кг/см^2.$

Сдвигающая сила $= 27{,}44 + 6{,}0 + 4{,}0 + 15{,}84 + 4{,}0 = 57{,}28 \ т.$

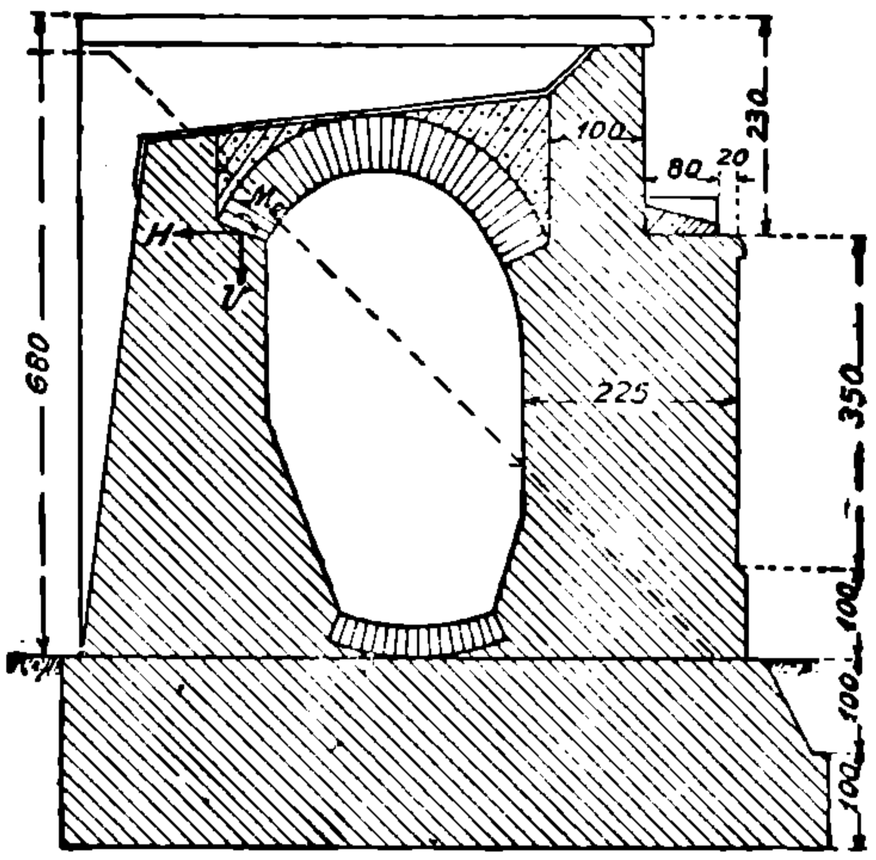
Коэффициент устойчивости на сдвиг:

$$k = \frac{383{,}46 \cdot 0{,}5}{57{,}28} = \sim 3{,}3.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

141. Устой с поперечным проемом. — Расчет устоя, изображенного на фиг. 982, распадается на следующие отдельные операции:

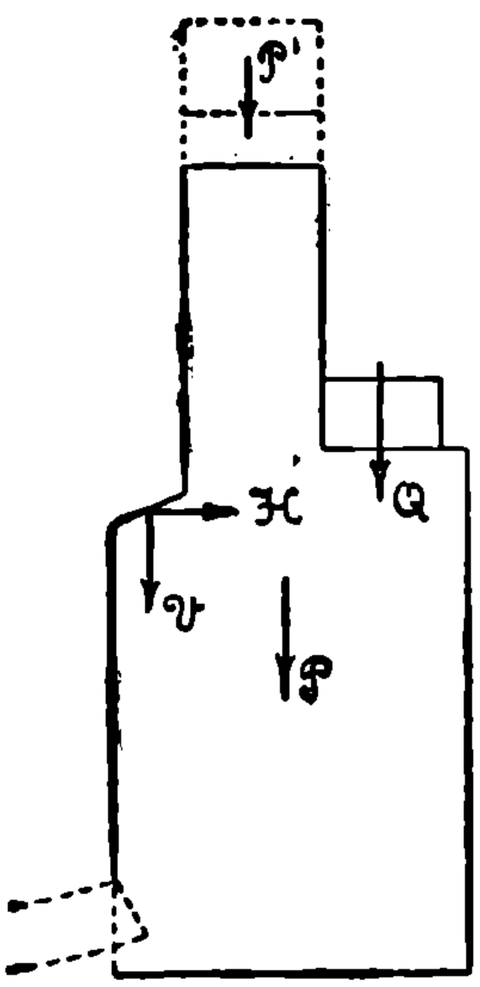
Поверка прочности свода и определение его опорных давлений на опорные стенки. Поверки напряжений в маленьком своде, размеры которого взяты по эмпирическим формулам, в сущности не требуется. Опорные же давления проще всего определить по способу *vw* (стр. 425).



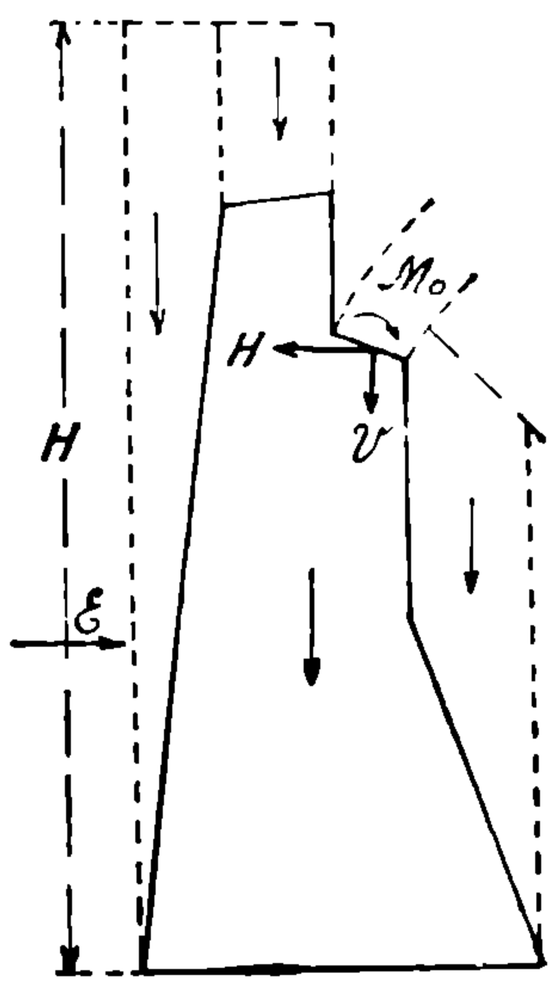
Фиг. 982.

Толщину в замке меньше 40 *см* брать не следует, так как кладка свода будет хуже по условиям перевязки швов, а, кроме того, уменьшение толщины свода ниже этого предела мало дает экономии в кладке и много прибавляет в риске неблагоприятного действия динамической нагрузки. При таких условиях расчет свода как упругой арки — напрасный труд; толщины, принимаемые по практическим соображениям, имеют запас.

В отношении нагрузки отдельные половины свода находятся не в одинаковых условиях: с правой стороны каменная кладка, с левой — давление земли по вертикальному и горизонтальному направлениям. Можно так и расчитывать свод под действием наиболее невыгодной комбинации нагрузок, каковою является возможно более несимметричное загружение свода. Можно довольствоваться поверкой свода при симметричном загружении и при загружении подвижной нагрузкой половины свода.



Фиг. 983.



Фиг. 984.

Что касается давлений опор, то, при полном загружении всего свода временной нагрузкой, способ упругого тела даст для каждой пяты H, V и M_0; или H и V и точку приложения к пяте этих сил.

Поверка переднего и заднего массивов. — Передний массив (фиг. 983) поверяется на устойчивость и прочность по обрезу фундамента под действием сил: V и H от свода, Q от давления фермы, отнесенного к той длине передней стенки, при которой она поверяется; собственного веса P стенки; веса засыпки на уступах и временной нагрузки, как на засыпке, так и на стенке (P').

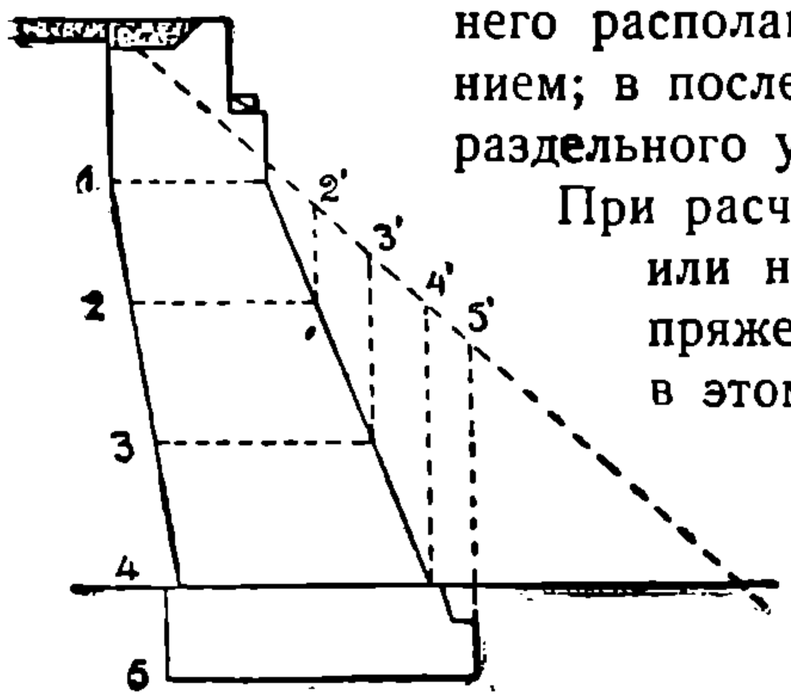
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Задняя стенка (фиг. 984) поверяется на устойчивость и прочность под действием приложенных к ней сил, к которым относятся: напор земли, давление свода, вес засыпки и временной на ней нагрузки, собственный вес.

Давление земли принимается на высоту H всего устоя, если при расчете свода не было принято во внимание горизонтальное давление земли на свод. В противном случае учитывается лишь давление на высоту H' — от пят свода до обреза фундамента, так как давление на верхнюю часть уже окажется в реакциях свода.

Если высота свода значительная, пролет его большой (5 *м* или более), то следует пересмотреть различные комбинации действия сил, например: отсутствие напора земли и действие распора свода лишь от постоянной нагрузки; наибольший напор земли и распор свода от постоянной нагрузки; наибольший распор свода и давление земли и т. п. Примером может служить расчет устоя в п⁰ 124.

142. Обсыпной устой. Раздельный. — Обсыпной устой (фиг. 985) применяется при высоких насыпях либо самостоятельно, либо в связи с близ него располагаемым быком и особым пролетным строением; в последнем случае обсыпной устой образует часть раздельного устоя.



Фиг. 985.

При расчете такого устоя необходимо построить одну или несколько кривых давления, определить напряжения и коэффициенты устойчивости. Так как в этом случае земля прикрывает устой и спереди, то давление земли надо было бы принять и с этой стороны. Но в виду недостоверности формул, дающих напор земли, ограниченной откосом вниз от стенки, и в виду того, что этот напор сравнительно не велик и, кроме того, пренебрежение им идет в запас прочности, — в виду всего этого при расчете принимают лишь во внимание вертикальное давление земли на переднюю часть устоя в виде веса призм между вертикалями 2′, 3′, 4′ и 5′.

Кривая давления находится по точкам, в которых равнодействующая пересекает каждый данный шов. Положение этой точки определяется делением момента всех сил, приложенных к рассматриваемой части устоя (до известного горизонтального сечения) на сумму вертикальных сил. Полученное расстояние надо отложить от той точки, относительно которой взят момент внешних сил. В данном случае для удобств расчета выгодно взять за такие точки задние точки каждого сечения, лежащие на одной вертикали; тогда моменты сил верхней части войдут без изменения и в изучение следующей нижней части.

Что же касается отдельных комбинаций сил, на действие которых надо поверить устой, то в случае придания уклона задней грани следует начать с предположения:

1) Устой стоит без насыпи и без ферм. Здесь имеется в виду поверка на опрокидывание назад. Коэффициент устойчивости в этом случае

НВ УДУНТ (ДІІТ)

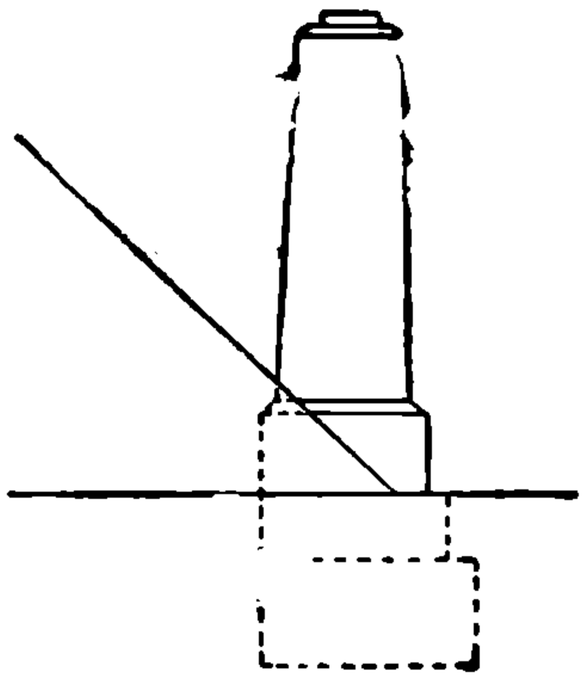
достаточно будет иметь 1,20. Давление может проходить в расстоянии $^1/_4$ ширины подошвы от заднего ребра. При этом и на разрыв и на сжатие кладки могут быть приняты несколько повышенные нормы. Если расчет дает неудовлетворительные результаты, надо обрезать устой круче.

2) Затем следует взять случай напора земли и действия тормозных сил в сторону пролета при невыгоднейшем давлении фермы.

3) Наконец, следует взять комбинацию постоянных сил, под действием которых устой будет всегда находиться и будет происходить его осадка; здесь желательно получить совпадение центра давления сил с центром тяжести подошвы основания.

Если устой имеет в плане не прямоугольную форму, то нужно принять во внимание замечания, приведенные для вышерассмотренных типов устоев.

В раздельном устое, кроме поверки размеров и очертания собственно устоя, необходимо поверить размеры быка. О поверке быков, или промежуточных опор, речь ниже. Здесь же обратим внимание на то, что, кроме сил, приложенных к каждому быку, в быке раздельного устоя имеется еще (фиг. 986) боковое давление земли, так как бык охватывается обыкновенно конусом. Наличность этого давления принуждает давать нижней части быка несимметричное очертание, выдвигая кладку сообразно с направлением равнодействующей сил.



Фиг. 986.

143. Свайное основание устоя. — При расчете свайного основания имеется в виду убедиться, что:

давление на сваю имеет наибольшее значение в пределах допускаемой на нее нагрузки;

число свай взято по возможности наименьшее, для уменьшения стоимости основания;

при действии постоянных нагрузок, сваи работают почти равномерно; это имеет значение для равномерной осадки сооружения. Перегрузка передних свай может вызвать наклон устоя в сторону пролета, что сопряжено с большими неудобствами.

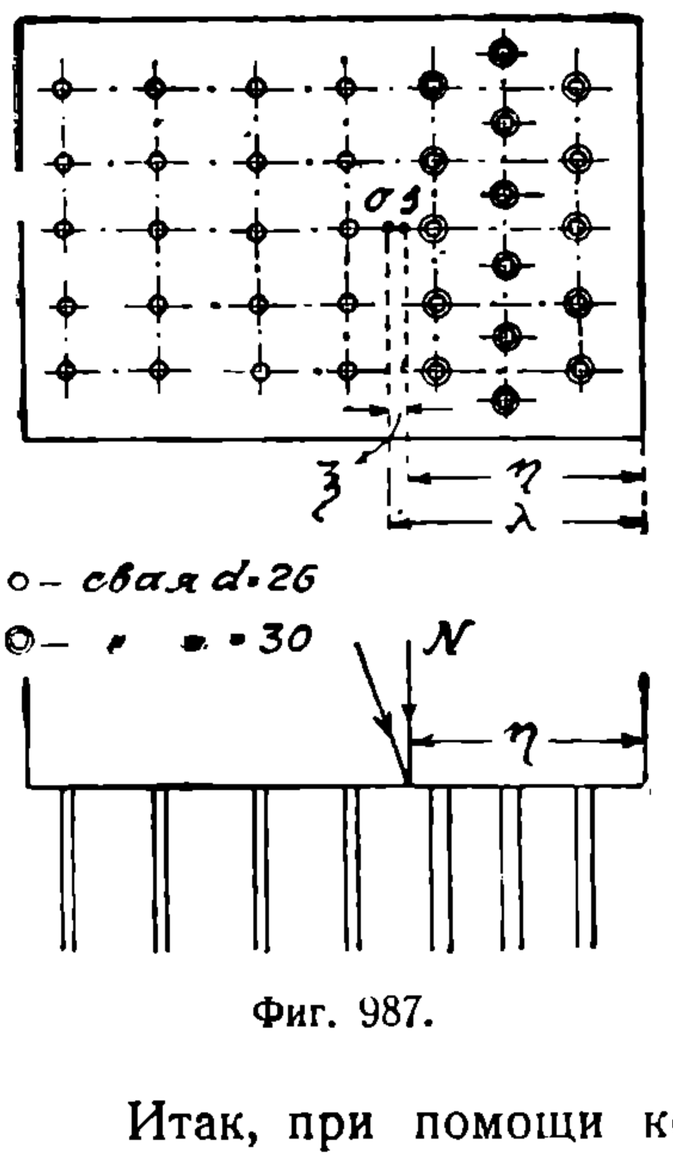
Расчет свайного основания начинают тогда, когда выяснены величина нормальной составляющей давления на основание и точка приложения этого давления. Пусть центр давления s отстоит от передней грани (фиг. 987) в расстоянии η. Пусть величина нормальной составляющей N.

Для получения равномерного давления на все сваи необходимо, чтобы центр тяжести всех сечений свай, рассматриваемых как одна прерывная площадь, совпал с центром давления. Если давление приходится близко к краю основания (η мало), то сваи необходимо ставить гуще у передней грани устоя и реже у задней. При этом наименьшее расстояние между центрами свай по диагонали при шахматном их расположении должно быть не меньше $2 - 2^1/_2$ диаметров свай, а расстояние центра свай от шпунтовых рядов не меньше $30 - 40$ *см*. К шахматному расположению приходится

НБ УДУНТ (ДІІТ)

прибегать для достижения постановки большего количества свай. Если самое густое расположение не дает удовлетворительных результатов, увеличивают диаметр передних свай.

Тогда при вычислении положения центра тяжести свай удобно принять сечение, например, сваи 26 *см* за единицу площади, и площади свай других диаметров выразить через эту единицу; площадь сваи 30 *см* будет



Фиг. 987.

$$\frac{\pi \cdot 30^2}{4} : \frac{\pi \cdot 26^2}{4} = 1{,}33.$$

Сравним нагрузку на две эти сваи, если по очереди поставить их на одно и то же место в предположении, что прочие условия, влияющие на величину нагрузки, одинаковы. В обоих случаях свая сократит свою длину от сжатия на одну и ту же величину; следовательно, усилия, принимаемые сваями, будут пропорциональны площадям их сечений. Если свая 26 *см* нагружается (стр. 370) силою 17 *т*, то свая 30 *см* будет нести на этом месте нагрузку $17 \cdot 1{,}33 = 22{,}6$ *т*.

Допускаемые нагрузки на сваи отвечают этому подсчету.

Итак, при помощи коэффициентов приводим различные сваи к сваям одной меры и принимаем сечение сваи избранной меры за единицу площади.

Применяя к свайному основанию теорию неравномерного сжатия, получим давление на сваю по такой формуле:

$$P = \frac{N}{n} \pm \frac{Mz}{I}, \qquad [A]$$

где

n — число свай: при n подразумевается множитель — единица площади, т. е. сечение сваи, $n = n' + \alpha n'' + \beta n'''$, где в свою очередь n', n'', n''' — число свай отдельных одинаковых диаметров, а α, β — коэффициенты приведения их площадей к площади сваи, сечение которой принято за единицу;

M — момент внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести свай; если расстояние центра давления s от центра тяжести o обозначим через ξ, то $M = N\xi$;

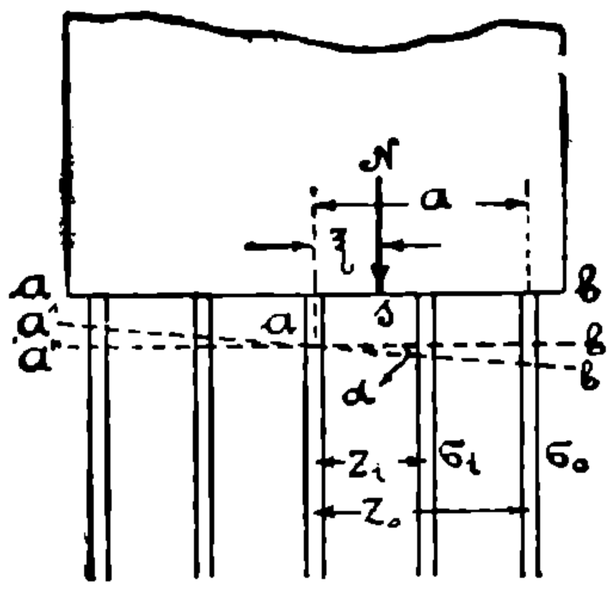
z — расстояние рассматриваемой сваи от оси, проходящей через центр тяжести; наибольшие и наименьшие значения P будут иметь место для крайних рядов свай;

I — момент инерции свайного основания относительно оси, проходящей через центр тяжести свай; так как за единицу площади принято сечение сваи, то, пренебрегая моментом инерции этой площади как элемента полного сечения свайного основания относительно собственной оси, получим:

$$I = (z_1^2 + z_2^2 + \ldots + z_{n'}^2) + \alpha (z_1'^2 + z_2'^2 + \ldots + z_{n''}'^2) + \beta (z_1''^2 + z_2''^2 + \ldots + z_{n'''}''^2).$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Гипотеза, что после деформации свайного основания (фиг. 988) головы свай, лежавшие до деформации в одной плоскости, останутся также в одной плоскости, в достаточной мере оправдывается тем, что каменный массив, нажимающий на сваи, деформируется сам очень мало, а без его деформации невозможно искривление плоскости ab, которая после деформации основания займет положение $a'b'$. Это положение может быть получено равномерной осадкой aa'' и поворотом на угол α; осадка отвечает равномерному сжатию всех свай от силы N, перенесенной в центр тяжести, а поворот отвечает получающемуся при этом моменту $N\xi = M$. Равномерное нажатие на n свай дает на каждую нагрузку $\frac{N}{n}$. Давление от действия момента будет положительное или отрицательное, смотря по положению сваи и знаку момента; по чертежу, правые сваи будут моментом перегружаться, левые — разгружаться.



Фиг. 988.

Обозначим усилие от момента M в правой крайней свае через σ_0, в любой другой оно будет тогда

$$\sigma_i = \frac{\sigma_0}{z_0} z_i.$$

Момент этого усилия относительно центра тяжести будет

$$\sigma_i z_i = \frac{\sigma_0}{z_0} z_i^2.$$

Сумма моментов нагрузок всех свай должна равняться моменту M внешних сил, т. е.

$$M = \frac{\sigma_0}{z_0} \Sigma z_i^2,$$

где суммирование распространено на все сваи основания или рассматриваемой его полосы, вырезанной параллельно плоскости действия сил (нормально к переднему ребру). Под знак суммы войдут и коэффициенты α и β приведения свай к одной мере. Но в таком случае

$$\Sigma z_i^2 = I$$

и имеем:

$$M = \frac{\sigma_0}{z_0} I,$$

откуда:

$$\sigma_0 = \frac{Mz_0}{I},$$

а для какой-нибудь сваи, находящейся в расстоянии $\pm z$ от оси, имеем:

$$\sigma = \pm \frac{\sigma_0}{z_0} z = \pm \frac{Mz}{I}.$$

Суммируя со слагаемым $\frac{N}{n}$, получим формулу [A].

Итак, разместив по предварительным соображениям сваи и имея положение центра давления s, остается найти центр тяжести сечения свай, после чего можно будет применить вышеприведенную формулу [A].

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Для нахождения расстояния центра тяжести относительно, например, переднего ряда свай берем статический момент S их сечений:

$$S = z_1' + z_2' + \ldots + z_{n'}' + \alpha (z_1'' + z_2'' \ldots + z_{n''}'') + \ldots;$$

затем имеем:

$$\lambda = \frac{S}{n}.$$

Если при различных комбинациях внешних сил центр давления на основание колеблется в ту и другую сторону относительно центра давления от постоянной нагрузки приблизительно на одинаковые величины, то располагают сваи так, чтобы их центр тяжести близко стал к центру давления от постоянной нагрузки. В противном случае, для уменьшения момента M, размещают сваи так, чтобы центр тяжести подвинулся в сторону перегрузки свай.

Расчет свайного основания — довольно хлопотливое дело, если задаться отысканием самой выгодной комбинации расположения свай, числа их и диаметра. Возможно очень много вариантов. Увлекаться тщательностью подбора решения не следует, однако, памятуя, что допускаемые нагрузки на сваи и величины внешних сил определены приблизительно, и две-три сваи лишних не составят упущения.

Для того, чтобы предварительно задаться числом свай, можно исходить из равномерного распределения на них давления:

$$n = \frac{N}{P},$$

причем для P, в виду возможной перегрузки от момента, берут на $10 - 12\%$ меньшую величину, чем допускается техническими условиями. Размещают сваи сообразно с колебаниями центра давления и бегло подсчитывают давления P в разных случаях; результаты подсчета укажут недостатки принятого числа свай и их размещения, которые исправляют и повторяют расчет. В некоторых случаях приходится перебрать 3—5 комбинаций, прежде чем окончательно остановиться на каком-нибудь решении.

При применении свай различного диаметра нужно помнить, что формула [A] дает давление на *приведенную сваю;* если рассматриваемая свая в действительности имеет другой диаметр, чем приведенная, то P нужно помножить на коэффициент приведения α, β.

Найдя наибольшее давление на сваю, указывают это давление на чертеже; оно служит для определения отказа при забивке свай.

Отказ l в *см* определяется по формуле проф. Н. М. Герсеванова:

$$l = n \frac{5FQH}{2P(P+5F)} \times \frac{Q + 0{,}2q}{Q+q},$$

где P — расчетная нагрузка на сваю в *кг*, n — число ударов в залоге, которое принимается для ручного копра 20, для машинного и парового 10, Q — вес бабы в *кг*, q — вес сваи в *кг* (с подбабком, если таковой имеется), H — высота подъема бабы в *см*, F — площадь поперечного сечения сваи в $см^2$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Глубина забивки свай для долговременных мостов должна быть, во всяком случае, не менее 4 *м*.

Пример. В качестве примера возьмем устой, для которого по условию грунта требуется устроить свайное основание. Сваи возьмем 26 *см* с допускаемой нагрузкой на сваю 17 *т*. Очертание подошвы фундамента изображено на фиг. 989.

Данные для расчета свайного основания, полученные расчетом устоя, следующие:

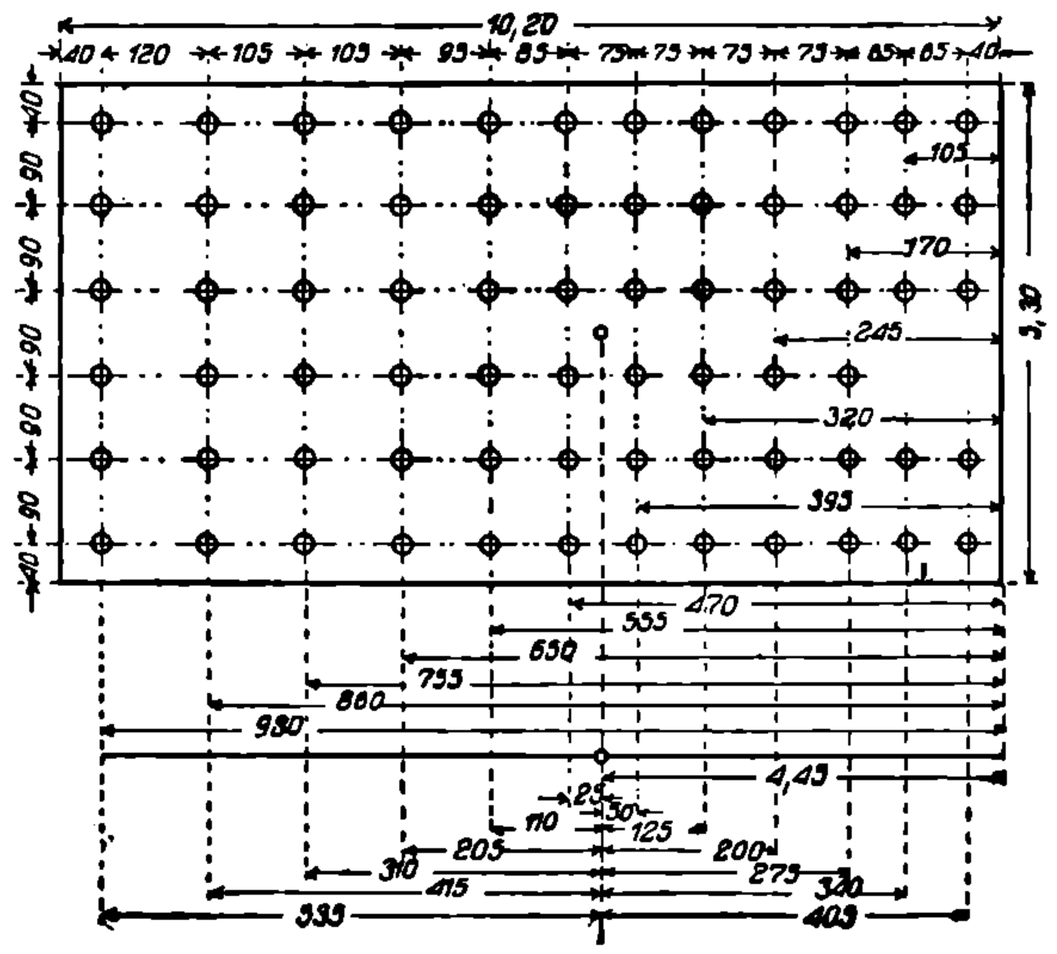
1) При отсутствии подвижной нагрузки на ферме и устое давление N на основание равно 1013 m; расстояние η_1 точки приложения давления от переднего ребра равно 4,48 *м*.

2) При загружении фермы подвижной нагрузкой имеем соответственно:

$$N = 1090\ m, \qquad \eta_2 = 4{,}32\ м.$$

3) При загружении и фермы и устоя:

$$N = 1137\ m, \qquad \eta_3 = 4{,}60\ м.$$



Фиг. 989.

Рассматривая эти данные, видим, что давление от постоянной нагрузки, — в зависимости от которого главным образом должны разместить сваи, стремясь к тому, чтобы давление на все сваи распределялось равномерно, — дает равнодействующую почти по середине между положениями равнодействующих при второй и третьей комбинации, но несколько ближе к последней. При сведении центра тяжести свай к центру давления по случаю 1-му, будем иметь перегрузку передних свай во втором и задних — в третьем случае нагрузки. Если допустимо несовпадение центра тяжести свай с центром давления по 1-му случаю, то желательно, чтобы центр тяжести был впереди центра давления по 1-му случаю.

Число свай зададим так: наибольшее значение N (третьего случая) при равномерном его распределении на сваи требует их в количестве:

$$n = \frac{1137}{17} = 67 \text{ штук.}$$

Но в виду того, что во втором случае давление мало сравнительно разнится от наибольшего и неизбежна перегрузка передних свай, следует число свай взять немного больше; в зависимости от размещения их по основанию принято $n = 72$ шт., расположенных, как показано на фиг. 989.

Статический момент сечений свай относительно переднего ребра фундамента будет

$$S = 6\,(0{,}4 + 1{,}05 + 1{,}7 + 2{,}45 + 3{,}2 + 3{,}95 + 4{,}7 + 5{,}55 + 6{,}5 + 7{,}55 + 8{,}6 + 9{,}8) = 6 \cdot 53{,}45.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Расстояние центра тяжести свайного основания от того же ребра

$$\frac{6 \cdot 53{,}45}{6 \quad 12} = 4{,}45 \ м.$$

Намечаем расстояние свай от найденного центра тяжести и находим момент инерции сечений свай относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$I = 6\,(0{,}5^2 + 1{,}25^2 + 2{,}0^2 + 2{,}75^2 + 3{,}4^2 + 4{,}05^2 + 0{,}25^2 + 1{,}10^2 + 2{,}05^2 + 3{,}1^2 + 4{,}15^2 + 5{,}35^2) = 613{,}5 \ [\text{сеч. сваи} \times м^2].$$

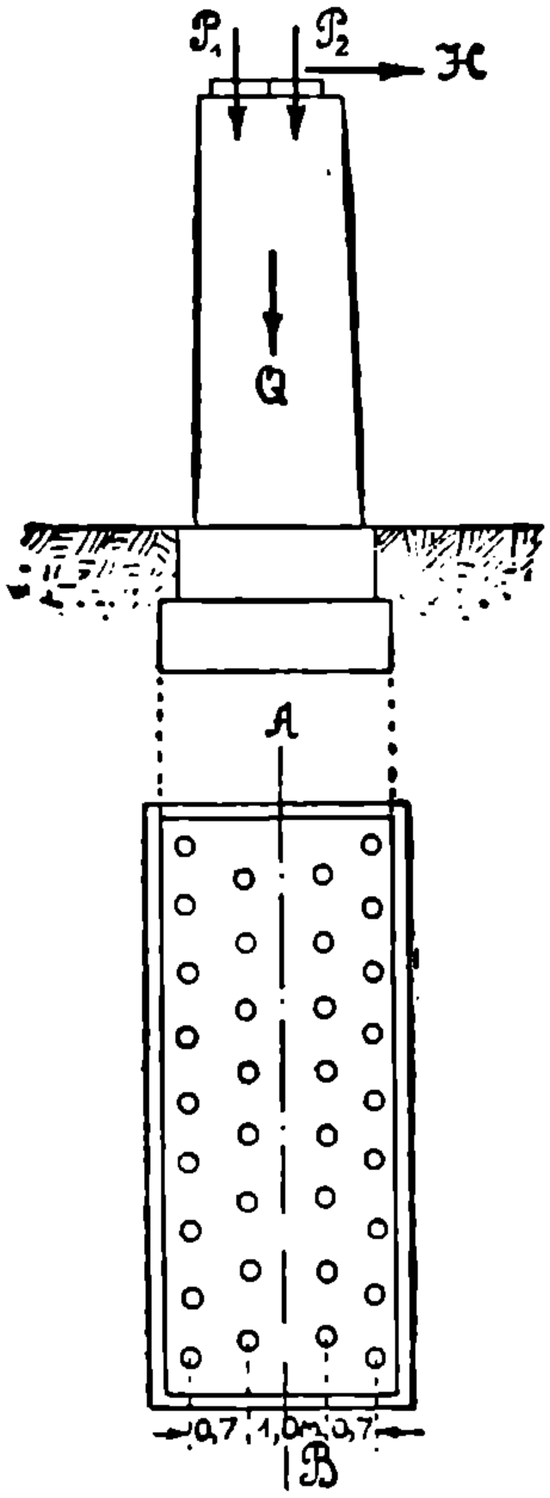
Наибольшее давление на сваи при второй комбинации нагрузок будет иметь место для свай переднего ряда. Будем иметь при эксцентриситете $4{,}45 - 4{,}32 = 0{,}13 м$

$$\max P = \frac{N}{n} + \frac{Mz}{I} = \frac{1090}{72} + \frac{1090 \cdot 0{,}13 \cdot 4{,}05}{613{,}5} = 15{,}14 + 0{,}94 = 16{,}08 \ т.$$

При третьей системе нагрузок перегружены будут задние сваи; эксцентричность давления составляет $4{,}60 - 4{,}45 = 0{,}15 \ м.$

$$\max P = \frac{1137}{72} + \frac{1137 \cdot 0{,}15 \cdot 5{,}35}{613{,}5} = 15{,}79 + 1{,}49 = 17{,}3 \ т.$$

По этой нагрузке и следует дать отказ.



Фиг. 990.

144. Расчет быка. — Бык, или промежуточная мостовая опора, представляет собою колонну из каменной кладки (фиг. 990), на которую действуют частью или полностью следующие силы: собственный вес Q, давление ферм P_1 и P_2, сила торможения H, если неподвижные опоры (одна или обе) расположены на быке. По общему правилу при расчете быка нужно пересмотреть возможные невыгоднейшие комбинации нагрузок. К ним относится комбинация, которая дает наибольшее уклонение равнодействующей всех внешних сил от оси симметрии рассматриваемого сечения; при этом один из пролетов нагружается подвижной нагрузкой, другой — свободен от нее; если пролеты неравные, нагружают больший пролет. Вторым случаем будет комбинация, при которой получается наибольшая вертикальная составляющая давления, что возможно, например, при загружении обоих пролетов на максимум давления на бык; напряжения в кладке и нагрузка на сваю при этом могут оказаться больше, чем в предыдущем случае.

Глубина заложения основания должна быть соображена с родом грунта, глубиною промерзания и глубиною возможного размыва русла.

Сваи в основании следует расставить соответственно действию постоянной нагрузки, т. е. при сим-

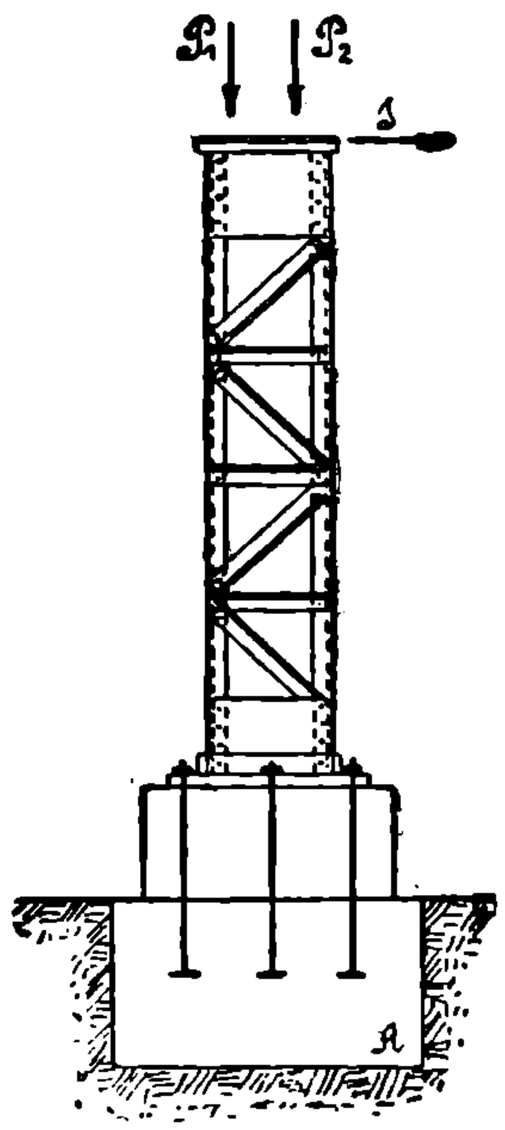
НБ УДУНТ (ДІІТ)

метричном расположении внешних постоянных сил сваи следует ставить симметрично относительно продольной оси *AB* быка. Имея в виду перегрузку крайних свай, при несимметричном действии сил и при действии *H*, сваи размещают так, чтобы их момент инерции относительно оси *AB* был возможно больше, вследствие чего перегрузка будет соответственно меньше; для этого сваи располагают гуще у продольных сторон основания; можно также крайние ряды взять большего диаметра.

Расчет свайного основания ведется по изложенному в предыдущем параграфе.

Если опора высокая, следует обратить внимание также на давление ветра на опору по направлению поперек моста: Сила эта будет приложена посредине высоты быка, или, точнее, в центре тяжести боковой площади быка. При этом учитывают давление ветра на ферму. Действие ветра следует комбинировать невыгоднейшим образом с остальными внешними силами.

145. Металлические промежуточные опоры. — Рассмотрим здесь два типа металлических опор, применяемых в путепроводах: опора из двух колонн значительной ширины, нижние концы которых заделаны в кладке фундамента при помощи анкерных болтов (фиг. 991), и опора из двух сравнительно тонких колонн, концы которых опираются шарнирно на фундаменты и шарнирами же поддерживают фермы (фиг. 993 — 994).



Фиг. 991.

Заделанные колонны. — Ширина колонны, нижний конец которой закреплен в фундаменте болтами, а верхний свободен, берется такая, чтобы равнодействующая внешних сил, при возможных их невыгоднейших комбинациях, проходила через подошву колонны; при этом анкерные болты, конечно, не работают, и ставятся они на всякий случай, для большего обеспечения устойчивости.

Поверка такой колонны производится с этой именно точки зрения, причем сечение колонны, работающей на сжатие, должно быть подобрано достаточное в отношении прочности колонны в целом и в отдельных частях.

Ширина фундамента колонны поверяется на напряжение в кладке, на опрокидывание, например, около ребра *A*, пренебрегая действием земли, и, наконец, в отношении давления на грунт.

Заделанные колонны, для облегчения их, освобождаются от действия сил, развивающихся при торможении, для чего неподвижную опору устраивают на устое, а главные балки отдельных пролетов соединяют в *одно непрерывное целое* посредством конструкций, допускающих, однако, свободный изгиб каждого пролета отдельно.

На колонну могут действовать при таких условиях две вертикальные

НБ УДУНТ (ДІІТ)

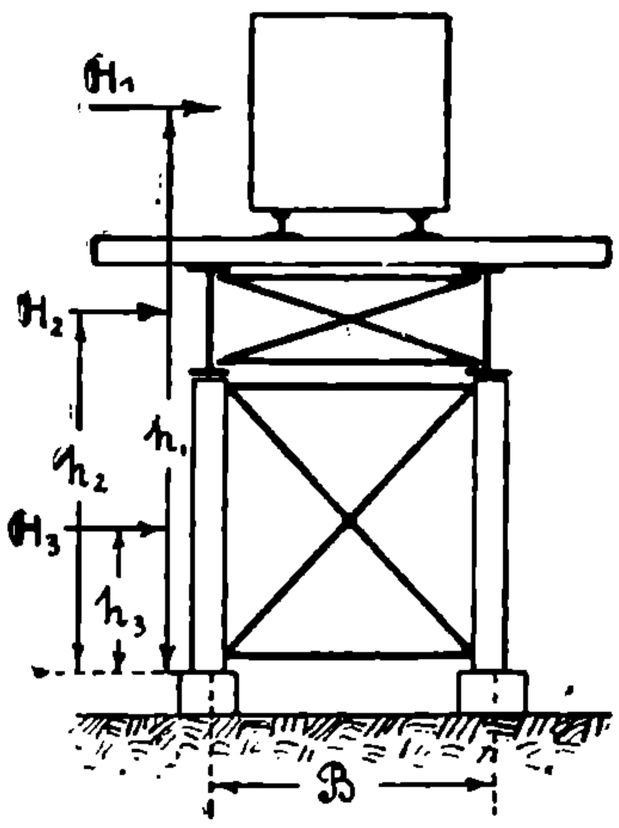
силы P_1 и P_2, которые суть давления ферм. Эти силы могут быть равны или неравны. Поверку на действие этих сил приходится делать в двух предположениях:

1) когда оба смежных с колонной пролета загружены подвижной нагрузкой; при этом получается наибольшее давление на колонну, которое при равенстве сил и при симметричном их расположении будет действовать центрально;

2) когда один пролет нагружен, другой не нагружен подвижной нагрузкой; вследствие значительного неравенства сил P_1 и P_2 давление на колонну будет внецентренное; при этом, хотя давление на колонну и меньше, чем в первом случае, она может, однако, оказаться в более невыгодных условиях нагрузки.

Кроме действия упомянутых вертикальных сил, колонна подвергается еще действию горизонтальных сил, к которым относится давление ветра на пролетное строение, на колонны и на подвижной состав (фиг. 992). При этом добавочное усилие V в колонне находится из условия

$$V \cdot B = H_1 h_1 + H_2 h_2 + H_3 h_3,$$



Фиг. 992.

где B — расстояние между колоннами в поперечном ряду; H_1, H_2, H_3 — давление ветра на подвижной состав, на пролетное строение, на колонну; h_1, h_2, h_3 — расстояние сил H до низа колонны.

К горизонтальным же силам, действующим на колонну, принадлежит, кроме того, сила трения, развивающаяся при перемещении концов ферм на катках вследствие изменения температуры.

Если давление на катки одной колонны Q, диаметр катков d в *см*, трение катания $f = 0{,}005$ *см*, то горизонтальная сила трения, приложенная по направлению вдоль ферм, будет:

$$S = \frac{2 \cdot Qf}{d}.$$

Эта сила изгибает колонну как балку, закрепленную одним концом; по моменту изгиба учитывается дополнительное напряжение от нее в частях колонны.

Связи, соединяющие колонны в поперечном ряду, расчитываются на полное наибольшее давление ветра на пролетное строение с подвижной нагрузкой, принимаемое рассматриваемым рядом колонн. Если имеются контр-диагонали, то предполагают, что диагонали работают только на растяжение. Усилия находятся простым разложением силы H, равной $H_1 + H_2 + H_3$.

Подошва колонны опирается на фундамент при помощи опорных листов или подушек. Площадь давления находится в зависимости от допускаемого напряжения на кладку; если давление получается значительное вследствие

НБ УДУНТ (ДІІТ)

того, что опорный лист передает давление не по всей его площади, так как для этого он не имеет достаточной жесткости, а лишь по некоторому кольцу, определяемому конструкцией, то под колонну кладут специальные штучные камни в роде подферменников.

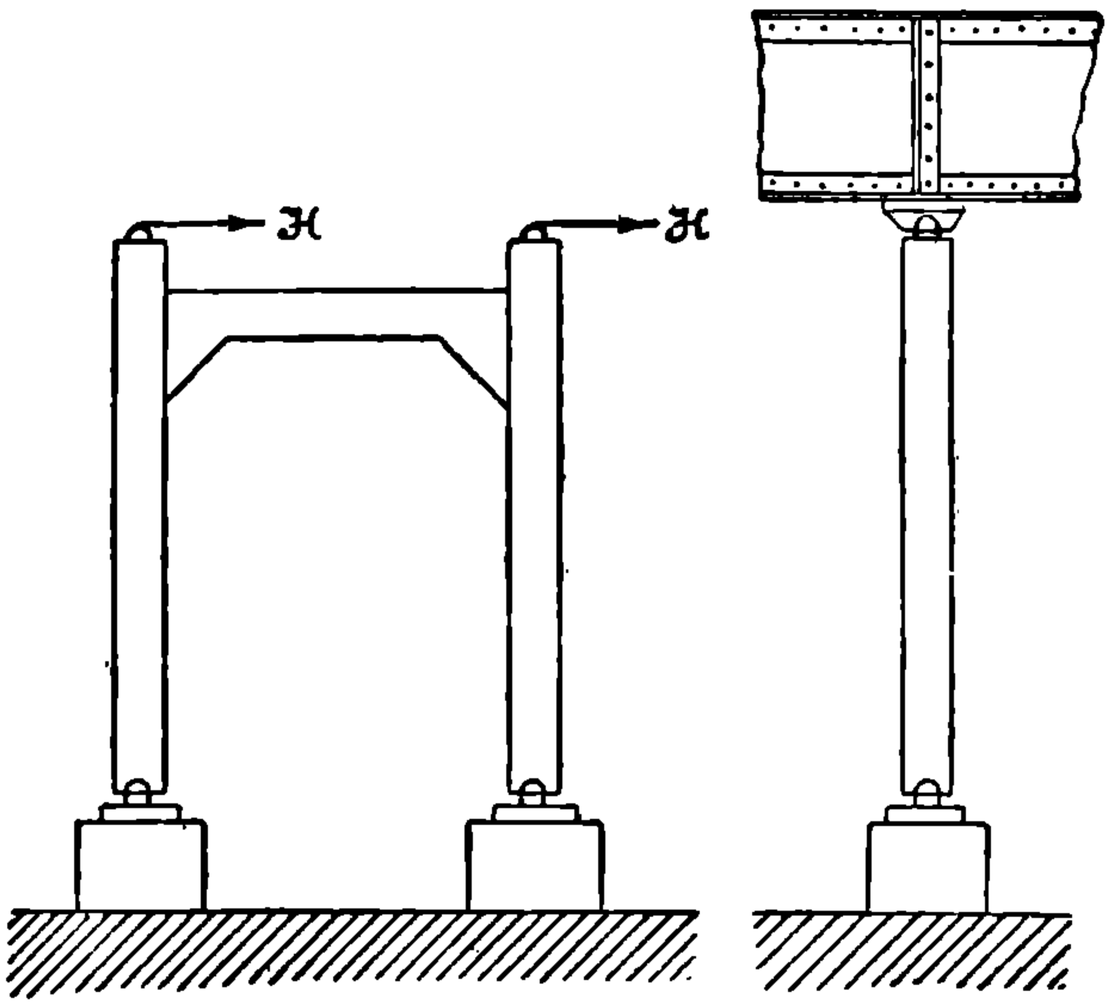
Если путепровод расположен на кривом участке пути радиуса R, то к горизонтальным силам, действующим на поперечный ряд колонн, кроме ветра, присоединяют еще центробежную силу движущегося с некоторой скоростью V поезда.

Эта сила находится по следующей формуле:

$$Z = \frac{\gamma V^2}{gR},$$

где γ — сплошная нагрузка на погонный метр пути, соответствующая поезду; для товарного поезда принимают $\gamma = 8000$ *кг/м*, для пассажирского поезда $\gamma = 6000$ *кг/м*, V — скорость поезда в метрах в секунду, $g = 9{,}81$ *м/сек*^{2} — ускорение силы тяжести, R — надо взять тоже в метрах.

Шарнирные колонны. — Шарнирные колонны подвержены действию тех же внешних сил, что и закрепленные колонны, за исключением сил трения катков. Вертикальные силы, благодаря шарнирности, действуют всегда центрально. Сообразно с этим каждая колонна подвергается лишь сжатию без изгиба. Усилия, возникающие в колонне, определяются в зависимости от конструкции тем же порядком.



Фиг. 993 — 994.

Если в поперечном ряду колонны соединены друг с другом не треугольными шарнирными связями в виде распорок и диагоналей, а одними распорками, как, например, на фиг. 993 — 994, то в таком случае боковая устойчивость ряда достигается жесткостью конструкции, работающей на изгиб.

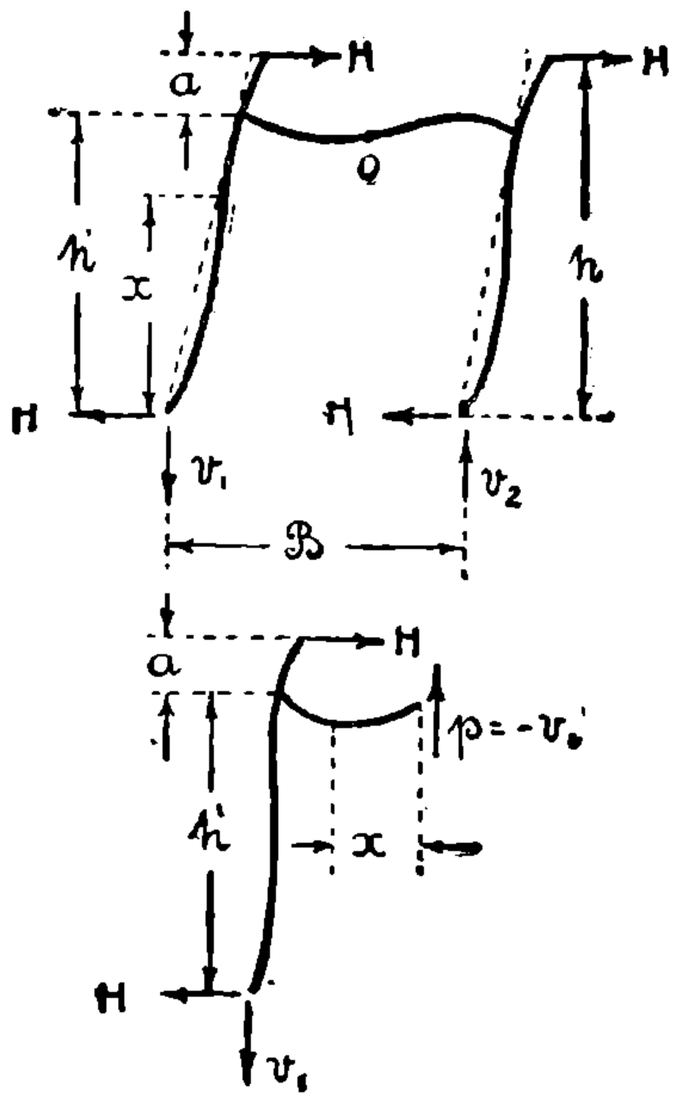
Для поверки прочности подобной конструкции нужно, кроме сжимающих центральных сил, найти изгибающие моменты от горизонтальных сил.

Для конструкции, изображенной на фиг. 993 — 994, состоящей из двух одинаковых стоек, соединенных горизонтальной распоркой, симметричной относительно середины ее длины и подверженной действию двух равных сил H, имеем вследствие симметрии деформации точку перегиба распорки в середине ее длины (фиг. 995 — 996).

Конструкция в отношении реакций опор статически неопределимая, с одной избыточной неизвестной; положение, что точка перегиба на одится

НБ УДУНТ (ДІІТ)

в середине распорки, может быть выведено из изучения деформации конструкции; но в этой истине можно убедиться также интуитивно, на основании симметрии. А раз установлено это положение, мы можем, ни в чем не изменяя напряженное состояние конструкции, положить в середине распорки шарнир. Теперь для определения 4 реакций имеем достаточное число уравнений: три уравнения равновесия для всей конструкции, как одного целого, четвертое — уравнение моментов относительно середины распорки для сил, действующих на половину конструкции. Получим:



Фиг. 995 — 996.

1) горизонтальные составляющие реакции опор равны между собою и равны H;

2) вертикальные составляющие реакции $V_1 = V_2 = \frac{2Hh}{B}$.

Зная горизонтальную составляющую H реакции опоры, можем найти момент изгиба в любом сечении колонны; например, для сечения, находящегося в расстоянии x от нижнего конца колонны, $M = H \cdot x$; наибольший момент равен Hh' и имеет место для сечения у распорки, лежащего ниже ее; для сечения, лежащего выше распорки, наибольший момент $M = H \cdot a$.

Осевое усилие в колонне равно V_1 или V_2.

В распорке осевое усилие равно нулю; в середине распорки $M = 0$, поперечная сила $P = V = \frac{2Hh}{B}$.

Момент изгиба в распорке для сечения в расстоянии x от середины ее будет $M = P \cdot x$.

Наибольшее значение для $x = \frac{B}{2}$ будет

$$M = P \cdot x = \frac{2Hh}{B} \cdot \frac{B}{2} = H \cdot h.$$

В. — Балочные и арочные мосты под обыкновенную дорогу.

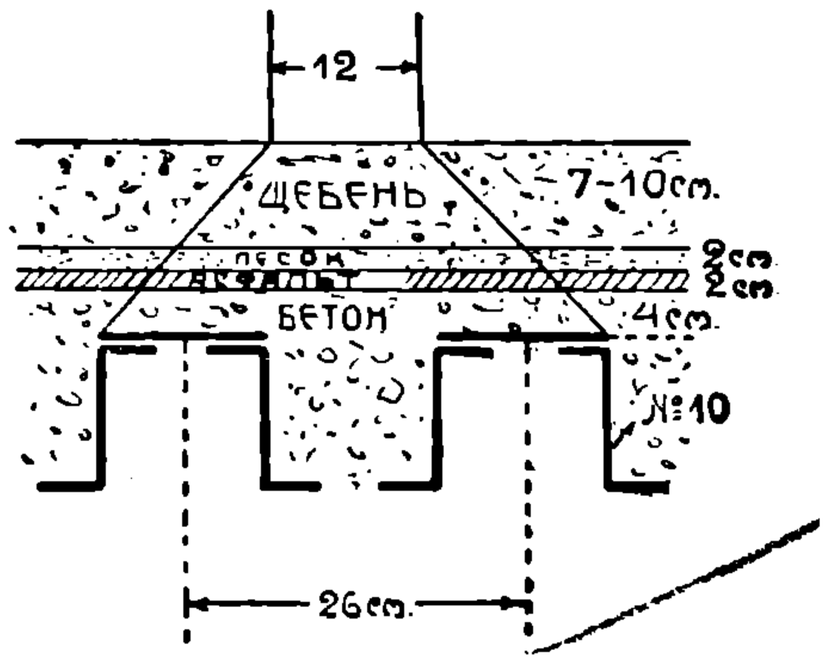
146. Общие замечания. — Обращаясь к мостам под обыкновенную дорогу, нужно прежде всего заметить, что все отличие расчета их вытекает из рода подвижной нагрузки и конструкции ездового полотна, всегда имеющего вид сплошного настила, в любой точке которого может поместиться временная нагрузка. В виду этого считаем достаточным рассмотреть здесь главным образом приемы расчета проезжей части мостов под обыкновенную дорогу.

Расчет опор этих мостов (устоев и быков) производится тем же порядком и теми же общими приемами, но, конечно, сообразно с частными условиями. Например, при расчете опор мостов под обыкновенную дорогу не приходится вводить действие тормозных горизонтальных сил.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

147. Настил и поднастильные брусья. — Относительно расчета и назначения размеров различного рода настилов достаточно указаний дано в п⁰ 117, стр. 525. О весе мостовых приведены данные на стр. 515. Приведем здесь примеры.

Пример 1. Полотно проезжей части поддерживается клепаным волнистым настилом (фиг. 997) и состоит из слоя щебня толщиною от 10 до 17 *см*, слоя песка толщиною 2 *см*, асфальта — 2 *см* и бетона, возвышающегося над настилом на 4 *см*.



Фиг. 997.

Настил расположен на поперечных балках, расстояние между которыми 1,00 *м*, т. е. пролет волны 1,00 *м*.

Расстояние между осями волн 26 *см*.

Постоянная нагрузка на 1 *кв. м* состоит из веса полотна:

слоя щебня	$\delta = 17$	0,17	$\times 1800 =$ 306	*кг*
песка	$\delta = 2$	0,02	$\times 1700 =$ 34	
асфальта	$\delta = 2$	0,02	$\times 1600 =$ 32	
бетона	$\delta = 4$	0,04	$\times 2200 =$ 88	
между волнами		0,055	$\times 2200 =$ 121	„
всего			581	*кг*

На погонный метр волны, соответственно ее ширине, нагрузка равна $581 \times 0{,}26 = 151{,}06$ *кг*; вес погонного метра самой волны 35,35 *кг*; всего $p = 186{,}4$ *кг/м*.

$$M = \frac{pl^2}{8} = 23{,}3 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Временная нагрузка возможна либо в виде давления колеса фуры 4500 *кг*, либо колеса катка 6000 *кг*.

При ширине обода колеса фуры 12 *см*, давление через толщу полотна распределяется на две волны, на каждую по 2250 *кг*. По пролету нагрузка распределяется на длину 0,36 *м*.

Наибольший момент:

$$M_2 = \frac{2250}{2}\left(\frac{1{,}00}{2} - \frac{0{,}36}{4}\right) = 461{,}3 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный изгибающий момент:

$$M = M_1 + M_2 = 23{,}3 + 461{,}3 = 484{,}6 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

на который и поверяется сечение волны.

Пример 2. Тротуар шириною 1,6 *м* имеет настил из прокатного волнистого железа толщиною 4 *мм*, высотою 30 *мм* при длине волны 75 *мм*. По железу слой бетона, возвышающийся на 3,5 *см*, и слой асфальта толщиною 2,5 *см*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Постоянная нагрузка на 1 *кв. м* тротуара:

Асфальт	1600 · 0,025 =	40 *кг*
Бетон	2200 · 0,05 =	110
Волнистое железо		44
		194 *кг*

Временная нагрузка на 1 *кв. м*. 550 *кг*

744 *кг*

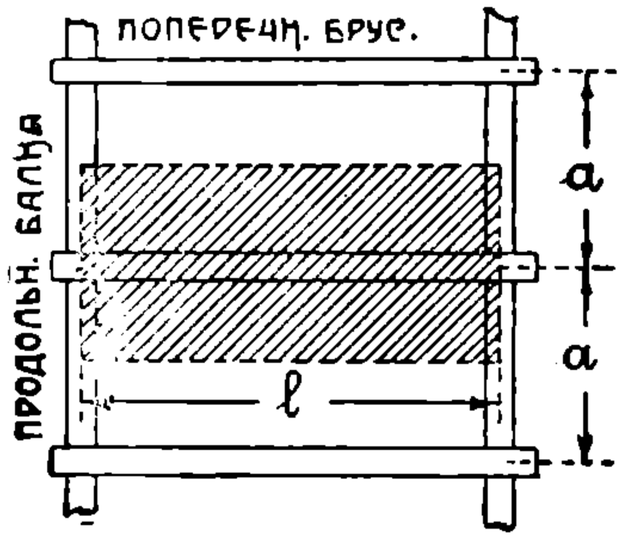
Нагрузка на 1 погонный *м* волны $= \frac{744 \cdot 75}{1000} = 55{,}8$ *кг*.

Момент изгиба $M = \frac{pl^2}{8} = \frac{55{,}8 \cdot 1{,}6^2}{8} = 17{,}86$ *кг · м*;

на этот момент и поверяется взятое сечение волны.

Если волны идут непрерывно на несколько пролетов, можно взять $^4/_5$ от исчисленного выше момента.

Если для ездового полотна применяется двойной дощатый настил, то при больших расстояниях между поперечными балками является необходимость в уменьшении числа продольных балок, т. е. в увеличении расстояния между ними, что сопряжено с введением второстепенных поперечных балок или с укладкой деревянных поперечных брусьев, которые мы и назвали здесь поднастильными брусьями. Такая конструкция показана на фиг. 652, стр. 293. Вместо верхнего дощатого настила здесь применена торцовая мостовая; нижний настил расчитывается тем же порядком.

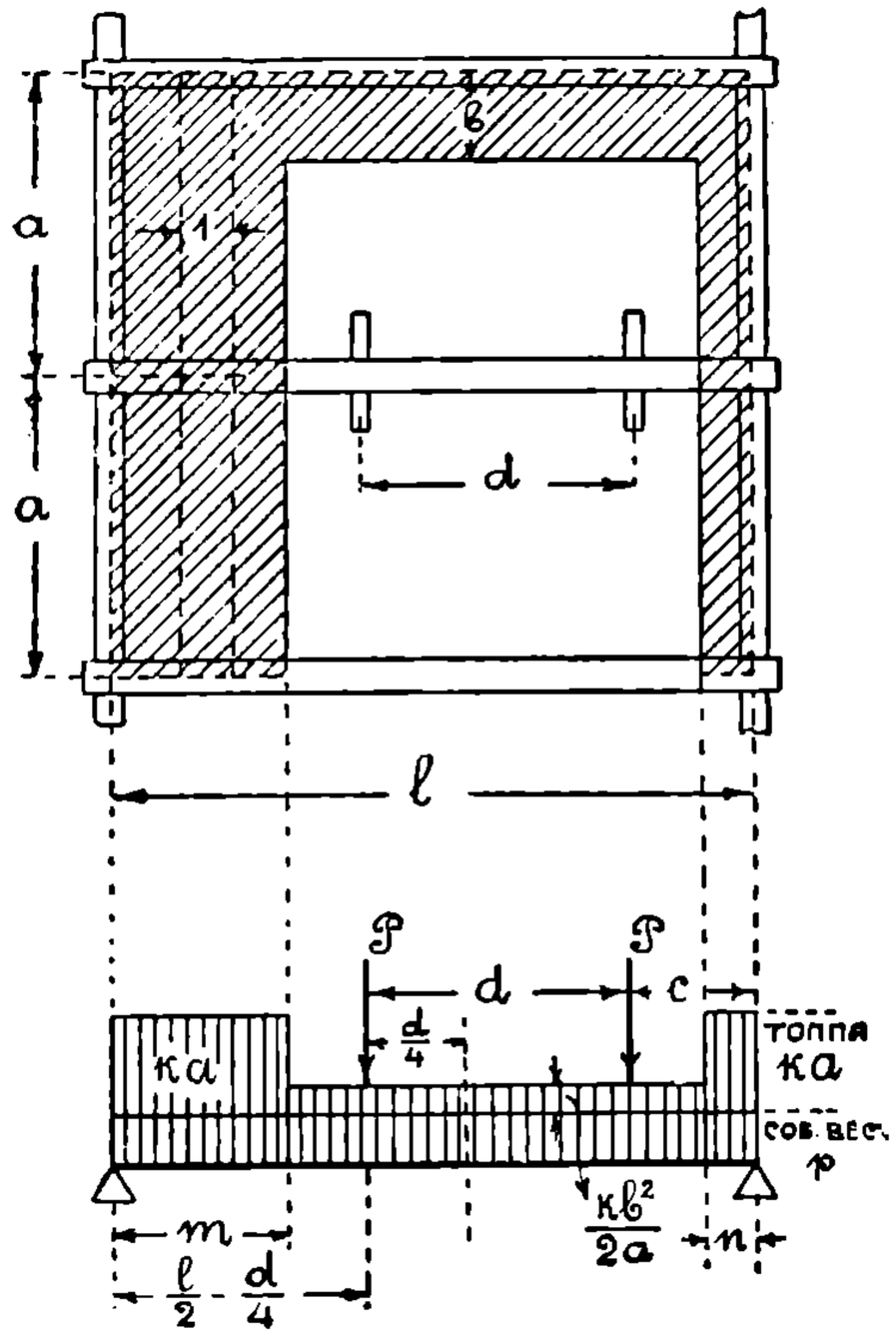


Фиг. 998.

Что касается поперечных брусьев, то нагрузка на них передается досками по закону рычага, в предположении, что доски разрезаны на своих опорах. Каждый брус, кроме крайних, получает нагрузку от двух смежных с ним клеток (фиг. 998); очевидно, постоянная нагрузка на брус равна нагрузке от заштрихованной на фигуре площади, равной *al*; подвижная нагрузка может быть либо сплошная от толпы людей, — тогда она берется с той же площади, — либо сосредоточенная в виде давления колес фуры или грузовика. В последнем случае, — при незначительности расстояний *a* по сравнению с расстоянием между осями фуры, — наибольшее загружение поперечины будет иметь место, когда наиболее тяжелая ось фуры станет над нею (фиг. 999). При этом колеса фуры могут быть поставлены над поперечиной в том или другом положении вдоль нее; очевидно, нужно выбрать положение, отвечающее наибольшему моменту изгиба; наибольший момент может иметь место, когда одно лишь колесо стоит на поперечине в середине ее; это будет в том случае, когда пролет поперечины меньше 1,71 *d*, *d* — расстояние между колесами. При большей величине пролета наибольший момент для балки получится от двух грузов, поставленных на ней в известном наиневыгоднейшем положении (фиг. 999). Если очертание фуры в плане

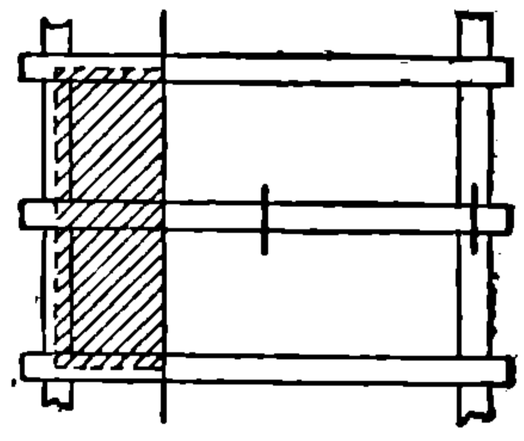
НВ УДУНТ (ДІІТ)

не закрывает обеих клеток, возможна еще постановка толпы, как показано на фиг. 999 заштрихованной вокруг фуры площадью. Эта нагрузка передается настилом на поперечину по закону рычага. Таким образом, получим полную нагрузку балки в виде сплошных и сосредоточенных сил.



Фиг. 999.

Передвигая фуру вправо или влево, будем изменять положение сосредоточенных сил и фронт временной сплошной нагрузки. Остается выбрать такое расположение грузов, чтобы получился наибольший момент изгиба, возможный для балки. Так как решающее значение для величины момента имеют сосредоточенные грузы, то с совершенно достаточной точностью получим величину момента, если сосредоточенные грузы установим так, как будто бы на балке были только они одни, а затем по ним уже разместим толпу.



Фиг. 1000.

По данным фигуры 999, имеем для реакции левой опоры:

$$A = p\frac{l}{2} + \frac{kam}{l}\left(l - \frac{m}{2}\right) + \frac{kan^2}{2l} + \frac{P}{l}(2c + d) + \frac{kb^2}{2a}(l - m - n)\left(\frac{l - m + n}{2l}\right).$$

Наибольший момент в сечении под левым грузом P:

$$\max M = A\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right) - \frac{p}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2 - kam\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4} - \frac{m}{2}\right) - \frac{kb^2}{4a}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4} - m\right)^2$$

Для наибольшей перерезывающей силы нагрузка устанавливается иначе: например, фура ставится так, чтобы одно из колес стало у опоры поперечины (фиг. 1000), что само собою понятно.

Если по мосту возможно прохождение парового катка, то нужно попробовать нагрузку катком, не дает ли она более невыгодного случая. Величины новых временных нагрузок и условия их комбинирования приведены в n° 59 стр. 336.

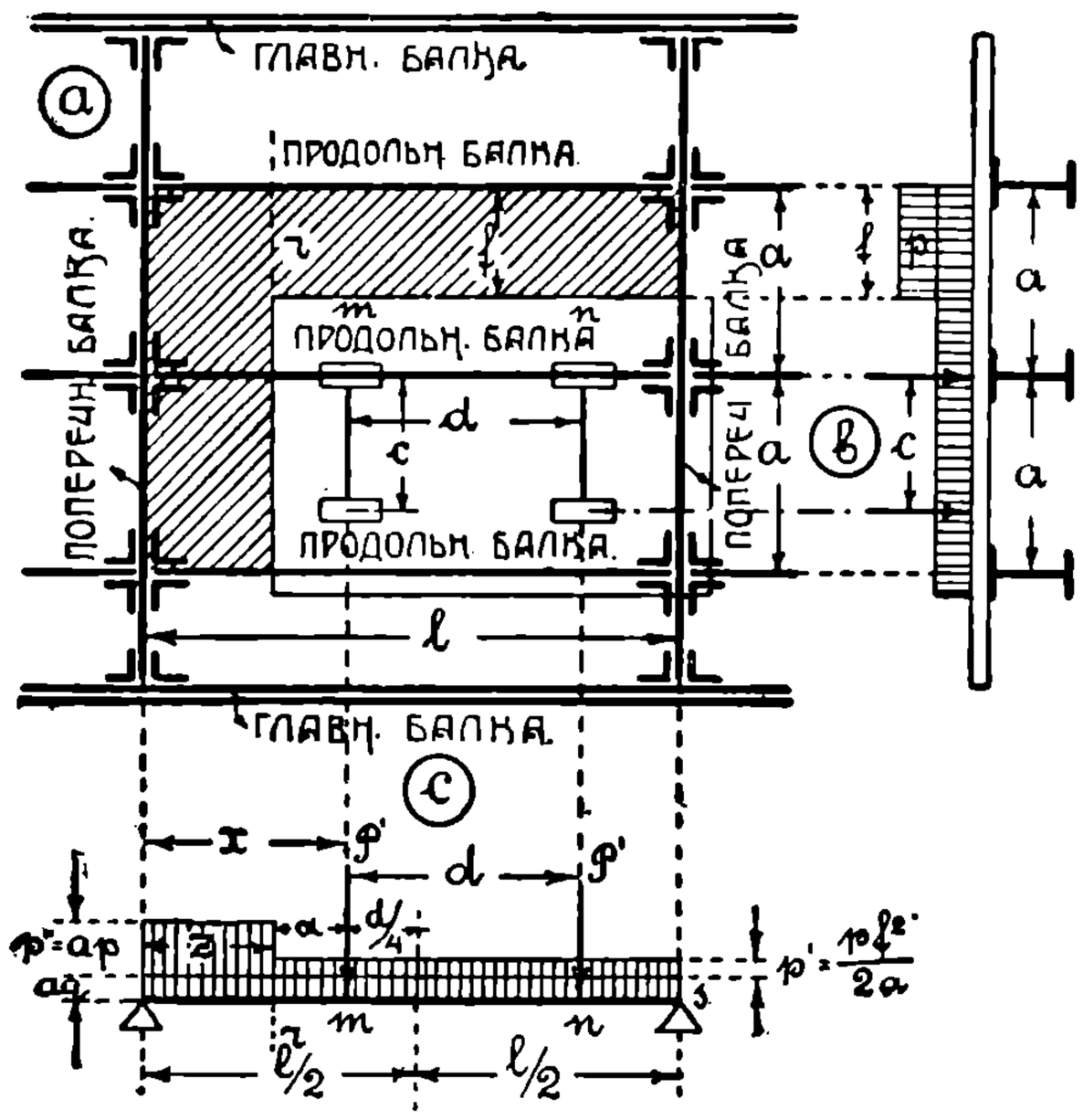
148. Продольные балки. — Продольные балки рассматриваются большею частью как балки, свободно лежащие на опорах. Но если конструкция прикрепления обеспечивает непрерывность их, то рассматривают всю линию

НБ УДУНТ (ДІІТ)

продольных балок как неразрезную балку; при этом имеют в виду, что у крайней поперечной балки конец продольной слабо закреплен и может быть рассматриваем как свободный, вследствие чего упрощают расчет, допуская в запас прочности, что балка неразрезная *в два* или *в три* пролета; пролет равен расстоянию между поперечными балками.

Установив расчетную схему рассматриваемого элемента, определяют те нагрузки, коим балка может подвергаться, как постоянные, так и временные, их возможные комбинации и, наконец, невыгоднейшее загружение для получения наибольшего момента и поперечной силы.

Во всех случаях, когда на продольные балки нагрузка передается элементами полотна, жесткими в направлении поперек продольных балок,— передача предполагается происходящей по закону рычага с каждого смежного пролета как с разрезной балки.



Фиг. 1001.

В случае же настила из листов, закрепленных по всему периметру, для постоянной нагрузки делают предположение, что на каждую сторону клетки передается смежный треугольник или трапеция из четырех, на которые клетка делится биссектрисами. Что же касается временной нагрузки, то и здесь передача предполагается по закону рычага только на продольные балки.

Несмотря на то, что нагрузка на продольные балки может передаваться поперечными брусьями лишь в определенные точки, для простоты полагают, что нагрузка передается непосредственно на балку в том месте, против которого она стоит. Сплошная нагрузка на полотне будет при этом сплошной и на балке.

Теперь остается установить невыгоднейшим образом подвижную нагрузку. Для наибольшего момента изгиба в продольной балке, длина которой превосходит расстояние между осями грузовика, возможна комбинация грузов и установка, показанная на фиг. 1001. Поперечный настил передает нагрузку на среднюю продольную балку с двух клеток (фиг. 1001, *b*). Наибольшее давление фуры на балку будет при расположении одной пары колес над балкой, остальную часть двух клеток загружают толпой. Установив нагрузку в поперечном направлении, надо то же сделать и в продольном относительно балки направлении. С достаточной, в большинстве

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

случаев, точностью можно, передвигая фуру вдоль балки, поставить ее на max M от двух подвижных грузов (фиг. 1001, c), а затем к max M под одним из грузов прибавить момент для того же сечения от постоянной нагрузки и сплошной временной.

Пусть постоянная нагрузка $= q$ на кв. метр, временная сплошная p; пролет продольной балки l; расстояние между ними — a; давление каждого из колес фуры P; расстояние между осями фуры — d, между колесами одной и той же оси — c.

Тогда на продольную балку от фуры передается в точках m и n по грузу (фиг. 1001, a, c)

$$P' = P\left(1 + \frac{a-c}{a}\right).$$

Постоянная сплошная нагрузка на продольную балку равна $= aq$ на погонный метр ее длины.

Временная сплошная нагрузка на участке rs балки равна на погонный метр:

$$p' = \frac{pf^2}{2a};$$

временная нагрузка на остальной длине балки равна на погонный метр:

$$p'' = ap.$$

Устанавливаем (фиг. 1001, c) грузы P' так, чтобы один из них был в расстоянии $\frac{d}{4}$ от середины; при этом момент от обоих грузов в сечении m будет:

$$M' = \frac{2P'}{l}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right)^2.$$

Затем в том же сечении, от постоянной нагрузки aq

$$M'' = \frac{aq \cdot x}{2}(l - x) = \frac{aq}{8}\left(l^2 - \frac{d^2}{4}\right).$$

От нагрузки p' находим момент в сечении m по формуле:

$$M''' = \frac{p'(l-z)^2 x}{2l} - \frac{p'(x-z)^2}{2};$$

от нагрузки p''

$$M'''' = \frac{p''z^2}{2l}(l - x).$$

Искомый наибольший момент будет равен сумме этих четырех моментов.

Здесь есть, однако, некоторая неточность вследствие того, что сосредоточенные грузы поставлены так, как если бы, кроме них, на балке другой нагрузки не было. На самом деле присутствие сплошной нагрузки изменяет положение сосредоточенной для получения наибольшего значения момента от всех нагрузок одновременно.

Более точно задачу можно решить следующим путем. Возьмем некоторое произвольное положение грузов P, выражаемое величиной x; для

НВ УДУНТ (ДІІТ)

этого положения составим выражение момента в сечении x; оно будет функцией 3-й степени x; возьмем производную по x, приравняем нулю и найдем значение x для $max\ M$. Зная x, найдем и величину $max\ M$.

Для произвольного x три последние слагаемые момента выразим из предыдущих формул; заменяя z через $(x-a)$, где a — свес фуры над задней осью (фиг. 1001, c) и дается очертанием кузова фуры, —

$$M''=\frac{aq\cdot x}{2}(l-x),$$

$$M'''=\frac{p'(l-x+a)^2}{2l}x-\frac{p'\cdot a^2}{2},$$

$$M''''=\frac{p^2(l-x)(x-a)^2}{2l},$$

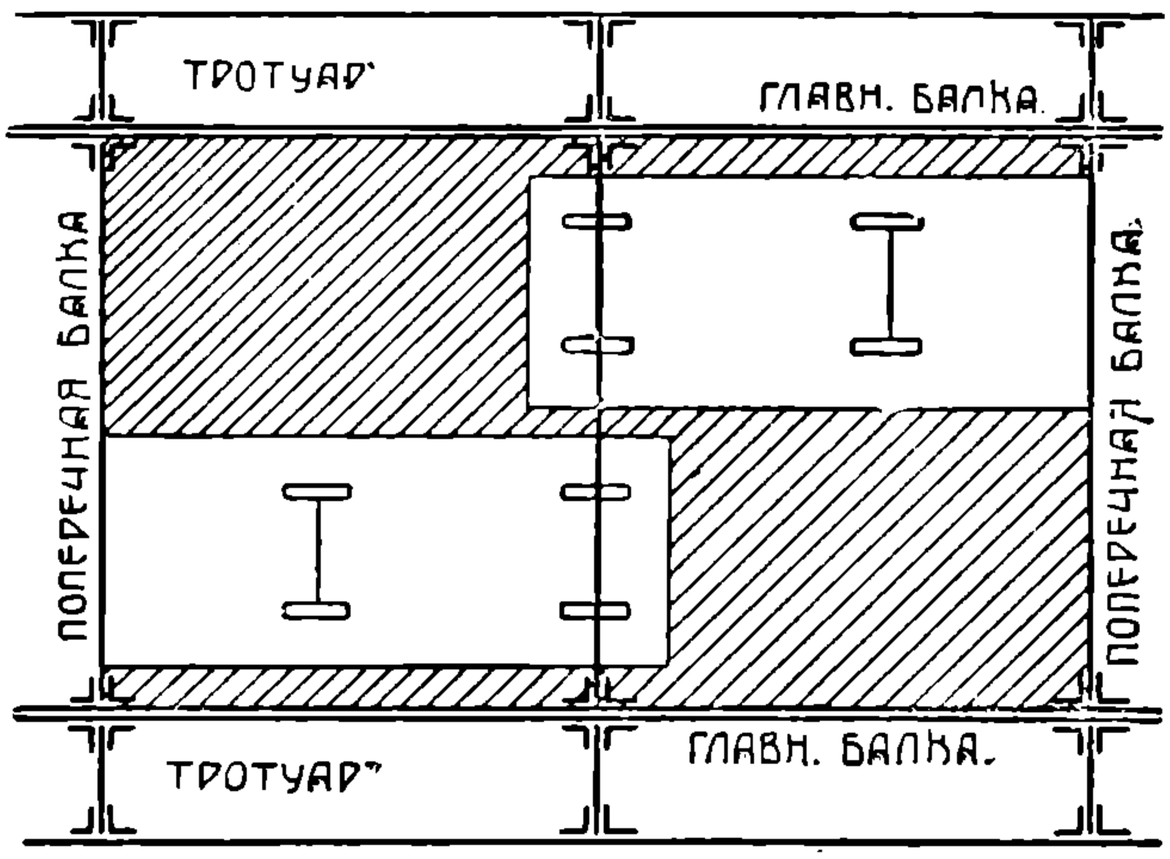
а для P' момент будет:

$$M'=\frac{P'(2l-2x-d)}{l}x.$$

Для получения *наибольшей поперечной силы* на опоре подвижную сосредоточенную нагрузку следует, очевидно, поставить так, чтобы одно колесо стало над опорой; место, не занятое фурой, следует занять толпой.

Если расстояние a между продольными балками таково, что на полосе моста шириною $2a$ могут поместиться две фуры рядом, то следует принять эту комбинацию нагрузок, заполняя место по бокам фур и сзади них толпой. Установка фур невыгоднейшим образом делается по известным уже приемам.

149. Поперечные балки. — Нагрузка на промежуточную поперечную балку передается продольными балками от двух смежных панелей по закону рычага. Очевидно, для получения наибольших давлений на балку от подвижной нагрузки, последнюю необходимо, если это фуры, поставить так, чтобы наибольшее число наиболее тяжелых колес стало над рассматриваемой балкой; остальное пространство полотна на двух смежных панелях загружается толпой [1]) (фиг. 1002).



Фиг. 1002.

Если тротуары поддерживаются тоже поперечной балкой, то загружают и их; если же тротуары на консолях, то нагрузка на них уменьшает момент изгиба в пролете поперечной балки, а потому в расчет берется лишь постоянная нагрузка тротуаров.

[1]) По новым нормам НКПС (стр. 337), на полосах моста, занятых грузовиками, толпа не ставится.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Поставив подвижную нагрузку вдоль моста так, например, чтобы задние колеса стали над поперечной балкой, и вычислив сосредоточенные силы и сплошные, передающиеся на поперечную балку, устанавливают затем нагрузку невыгоднейшим образом, двигая ее поперек моста по поперечной балке.

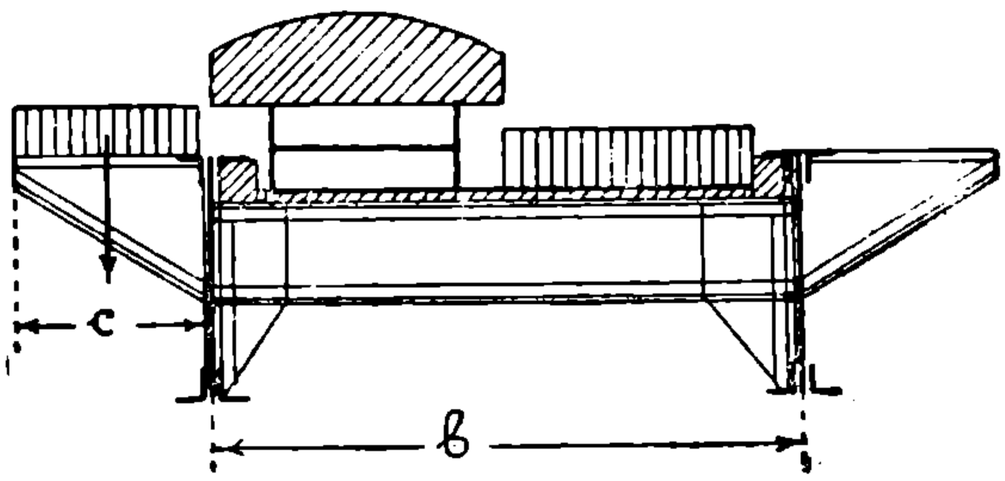
Подсчет нагрузок, установка невыгоднейшим образом и нахождение моментов и поперечных сил ничем не отличаются по существу от изложенного для продольных балок.

Другие виды подвижной нагрузки, как каток, вагоны трамвая, устанавливаются отдельно или в комбинациях, сообразно с требованиями технических условий проектирования. Например, при установке парового катка, толпа не размещается на мосту, так как в действительности такое сочетание нагрузок легко не допустить. Относительно же расположения отдельных грузов эти нагрузки устанавливаются по известным правилам на невыгоднейшее действие.

Если поперечная балка служит вместе с тем распоркой ветровых горизонтальных связей, то напряжения в ней, как в распорке, добавляются к напряжениям от вертикальной нагрузки. Полное напряжение сравнивается с допускаемым, которое берется более высоким, чем в случае изучения действия одних вертикальных нагрузок. Для определения напряжения в балке, как в распорке, берется либо все сечение балки, либо тот ее пояс, который ближе к плоскости расположения диагоналей связей.

Подробности, не упомянутые здесь, станут ясны из следующих за сим примеров.

150. Главные балки. — Главные балки расчитываются на нагрузку рядами фур с толпой или одной толпой, что более невыгодно, или по особым указаниям технических условий. Фуры сдвигаются возможно ближе к главной балке, так как при этом, очевидно, на нее будет передаваться через проезжую часть наибольшее давление. Что касается тротуаров, то, если они на консолях (фиг. 1003), загружают лишь один, со стороны рассматриваемой фермы. При этом добавочное давление на погонный метр фермы, как давление на опору, равно



Фиг. 1003.

$$p' = pc\frac{2b + c}{2b}.$$

Определив поперечную передачу нагрузок на главную балку, устанавливают грузы вдоль фермы на max M или max поперечной силы.

Что касается постоянной нагрузки, то она для тех частей, которые уже расчитаны, определяется точно по размерам их. Вес балочной клетки получается в виде веса поперечных и продольных балок плюс процентов 20 — 25 от их веса на добавочные конструктивные части, как-то: связи

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

между продольными балками, уголки жесткости, уголки для соединения продольных балок с поперечными и т. под.

Собственный вес главных балок приведен в нижеследующей таблице.

Таблица веса главных балок на 1 *кв. м* проекции моста в *кг*

(Пролет L в метрах.)

Характер моста	Параллельные пояса	Криволинейные пояса
1. Мост под об. дорогу с двойным дощатым настилом .	$q = 3{,}45\ L$	$q = 3{,}12\ L$
2. Шоссейный мост с щебеночной корой на железном настиле .	$q = 5{,}5\ L$	$q = 5{,}0\ L$
3. Городской мост с щебеночной одеждой на железном настиле .	$q = 6{,}1\ L$	$q = 5{,}5\ L$
4. Городской мост с каменной мостовой на слое гравия; настил из лотков	$q = 6{,}77\ L$	$q = 6{,}1\ L$
5. Пешеходный мост	$q = 3{,}84\ L$	$q = 3{,}45\ L$

На связи между главными балками следует добавить от 5 до 10% веса главных балок.

Для мостов арочных с 2 шарнирами собственный вес главных ферм выражается формулой (по Engesser'у) на 1 погонный метр моста:

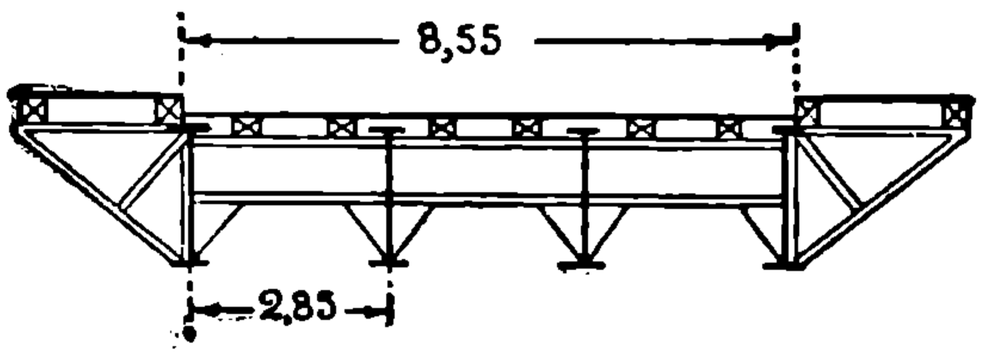
$$q = (\gamma \cdot B + 35\ z)\ кг,$$

где B — ширина моста в метрах, z — число ферм, γ — коэффициент, зависящий от пролета и конструкции проезжей части:

при пролете	$L = 10\ м$	$20\ м$	$30\ м$
двойной дощатый настил	$\gamma = 28$	53	80
полотно щебеночное	$\gamma = 32$	62	94

для арок с тремя шарнирами вес, взятый для арок с двумя шарнирами, уменьшается на 15%.

151. Связи. — Связи между главными балками расчитываются таким же образом, как в мостах под железную дорогу, причем для площади подвижной нагрузки, подверженной действию ветра, принимают высоту от 2,0 до 2,5 *м*.



Фиг. 1004.

152. Пример. — Полотно проезжей части путепровода над железной дорогой [1]) имеет ширину 4,00 *саж.* = 8,55 *м*; поддерживается оно продольными деревянными брусьями, лежащими на поперечных железных балках (фиг. 1004), в свою очередь опирающихся на 4 главные балки, расположенные на взаимном расстоянии 2,85 *м*. Между поперечными балками расстояние равно 1,502 *м*, а между осями прогонов 55,88 *см* [2]). Ездовое полотно состоит из

[1]) Из сборника записок Моск. окр. жел. дор.

[2]) Такая точность (сотые доли сантиметра) здесь совершенно неуместна.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

двух рядов досок: верхнего толщиною $2^1/_2''$ и нижнего — 4". Сечение прогонов $9'' \times 12''$.

Тротуары поддерживаются консолями, на которых лежат продольные брусья, и на этих последних двойной настил из $2^1/_2''$ досок. Необходимо сказать, что одиночного настила было бы, повидимому, совершенно достаточно здесь: движение по тротуару загородного моста не может быть столь значительным, чтобы была нужда в особом настиле на истирание.

Главные балки представляют собою неразрезные двухпролетные балки; средняя опора устроена в виде качающихся колонн. Пролет равен 18,0 *м*; общая же длина балки (полная) 16,90 саж.

Нагрузки. — Временная нагрузка возможна в трех видах: 1) в виде катка; 2) фуры и толпы; 3) толпы людей. Вес катка принят в 20 *т*, фуры 18 *т*; и толпа на проезжей части 440 *кг/м²*, а на тротуаре — 550 *кг/м²*.

Для действия ветра высота фуры или толпы принята 2,00 *м*; давление ветра 132 *кг/м²* и 235 *кг/м²*.

Допускаемые напряжения как для мостов железнодорожных, по старым нормам.

Нижний настил имеет расчетный пролет 55,88 *см* [1]). Постоянная нагрузка на доску нижнего настила вместе с собственным весом ее при весе дерева 750 *кг* в *куб. м*:

$$p = (10{,}16 + 6{,}35) \cdot 25{,}4 \cdot 0{,}00075 \cdot 100 = 31{,}45 \text{ кг на погонный } м.$$

Временная нагрузка, наиболее невыгодная, будет, очевидно, давление колеса фуры, равное 4500 *кг* [2]). Ширина обода 12 *см*.

Наибольший момент:

$$\max M = \frac{31{,}45 \cdot 55{,}88^2}{100 \cdot 8} + \frac{4500}{4}\left(55{,}88 - \frac{12}{2}\right) = 56238 \text{ кг} \cdot см.$$

Момент сопротивления доски шириною $10'' = 25{,}4$ *см*:

$$W = \frac{25{,}4 \cdot 10{,}16^2}{6} = 437 \text{ см}^3.$$

Напряжение на изгиб:

$$\sigma = \frac{56238}{437} = 129 < 139 \text{ кг/см}^2.$$

Прогон. Пролет 1,502 *м*; постоянная нагрузка вместе с собственным весом равна по точному подсчету 120,45 *кг* на погонный *м* прогона. Наиболее невыгодной временной нагрузкой является давление заднего колеса катка — 6000 *кг*.

---

[1]) Этот пролет можно уменьшить, считая его не между осями брусьев, а равным просвету между брусьями плюс 5 *см*, предполагая, что опорные точки доски будут находиться в расстоянии около 1" от ребра прогонов.

[2]) Здесь допустимо предположение, что давление передается на две доски, на каждую по 2250 *кг*; при таком допущении расстояние между прогонами могло бы быть больше, число прогонов — меньше.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Наибольший момент:

$$\max M = \frac{pl^2}{8} + \frac{Pl}{4} = 228725 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$W = \frac{22{,}86 \times 30{,}48^2}{6} = 3540 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = \frac{228725}{3540} = 64{,}6 < 75 \text{ кг/см}^2.$$

Поперечная сила:

$$V = 6000 + \frac{120{,}45 \cdot 1{,}502}{2} = 6091 \text{ кг}.$$

Принимая в расчет врубку глубиною 25 *мм* и отверстие для болта 25 *мм*, получим $h = 25{,}48$ *см* и $b = 22{,}86$ *см*.

Напряжение на скалывание:

$$t = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{bh} = 15{,}9 < 18 \text{ кг/см}^2.$$

Поперечная балка.—Пролет 2,85 *м*; расстояние между балками 1,502 *м*. Постоянную нагрузку на погонный *м* поперечной балки составляют:

1) Вес настила и прогонов:

$$(150{,}2 \times 285 \times 16{,}51 + 5 \times 30{,}48 \times 22{,}86 \times 150{,}2) \times \frac{0{,}00075}{2{,}85} = 323{,}7 \text{ кг}.$$

2) Собственный вес балки с приспособлениями для стыка прогонов принят 90 *кг*.

Всего $p =$ округленно 415 *кг*.

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M_p = \frac{415 \cdot 285^2}{100 \cdot 8} = 42034 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q_p = \frac{415 \cdot 285}{100 \cdot 2} = 590 \text{ кг}.$$

Временная нагрузка дает три комбинации:

Фиг. 1005.

1) Балка нагружена передними колесами катка; давление их обоих 8 *т* (фиг. 1005), ширина обода 1,2 *м*; в запас прочности предполагается, что давление передается только на ширину обода колеса, т. е. пренебрегается распределением давления на бо́льшую длину балки через настил и прогоны.

Момент

$$M = \frac{8000}{4}\left(285 - \frac{120}{2}\right) = 450000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

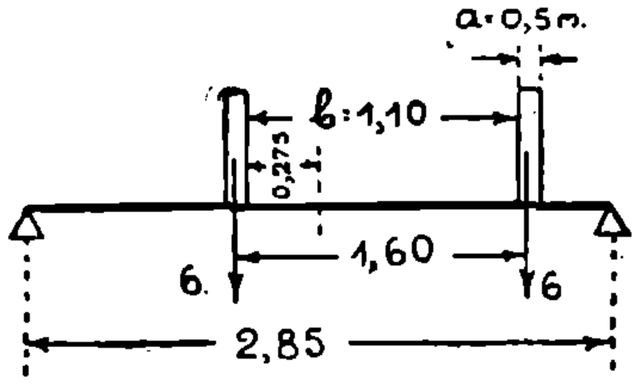
$$Q = P\left(1 - \frac{a}{2l}\right) = 6316 \text{ кг}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

2) Балка загружена задними колесами парового катка с давлением 6 *т* на каждое колесо (фиг. 1006). Изгибающий момент для невыгоднейшего расположения грузов

$$M = \frac{12000 \cdot 115^2}{285} - 6000 \cdot 25 = 406842 \ кг \cdot см;$$

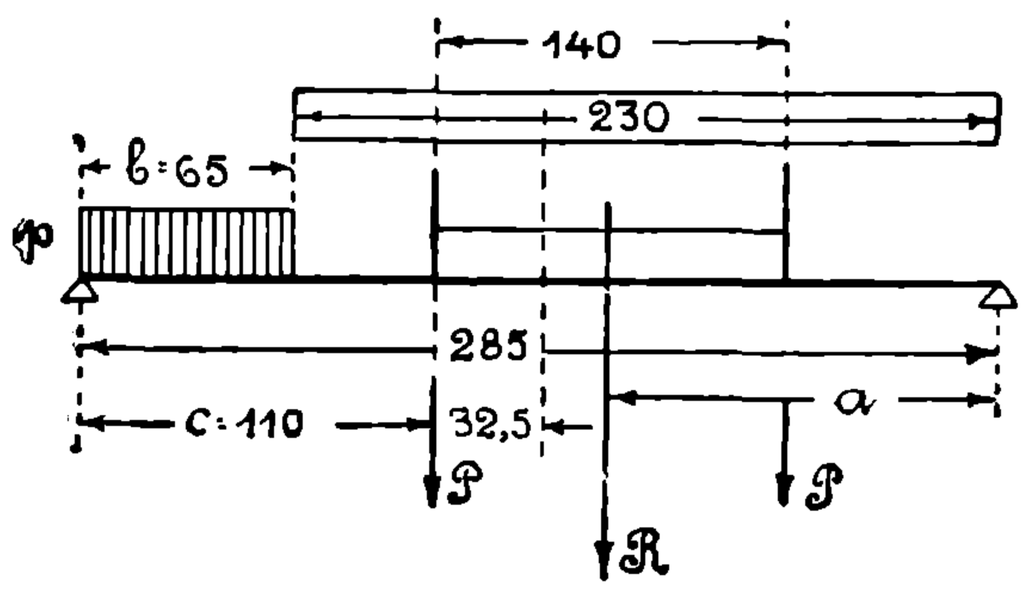
$$Q = \frac{2P\left(l - a - \frac{b}{2}\right)}{l} = 7579 \ кг.$$



Фиг. 1006.

3) Балка загружена фурой и толпой людей (550 *кг/см*²) невыгоднейшим образом (фиг. 1007).

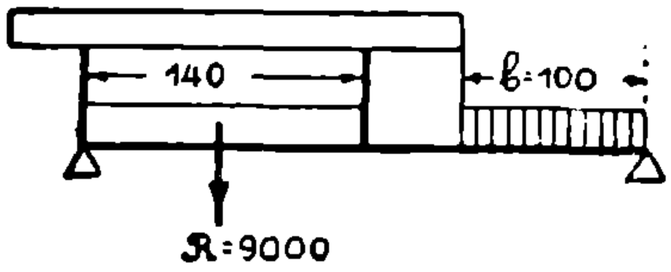
$$M = \frac{4Pac + pb^2(l - c)}{2l} = 371871 \ кг \cdot см.$$



Фиг. 1007.

Поперечная сила на опоре, по фиг. 1008:

$$Q = \frac{9000\,(285 - 70) + 5{,}5 \cdot 100^2}{285} = 6886 \ кг.$$



Фиг. 1008.

Выбирая из рассмотренных комбинаций невыгоднейшую, получим:

$$\max M = 492034 \ кг \cdot см,$$
$$\max Q = 8169 \ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

Кроме того, поперечная балка, служа распоркой верхней системы горизонтальных связей, получает сжимающее усилие от действия ветра; наибольшее усилие будет иметь балка над промежуточной опорой.

Площадь, подверженная действию ветра, на 1 погонный *м* моста состоит из площадей:

забора	. 2,000 $м^2$
досок	. 0,127
бруса	. 0,127
швелера	. 0,100
фермы	. 1,700 „
гор. лист .	. 0,060 „
	4,114 $м^2$

Предполагая, что на верхние связи передается 0,6 всего давления, получим нагрузку на 1 погонный *м* горизонтальной системы

$$p = 0{,}6 \cdot 4{,}114 \cdot 132 = 330 \text{ кг}.$$

Сжимающее усилие в распорке $330 \times 22{,}5$ (площадь линии влияния) $=$ $= 7425$ *кг*.

Поперечная балка состоит из листа 380×9 *мм* и 4 уголков $80 \times 80 \times$ $\times 9$ *мм*.

Площадь сечения

$$\omega_{br} = 92{,}8 \text{ см}^2,$$
$$\omega_n = 79{,}4 \text{ см}^2.$$

Момент инерции:

$$I_{br} = 19718 \text{ см}^4,$$
$$I_n = 17198 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления:

$$W = 905 \text{ см}^3.$$

Свободная длина:

$$l = 285 \text{ см}.$$

Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения на продольный изгиб

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}00008 \frac{\omega}{I} l^2} = 0{,}97.$$

Напряжение от изгиба и сжатия будет:

$$\sigma = \frac{7425}{\omega \cdot \varphi} + \frac{M}{W} = 640 < 650 \text{ кг/см}^2$$

и т. д. (следует поверка сечения и пр.).

Главные балки. — Расчетный пролет: $2 \times 18{,}024$ *м*; число панелей обоих пролетов — 24; длина панелей обоих пролетов — 1,502 *м*.

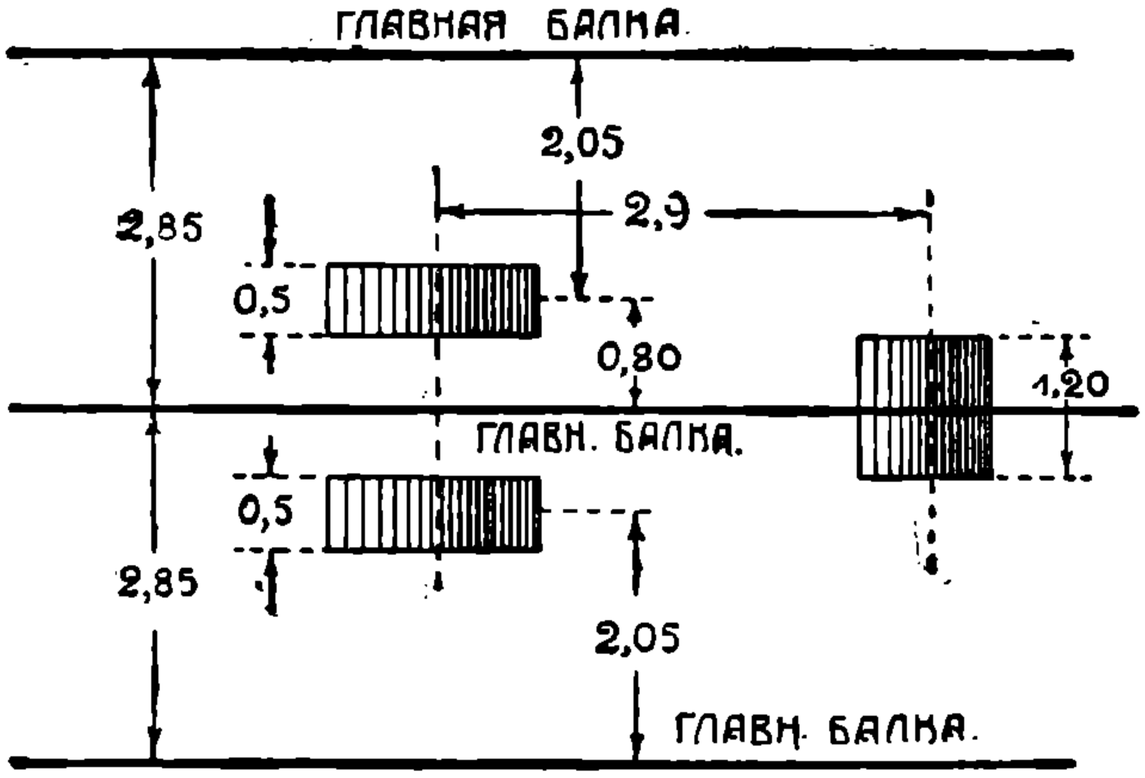
Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* одной балки состоит из:

a) собственного веса главных балок со связями, принятого по предварительному исчислению веса . .	. 465 кг
b) веса проезжей части .	. . . . . 785 „
	Всего . . 1250 кг

НБ УДУНТ (ДІТ)

Что касается временной нагрузки, то таковая, помещаясь между главными балками с той и с другой стороны промежуточной (из 4-х) главной балки, передается на последнюю по закону рычага и, соответственно виду загружения и комбинациям загружения, дает следующие нагрузки в виде сосредоточенных сил или на 1 погонный *м* балки при равномерном распределении.

a) Нагрузка катком (фиг. 1009).



Фиг. 1009.

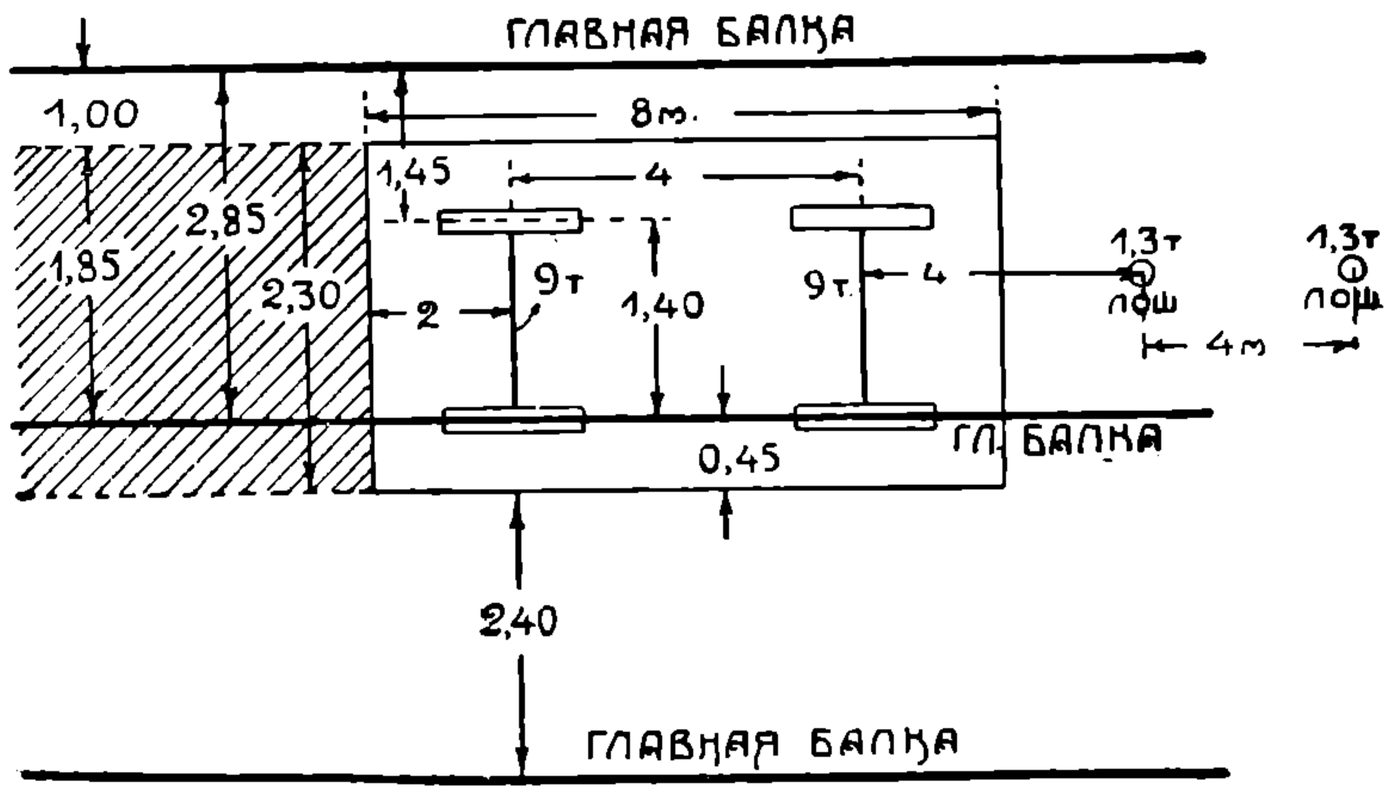
От задних колес:

$$P_1 = 2 \cdot 6000 \cdot \frac{2{,}05}{2{,}85} = 8\,632 \ кг;$$

от переднего колеса:

$$P_2 = 8000 \ кг.$$

b) Нагрузка фурой по фиг. 1010.



Фиг. 1010.

От каждой из осей фуры:

$$4500 + \frac{4500 \cdot 1{,}45}{2{,}85} = 6790 \ кг.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

От веса лошадей:

$$\frac{1300}{2}+\frac{1300}{2}\cdot\frac{1{,}45}{2{,}85}=981\ кг.$$

От толпы людей сзади фуры на ширину фуры:

$$\frac{440\cdot 1{,}85}{2{,}85}\left(\frac{1{,}85}{2}+1{,}0\right)+\frac{440\cdot 0{,}45}{2{,}85}\left(\frac{0{,}45}{2}+2{,}40\right)=734\ кг/\text{погонный}\ м.$$

От толпы с боков фуры:

$$\frac{440\cdot 2{,}40^2}{2\cdot 2{,}85}+\frac{440\cdot 1{,}00^2}{2\cdot 2{,}85}=522\ кг/\text{погонный}\ м.$$

с) Нагрузка сплошь толпой людей:

$$440\cdot 2{,}85=1254\ кг/\text{погонный}\ м\ \text{балки}.$$

Давление ветра принимается верхними связями от площади высотой (высота фермы 1,76 *м*):

фермы	$^1/_2$ 1,76 *м*	= 0,88 *м*
проезжей части		0,50 „
забора	. . . . .	2,00 „
		3,38 *м* ∼ 3,4 *м*

и равно в присутствии подвижной нагрузки на мосту:

$$3{,}40\times 132=450\ кг\ \text{на погонный}\ м.$$

Изгибающие моменты. При определении max момента от загружения моста фурами предполагается, что лошади обеих фур, помещающихся одна за другой на пролете, направлены головами в одну сторону [1]).

Ординаты линии влияния для момента над средней опорой найдем по формуле для двухпролетной неразрезной балки:

$$M=-\frac{a}{4}\left(1-\frac{a^2}{l^2}\right),$$

где a — расстояние груза от левой опоры, а для сечения в пролете, на расстоянии x от соответственной крайней опоры;
для правого пролета по формуле:

$$M=-\frac{a}{4}\left(1-\frac{a^2}{l^2}\right)\frac{x}{l};$$

для левого пролета:

$$M=\frac{(l-a)x}{l}-(x-a)-\frac{a}{4}\left(1-\frac{a^2}{l^2}\right)\frac{x}{l}\ \text{при}\ x>a$$

и по формуле:

$$M=\frac{(l-a)x}{l}-\frac{a}{4}\left(1-\frac{a^2}{l^2}\right)\frac{x}{l}\ \text{для}\ x<a.$$

Продолжать дальше пример не будем; скажем только, что по линиям влияния для всех сечений, в которых прикреплены поперечные балки, по-

[1]) Принято, очевидно, что фуры могут двигаться по мосту лишь в одну линию, хотя расстояние между главными балками допускает комбинацию двух фур рядом (поперек моста).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

строенным по вычисленным ординатам, найдено, что комбинация из ряда фур и толпы людей является наиболее невыгодной.

По эпюре наибольших моментов подобраны сечения и найдены места обрыва горизонтальных листов. Для сечений в местах обрыва листов построены тоже по вычисленным ординатам линии влияния для поперечных сил, после чего поверены главные напряжения в стенке балки.

При подборе сечений главных балок, кроме нормальных сил от изгиба, учтены усилия в поясах, появляющиеся от действия ветра.

Подробности обо всех перечисленных действиях изложены в отделе о железнодорожных мостах, повторять их здесь нет оснований.

153. Арочные мосты. — В отношении расчета проезжей части этот вид пролетных строений ничем не отличается от балочных. Остается указать на приемы расчета арочных ферм и арок. В своем месте мы уже говорили о нецелесообразности применения арочных ферм для малых пролетов; вряд ли они имеют смысл и при больших пролетах. Во всяком случае, расчет их производится по способам, излагаемым в курсах статики сооружений в отделе сочлененных систем.

Правильной, экономичной, красивой и конструктивной арочной системой пролетного строения является система, составленная из чистых арок, с передачей на них нагрузки стойками. Способ расчета изложен, между прочим, в Курсе железобетонных мостов. Детали применения способа будут видны из нижеследующего примера.

154. Пример расчета арочного пролетного строения. — Приводим расчет арок Поцелуева моста в Ленинграде.

Пролетное строение состоит из арок с двумя шарнирами; арки очерчены по кругу; поперечное сечение постоянное.

Расчетный пролет $l = 21{,}1$ *м*, стрела подъема $f = 1{,}688$ *м*;

$$f : l = 1 : 12{,}5,$$

радиус кривой оси арки

$$R = 33{,}813 \text{ м},$$

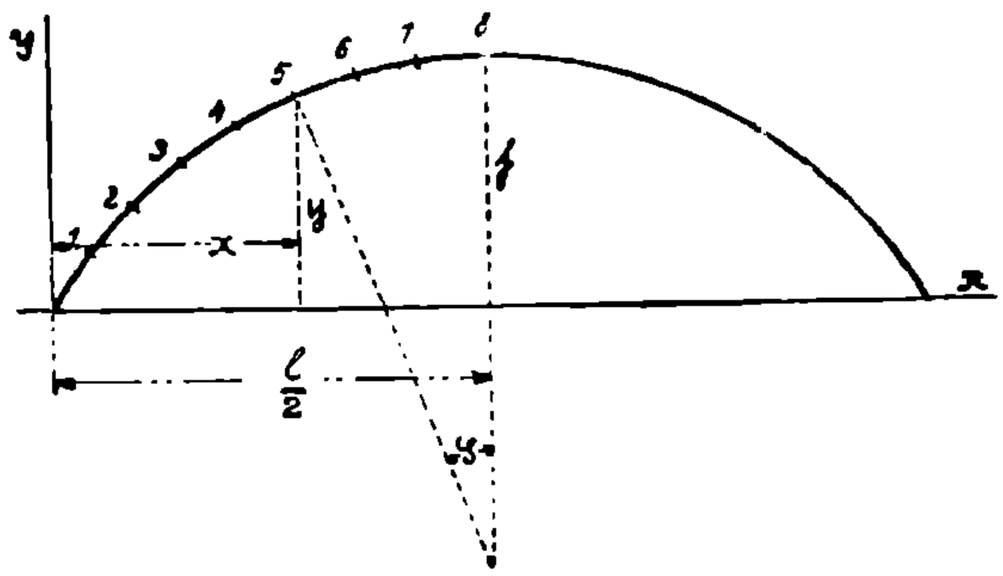
центральный угол

$$\varphi = 36^\circ 21' 24'',$$

длина кривой оси арки 21,446 *м*,

площадь сечения арки

$$\omega = 0{,}03889 \text{ м}^2,$$



Фиг. 1011.

момент инерции сечения арки

$$I = 0{,}00218166 \text{ м}^4.$$

Для расчета арка разделена на 16 равных частей (фиг. 1011), причем $\Delta s = 1{,}340$ *м*. В нижеследующей таблице 1 приведены геометрические элементы арки по сечениям;

$$x = \frac{l}{2} - R\sin\varphi; \quad y = R\cos\varphi - (R - f) = R\cos\varphi - 32{,}125.$$

НЕ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 1. — Геометрические элементы арки.

$\Delta s = 1{,}340$ *м*.

№ сечения	№ клина	sin φ	cos φ	*x* *м*	*y* *м*	Δ*x* *м*	cos²φ	*y*² *м*²
0	1	0,3120	0,9501	0	0	1,285	0,9027	0
1	2	0,2740	0,9618	1,285	0,396	1,299	0,9251	0,157
2	3	0,2356	0,9718	2,584	0,734	1,305	0,9444	0,539
3	4	0,1970	0,9804	3,889	1,025	1,319	0,9612	1,051
4	5	0,1580	0,9875	5,208	1,265	1,329	0,9752	1,600
5	6	0,1187	0,9929	6,537	1,448	1,335	0,9859	2,097
6	7	0,0792	0,9969	7,872	1,583	1,339	0,9938	2,506
7	8	0,0396	0,9993	9,211	1,664	1,339	0,9986	2,769
8		0	1,0	10,55	1,688		1,00	2,849

Постоянная нагрузка составляется из веса мостовой, слоя асфальта, бетона, лоткового железа, поперечных балок и главных ферм со связями и равна 1070 *кг* на кв. метр. При расстоянии между арками 2,452 *м* постоянная нагрузка на 1 погонный *м* пролета арки равна 2,62 *т*.

Временная нагрузка состоит из фуры весом 22 *т* (стр. 339) и толпы 440 *кг*/*м*² или из ряда фур на трамвайных рельсах и толпы.

Установив фуру колесами одной ее стороны над аркой и загрузив остальную площадь толпой, получим:

давление оси фуры на арку

$$P = 5{,}5\left(1 + \frac{2{,}452 - 1{,}600}{2{,}452}\right) = 7{,}411 \ \ т,$$

давление толпы спереди и сзади фуры

$$q_m' = 0{,}440\left[\frac{0{,}70(1{,}752 + 0{,}35)}{2{,}452} + \frac{2{,}3(0{,}157 + 1{,}150)}{2{,}452}\right] = 0{,}802 \ \ т/м,$$

давление толпы, расположенной сбоку фуры,

$$q_m = 0{,}440 \cdot \frac{1{,}752^2 + 0{,}152^2}{2 \cdot 2{,}452} = 0{,}28 \ \ т/м.$$

Колебания температуры учтены в размере ± 40°С.

Допускаемые напряжения приведены в п° 65 стр. 375.

Расчета проезжей части не приводим.

Для расчета арок применен здесь способ, изложенный в Курсе железобетонных мостов.

За статически неопределимую принят распор арки *H*. Для распора вычислены ординаты линии влияния по формуле:

$$H = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

где δ_{mh} — прогиб точки m основной системы при нагрузке $H=-1$; δ_{hh} — перемещение точки приложения силы $H=-1$ при той же нагрузке. Для знаменателя имеем формулу:

$$\delta_{hh}=2\int_0^{\frac{s}{2}}\frac{\cos^2\varphi}{E\omega}ds+2\int_0^{\frac{s}{2}}\frac{y^2ds}{EI}.$$

Перемещения δ_{mh} получим как величины моментов в точках m балки на двух опорах, нагруженной сплошной нагрузкой, ординаты которой

$$z=\frac{M}{EI\cos\varphi},$$

где M — момент в сечении m арки при действии силы $H=-1$; этот момент равен y, следовательно,

$$z=\frac{y}{EI\cos\varphi}.$$

Поделив эту нагрузку соответственно делениям свода и приложив ее к балке в виде ряда сосредоточенных сил в местах расположения сечений, вычислим моменты от этих сосредоточенных сил. Каждая из сил имеет величину

$$w=\frac{ydx}{EI\cos\varphi}=\frac{y}{EI}\Delta s.$$

Распор от температуры получим по формуле

$$H_t=\frac{\delta_{ht}}{\delta_{hh}}=\frac{lat}{\delta_{hh}}.$$

Имея линию влияния для распора, можно определить M и N в избранных сечениях, а по ним напряжения, и построить линии влияния для напряжений.

Обозначим через x_m расстояние рассматриваемого сечения от левой опоры, а через x_i расстояние груза 1 от той же опоры: имеем:

$$\begin{aligned}
M_m &= -[Ax_m-(x_m-x_i)-Hy] && \text{при } x_i<x_m,\\
M_m &= -(Ax_m-Hy) && \text{при } x_i>x_m;\\
N_m &= -[A\sin\varphi-\sin\varphi+H\cos\varphi] && \text{при } x_i<x_m,\\
N_m &= -[A\sin\varphi+H\cos\varphi] && \text{при } x_i>x_m.
\end{aligned}$$

В этих формулах A означает реакцию левой опоры, причем для груза $P=1$

$$A=\frac{l-x_i}{l}.$$

Напряжения в крайних волокнах сечения находятся по формуле

$$\sigma=\frac{N}{\omega}\pm\frac{M}{W}.$$

В виду того, что ось арки очерчена по кругу, интеграл для величины δ_{hh} можно было бы раскрыть; но так как при этом получается выра-

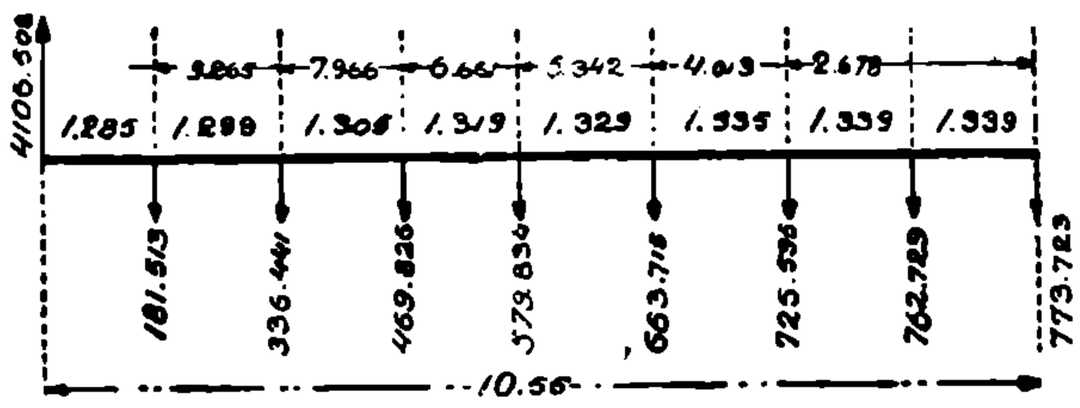
НБ УДУНТ (ДІІТ)

жение, требующее выкладок над числами с огромным количеством знаков, оставляем решение в общем виде, а интегралы возьмем по Симпсону.

В таблице 1 приведены $\cos^2\varphi$ и y^2. Находим:

$$2\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{\cos^2\varphi}{E\omega}\,ds = \frac{\Delta s}{E}\cdot\frac{2\cdot 7{,}7376}{0{,}03889} = \frac{\Delta s}{E}\cdot 397{,}94;$$

$$2\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{y^2\,ds}{EI} = \frac{\Delta s}{E}\cdot\frac{2\cdot 12{,}145}{0{,}00218166} = \frac{\Delta s}{E}\cdot 11133{,}72;$$



Фиг. 1012.

$$\delta_{hh} = \frac{\Delta s}{E}\cdot 11531{,}66.$$

В таблице 2 приведены данные для вычисления прогибов δ_{mh}. Опуская $\frac{\Delta s}{E}$, будем иметь для грузов w выражение $\frac{y}{I}$. Затем найдены моменты от грузов w для балки пролета l в сечениях соответственно сечениям арки (фиг. 1012) и, наконец, ординаты линии влияния распора [1]).

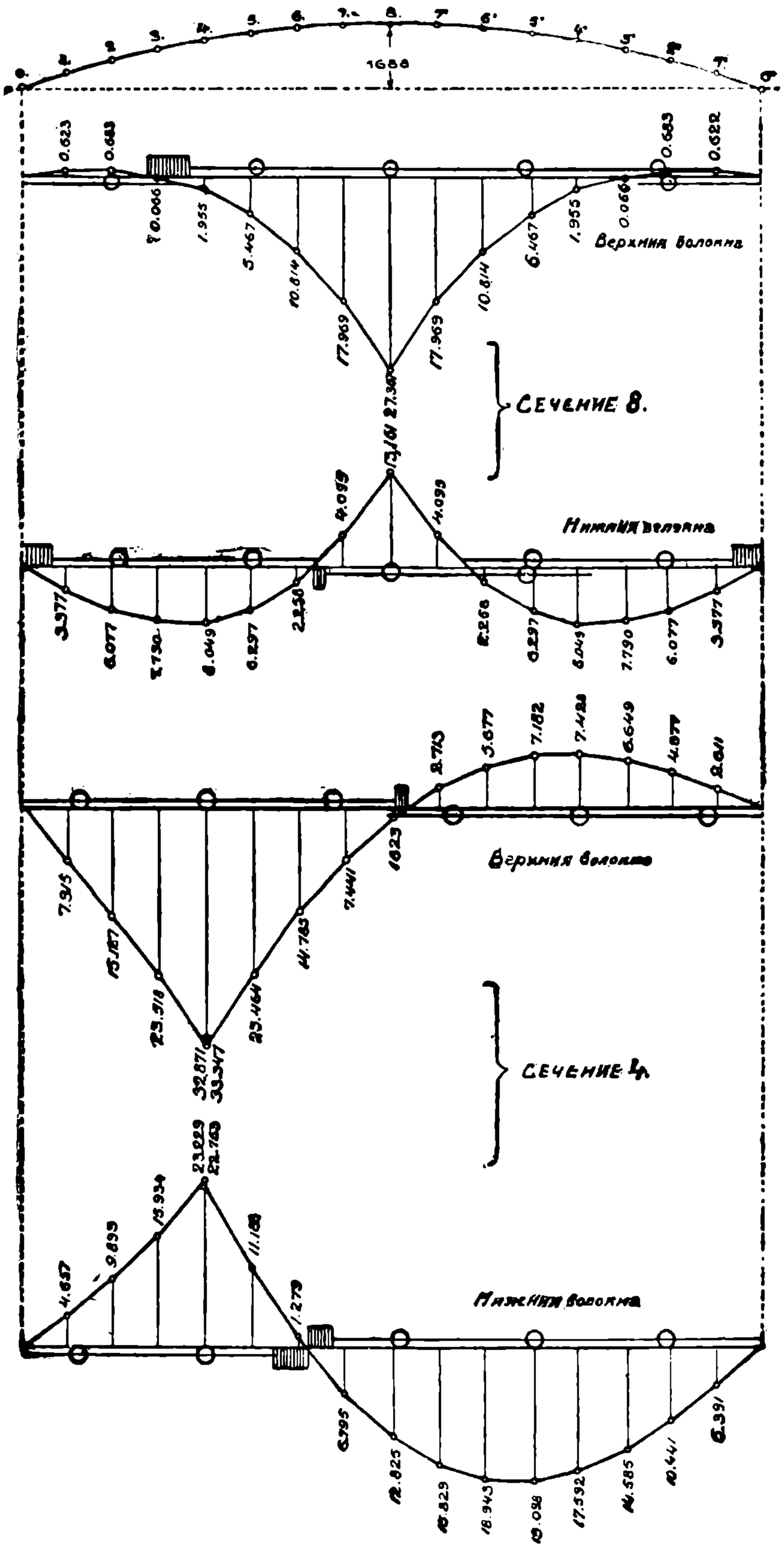
Таблица 2. — Линия влияния распора.

Сечения	y	$\frac{y}{I}\left(\frac{E}{\Delta s}\right)$	$\delta_{mh}\times\left(\frac{E}{\Delta s}\right)$	$\eta = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}}$
0	0	0	0	0
1	0,396	181,513	5276,86	0,458
2	0,734	336,441	10375,43	0,900
3	1,025	469,826	15058,50	1,306
4	1,265	579,834	19172,10	1,663
5	1,448	663,715	22546,29	1,955
6	1,583	725,595	25049,65	2,172
7	1,664	762,723	26588,95	2,306
8	1,688	773,723	27106,05	2,351

В таблицах 3 и 4 приведены данные и результаты вычислений ординат линий влияния напряжений для сечений арки 8 (в замке) и 4. Линии влияния и невыгоднейшее загружение по ним арки приведены на фиг. 1013.

[1]) На фиг. 1012 показана половина балки на двух опорах, так как нагрузка симметрична относительно середины пролета.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 1013

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

Таблица 3. — Линия влияния напряжений в сечении 8.

$x_8 = 10{,}55$ $\quad \sin\varphi_8 = 0$ $\quad \omega_п = 331{,}68$ *см*²
$y_8 = 1{,}688$ $\quad \cos\varphi_8 = 1$ $\quad W_п = 6499$ *см*³

Сечения	x_l	$l-x_l$	$A=\frac{l-x_l}{l}$	x_m-x_l	Ax_m	$H=N$	Hy	M	$\frac{1000N}{\omega}$	$\frac{1000M}{W}$	Напряжения волокон *кг/см*²	
	см	*см*	*кг*	*см*	*кг·см*	*кг*	*кг·см*	*кг·см*	*кг/см*²	*кг/см*²	верхнего	нижнего
0	0	2110	1,0	1055,0	1055,0	0	0	0	0	0	0	0
1	128,5	1981,5	0,939	926,5	990,6	0,457	77,1	— 13,0	—1,377	± 2,00	+ 0,623	— 3,377
2	258,4	1851,6	0,878	796,6	926,3	0,898	151,6	— 21,9	—2,707	± 3,370	+ 0,663	— 6,077
3	388,9	1721,1	0,816	666,1	860,9	1,303	219,9	— 25,1	—3,928	± 3,862	— 0,066	— 7,790
4	520,8	1589,2	0,753	534,2	794,4	1,659	280,0	— 19,8	—5,002	± 3,047	— 1,955	— 8,049
5	653,7	1456,2	0,690	401,3	727,9	1,951	329,3	— 2,7	—5,882	± 0,415	— 5,467	— 6,297
6	787,2	1322,3	0,627	267,8	661,5	2,168	365,9	+ 27,8	—6,536	± 4,278	—10,814	— 2,258
7	921,1	1188,9	0,563	133,9	594,0	2,301	388,4	+ 71,7	—6,937	± 11,032	—17,969	+ 4,095
8	1055,0	1055,0	0,500	0	527,5	2,346	396,0	+131,5	—7,073	± 20,234	—27,307	+13,161

Распор от колебаний температуры

$$H_t = \frac{l\alpha t}{\delta_{hh}} = \frac{21{,}1 \cdot 40 \cdot 0{,}0000125 \cdot 21500000}{11532 \cdot 1{,}34} = 14{,}628 \ т.$$

Напряжения в сечении 8. — а) Верхние волокна. Длина загружения положительной части линии $\lambda_1 = 7{,}576$ *м*; отрицательной части $\lambda_2 = 13{,}524$ *м*. Коэффициенты приведения:

$$\alpha_1 = \frac{75}{100+\lambda_1} = \frac{75}{107{,}576} = 0{,}697;$$

$$\alpha_2 = \frac{75}{113{,}524} = 0{,}661.$$

Площадь положительной части линии влияния $\omega_1 = +3{,}318$; площадь отрицательной части $\omega_2 = -133{,}436$.

Полная площадь $\Omega = -133{,}436 + 3{,}318 = -130{,}118$.

Часть положительной площади линии влияния, загруженной толпой без фур, $\omega_1' = 0$, соответственная часть отрицательной площади линии влияния $\omega_2' = 0{,}776$.

Напряжение [1]) от действия собственного веса:

$$\sigma_p = -130{,}118 \cdot 2{,}62 = -340{,}91 \ кг/см^2;$$

от загружения фурами:

$$\sigma' = +7{,}411 \cdot 2 \cdot 0{,}683 = +10{,}12 \ кг/см^2,$$

$$\sigma' = -7{,}411 \cdot [27{,}307 + 2{,}632 - 0{,}475] = -292{,}49 \ кг/см^2;$$

[1]) Точность подсчетов напряжений до 0,01 *кг/см*² совершенно излишня, вполне достаточно дать напряжения с точностью до 1 *кг/см*².

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 4. — Ординаты линии влияния напряжений в сечении 4.

$x_4 = 520{,}8$ *см* $\quad \sin\varphi_4 = 0{,}1580$ $\quad \omega_п = 331{,}68$ *см*²

$y_4 = 126{,}5$ *см* $\quad \cos\varphi_4 = 0{,}9875$ $\quad W_п = 6499$ *см*³

Сечения	x_l *см*	$l - x_l$ *кг*	$A = \frac{l-x_l}{l}$ *кг*	$x_m - x_l$ *см*	H *кг*	Hy *кг·см*	Ax_m *кг·см*	M *кг·см*	$A\sin\varphi$ *кг*	$H\cos\varphi$ *кг*	N *кг*	$\frac{1\,000\,N}{\omega}$ *кг/см*²	$\frac{1\,000\,M}{W}$ *кг/см*²	Напряжения волокон *кг/см*² верхнего	Напряжения волокон *кг/см*² нижнего
0	0	2110,0	1,000	520,8	0,000	0,0	520,8	0,0	0,158	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	128,5	1981,5	0,939	392,3	0,457	57,8	489,0	— 38,9	0,148	0,451	— 0,441	— 1,329	∓ 5,986	— 7,315	+ 4,657
2	258,4	1851,6	0,878	262,4	0,898	113,6	457,3	— 81,3	0,139	0,887	— 0,868	— 2,617	∓ 12,510	— 15,127	+ 9,893
3	388,9	1721,1	0,816	131,9	1,303	164,8	424,6	— 128,2	0,129	1,287	— 1,258	— 3,792	∓ 19,726	— 23,518	+ 15,934
4	520,8	1589,2	0,753	0	1,659	209,9	392,2	— 182,3	0,119	1,638	— 1,599 — 1,757	— 4,821 — 5,297	∓ 28,050	— 32,871 — 33,347	+ 23,229 + 22,753
5	653,7	1456,3	0,690	—	1,951	246,8	359,4	— 112,6	0,109	1,927	— 2,036	— 6,138	∓ 17,326	— 23,464	+ 11,188
6	787,2	1322,8	0,627	—	2,168	274,3	326,5	— 52,2	0,099	2,141	— 2,240	— 6,753	∓ 8,032	— 14,785	+ 1,279
7	921,1	1188,8	0,563	—	2,301	291,1	293,2	— 2,1	0,089	2,272	— 2,361	— 7,118	∓ 0,323	— 7,441	— 6,795
8	1055,0	1055,0	0,500	—	2,346	296,8	260,4	+ 36,4	0,079	2,317	— 2,396	— 7,224	± 5,601	— 1,623	— 12,825
7	1188,9	921,1	0,437	—	2,301	291,1	227.6	+ 63,5	0,069	2,272	— 2,311	— 7,058	± 9,771	+ 2,713	— 16,829
6	1322,8	787,2	0,373	—	2,168	274,3	194,3	+ 80,0	0,059	2,141	— 2,200	— 6,633	± 12,310	+ 5,677	— 18,943
5	1456,3	653,7	0,310	—	1,951	246,8	161,4	+ 85,4	0,049	1,927	— 1,976	— 5,958	± 13,140	+ 7,182	— 19,098
4	1589,2	520,8	0,247	—	1,659	209,9	128,6	+ 81,3	0, 39	1,638	— 1,677	— 5,058	± 12,510	+ 7,428	— 17,592
3	1721,1	388,9	0,184	—	1,303	164,8	95,8	+ 69,0	0,029	1,287	— 1,316	— 3,968	± 10,617	+ 6,649	— 14,585
2	1851,6	258,4	0,122	—	0,898	113,6	63,5	+ 50,1	0,019	0,887	— 0,906	— 2,732	± 7,709	+ 4,977	— 10,441
1	1981,5	128,5	0,061	—	0,457	57,8	31,8	+ 26,0	0,010	0,451	— 0,461	— 1,390	± 4,001	+ 2,611	— 5,391
0	2110,0	0,00	0,000	—	0,000	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

НБ УДУХТ (ДІІТ)

от загружения толпой:

$$\sigma_m = +3{,}318\,0{,}28 \cdot = +0{,}93 \ кг/см^2,$$
$$\sigma_m' = -[0{,}776 \cdot 0{,}802 + 133{,}436 \cdot 0{,}28] = -37{,}98 \ кг/см^2.$$

Напряжение от действия собственного веса и временной нагрузки:

$$\sigma_p + (1+\alpha_2)(\sigma'' + \sigma_m') = -340{,}91 - 1{,}661\,(292{,}49 + 37{,}98) = -889{,}82 \ кг/см^2.$$

От понижения температуры:

$$M_t = H_t \cdot f = 14628 \cdot 168{,}8 = 2469206 \ кг\cdot см;$$
$$N_t = H_t = 14628 \ кг;$$
$$\sigma_t = +\frac{14628}{331{,}68} - \frac{2469206}{6499} = +44{,}10 - 379{,}94 = -335{,}84 \ кг/см^2;$$
$$\max \sigma = -889{,}82 - 335{,}84 = -1225{,}66 < 1300 \ кг/см^2.$$

б) Нижние волокна.

$$\lambda_1 = 4{,}404 \ м; \quad \lambda_2 = 16{,}696 \ м$$
$$\alpha_1 = \frac{75}{104{,}404} = 0{,}718;$$
$$\alpha_2 = \frac{75}{116{,}696} = 0{,}643;$$
$$\omega_1 = +26{,}640; \quad \omega_2 = -87{,}164;$$
$$\Omega = -60{,}524;$$
$$\omega_1' = 0{,}216; \quad \omega_2' = 1{,}841;$$
$$\sigma_p = -60{,}524 \cdot 2{,}62 = -158{,}57 \ кг/см^2;$$
$$\sigma' = +7{,}411\,(13{,}161 - 5{,}653) = +55{,}64 \ кг/см^2;$$
$$\sigma'' = -7{,}411 \cdot 2 \cdot (6{,}297 + 6{,}278) = -186{,}39 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m = -[87{,}164 \cdot 0{,}28 + 1{,}841 \cdot 0{,}802] = -25{,}88 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m' = +0{,}216 \cdot 0{,}802 + 26{,}640 \cdot 0{,}28 = +7{,}63 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_p + (1+\alpha_2)(\sigma'' + \sigma_m) = -158{,}57 - 1{,}643\,(186{,}39 + 25{,}88) = -507{,}33 \ кг/см^2.$$

От повышения температуры

$$\sigma_t = -379{,}94 - 44{,}10 = -423{,}44 \ кг/см^2.$$
$$\max \sigma = -507{,}33 - 423{,}44 = -930{,}77 \ кг/см^2.$$

Напряжения в сечении 4. — а) Верхние волокна.

$$\lambda_1 = 10{,}049 \ м; \quad \lambda_2 = 11{,}051 \ м;$$
$$\alpha_1 = \frac{75}{110{,}049} = 0{,}682; \quad \alpha_2 = \frac{75}{111{,}051} = 0{,}675;$$
$$\omega_1 = +48{,}520; \quad \omega_2 = -166{,}274;$$
$$\Omega = -117{,}754;$$
$$\omega_1' = 0; \quad \omega_2' = -0{,}033;$$
$$\sigma_p = -117{,}754 \cdot 2{,}62 = -308{,}52 \ кг/см^2;$$
$$\sigma' = +7{,}411\ (7{,}428 + 3{,}162 + 4{,}753) = +113{,}71 \ кг/см^2;$$
$$\sigma'' = -7{,}411\ (33{,}347 + 8{,}055 + 8{,}554) = -370{,}22 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m = +48{,}520 \cdot 0{,}28 = +13{,}58 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m' = -0{,}033 \cdot 0{,}802 - 166{,}274 \cdot 0{,}28 = -46{,}58 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_p + (1+\alpha_2)(\sigma_m' + \sigma'') = -308{,}52 - 1{,}675\ (46{,}58 + 370{,}22) = -1006{,}69 \ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

От понижения температуры:

$$M_t = H_t y = 1850442 \ кг \cdot см;$$
$$N_t = H_t \cos\varphi = 14445 \ кг;$$
$$\sigma_t = +\frac{14445}{331,7} - \frac{1850442}{6499} = +43,6 - 284,7 = -241,10 \ кг/см^2.$$
$$\max \sigma = -1006,7 - 241,1 = -1247,8 \ кг/см^2.$$

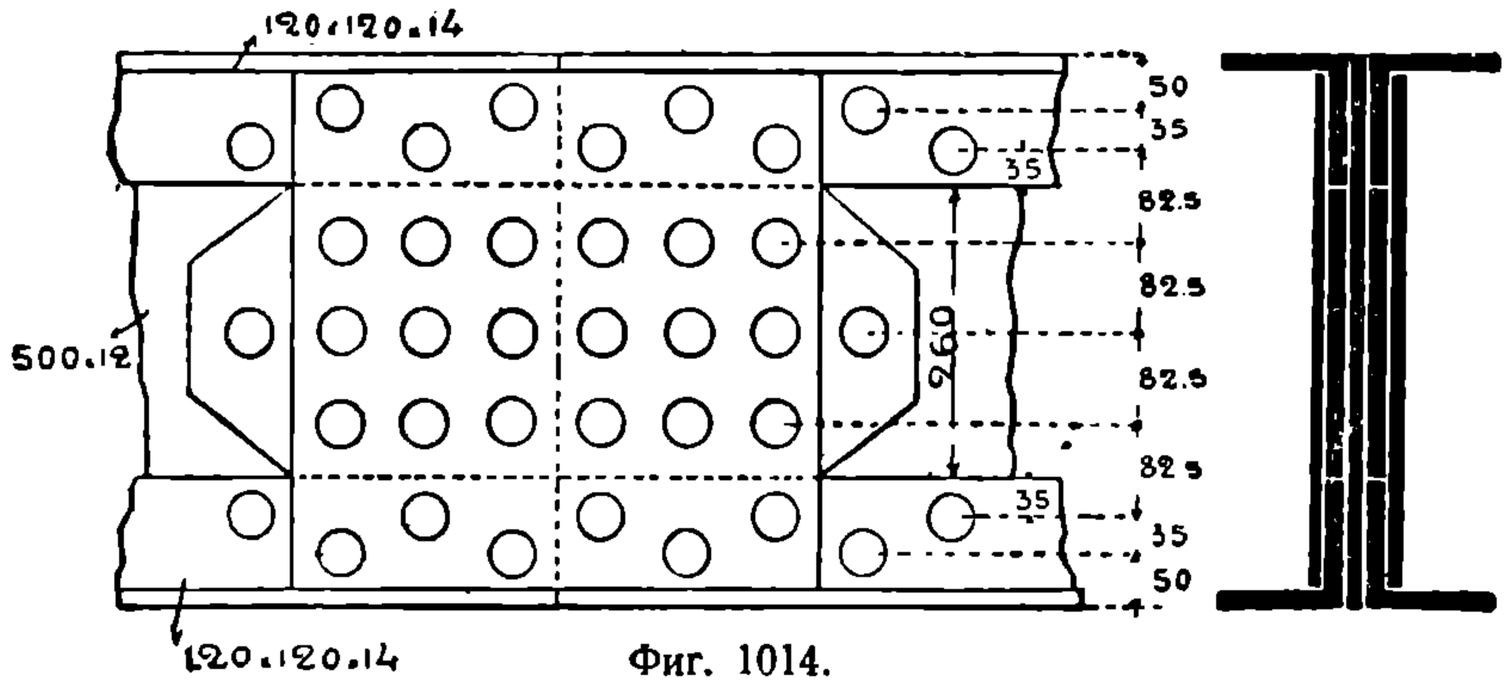
б) Нижние волокна.

$$\lambda_1 = 8,084 \ м; \quad \lambda_2 = 13,016 \ м;$$
$$\alpha_1 = \frac{75}{108,084} = 0,694; \quad \alpha_2 = \frac{75}{113,016} = 0,664;$$
$$\omega_1 = +86,130; \qquad \omega_2 = -161,835;$$
$$\Omega = -75,705;$$
$$\omega_1' = 1,499; \qquad \omega_2' = -1,829;$$
$$\sigma_p = -75,705 \cdot 2,62 = -198,35 \ кг/см^2;$$
$$\sigma' = +7,411 \ (23,229 + 5,153) = +210,34 \ кг/см^2;$$
$$\sigma'' = -7,411 \ (19,098 + 13,462 + 10,927) = -322,28 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m = +86,130 \cdot 0,28 + 1,499 \cdot 0,802 = +25,35 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_m' = -(161,835 \cdot 0,28 + 1,829 \cdot 0,802) = -46,81 \ кг/см^2.$$
$$\sigma_p + (1 + \alpha_2)(\sigma'' + \sigma_m') = -198,35 - 1,664 \ (322,28 + 46,81) = -812,35 \ кг/см^2$$

От повышения температуры:

$$\sigma_t = -43,6 - 284,7 = -328,3 \ кг/см^2;$$
$$\max \sigma = -812,35 - 328,30 = -1140,65 \ кг/см^2.$$

Стык вертикального листа. Вертикальный лист 500×12 перекрывается в стыке двумя накладками 470×12 с применением прокладок фиг. 1014); заклепки имеют диаметр 22 *мм*. Не определяя для сечения



Фиг. 1014.

стыка момента нормальной силы, можно соединение оправдать сравнением его прочности с прочностью перекрываемого листа. Две накладки и п площади сечения и по моменту инерции превосходят прекрываемый лист, а пот му размеры х достаточны. Заклепки работают на двойно перерезывание: пр чность соединения определяется сопротивлением его смятию в стенках дыр.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Если нормальную силу, приходящуюся на вертикальный лист, обозначить через N', а соответственный момент через M', то напряжение в вертикальном листе определилось бы по формуле:

$$\sigma = \frac{N'}{\omega} \pm \frac{M'z}{I}.$$

Если обозначим сумму площадок смятия дыр в вертикальном листе через ω', а момент инерции площадок через I', то напряжение на смятие в крайних дырах, очевидно, будет

$$\sigma' = \frac{N'}{\omega'} + \frac{M'z'}{I'}.$$

Величина z', примерно, равна z. Напряжение σ' не должно превосходить $2R$, а напряжение σ не должно превосходить R. Предполагая, что сечение вертикального листа удовлетворяет последнему условию, заключаем, что для соответствия заклепочных соединений силе листа необходимо, чтобы $2\omega'$ было не меньше ω и $2I'$ не меньше I.

$$\omega = 50 \cdot 1{,}2 - 3 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}2 = 52 \ см^2,$$
$$\omega' = 15 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}2 = 39{,}6 \ см^2,$$

т. е.

$$2\omega' > \omega.$$

Момент инерции вертикального листа netto равен 11428 $см^4$.

Момент инерции площадей смятия дыр для заклепок с одной стороны стыка

$$I' = 1{,}2 \cdot 2{,}2\ (3 \cdot 2 \cdot 8{,}25^2 + 2 \cdot 2 \cdot 16{,}5^2 + 2 \cdot 20^2) = 5894 \ см^4,$$

т. е.

$$2I' = 11788 > I = 11428 \ см^4.$$

Таким образом, прочность стыка достаточна.

Давление в пяте. — Для расчета опорных частей необходимо найти наибольшее давление в пяте.

Так как очертание арки близко к кривой давления при загружении всего пролета, то наибольшее опорное давление можно приравнять наибольшей нормальной силе N в пяте и найти ее по линии влияния. Последнюю построим по ординатам, вычисленным по формуле

$$N = V \sin\varphi + H \cos\varphi.$$

В таблице 5 приведены данные для вычисления ординат и результаты вычисления.

Установив соответственным образом подвижную нагрузку и принимая во внимание действие постоянной нагрузки, найдем опорное давление равным 183,9 $т$.

Диаметр шарнира 15 $см$; длина его 31,8 $см$. Давление на диаметральную плоскость

$$\sigma = \frac{183900}{15 \cdot 31{,}8} = 386 \ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 5. — Линия влияния давления в пяте.

$\sin\varphi = 0{,}3120$; $\cos\varphi = 0{,}9501$.

Сечение	V	$V\sin\varphi$	H	$H\cos\varphi$	N
0	1,000	0,3120	0,000	0,0000	0,3120
1	0,939	0,2930	0,458	0,4351	0,7281
2	0,878	0,2739	0,900	0,8551	1,1290
3	0,816	0,2546	1,306	1,2408	1,4954
4	0,753	0,2349	1,663	1,5800	1,8149
5	0,690	0,2153	1,955	1,8574	2,0727
6	0,627	0,1956	2,172	2,0636	2,2592
7	0,563	0,1757	2,306	2,1909	2,3666
8	0,500	0,1560	2,351	2,2337	2,3897
7	0,437	0,1363	2,306	2,1909	2,3272
6	0,373	0,1164	2,172	2,0636	2,1800
5	0,310	0,0967	1,955	1,8574	1,9541
4	0,247	0,0771	1,663	1,5800	1,6571
3	0,184	0,0574	1,306	1,2408	1,2982
2	0,122	0,0381	0,900	0,8551	0,8932
1	0,061	0,0190	0,458	0,4351	0,4541
0	0,000	0,0000	0,000	0 0000	0,0000

Подушка имеет площадь $60 \times 70 = 4200$ *см*²; давление на подферменный камень

$$\sigma' = \frac{183900}{4200} = 43{,}8 \ \textit{кг/см}^2.$$

Площадь подферменного камня $150 \cdot 144{,}5 = 21675$ *см*². Давление на кладку $\sigma'' = 8{,}5$ *кг/см*².

§ 32. — РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ.

155. Пример [1]**. — Расчет железнодорожного моста подкосной системы.** — Схема моста изображена на фиг. 822 (стр. 449). Конструкция намечается соответственно фиг. 323 — 328 (стр. 156—158), а именно: пролеты перекрываются 4 прогонами, под которыми расположено по 4 коренных сваи в каждом из двух рядов одной опоры. Трехсаженные и двухсаженные пролеты подразделены подкосами на саженные. Затяжка в трехсаженных пролетах находится от низа прогонов в расстоянии 1,50 саж., в двухсаженных — в расстоянии 1,0 саж.

[1]) Теперь технические условия для поверки размеров моста несколько иные (см. п° 60 стр. 341 и п° 67, стр. 365), но мы оставляем пример, проделанный по старым нормам, так как в примере важны не числа, а план и смысл действий и характер изложения расчетов.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Так как под поперечинами под каждым рельсом находятся две сближенные опоры (прогоны), то расчета поперечин не требуется; они приняты на основании соображений, изложенных при составлении эскиза (стр. 449), сечения 23×25 *см*.

Прогон представляет собою неразрезную балку на многих опорах, из коих опоры, образуемые сваями, более жестки, нежели опоры, образуемые подкосами. Хотя стыки перекрыты подбалками, тем не менее их нельзя считать действительными, вследствие чего неразрезная балка может быть принята как таковая на 3 пролета по 1 саж. $= 2{,}134$ *м*; податливостью упругих ее опор пренебрегаем.

Для расчета прогона в предположении трехпролетной неразрезной балки достаточно определить наибольшие моменты над средней опорой и в средних сечениях крайнего пролета и наибольшую поперечную силу.

Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* прогона (2 бруса) состоит из веса:

рельса со скреплениями . . . . . 45 *кг*
охранного бруса $6 \times 8''$ . . . . $0{,}15 \cdot 0{,}20 \cdot 700 = 21$
дощатого настила из 8 досок $10 \times 2^1/_2''$ . . . . $4 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}06 \cdot 700 = 42$
поперечин сечением $9 \times 10''$, коих на 1 саж. приходится 3 длинных ($5{,}75$ *м* $\sim 19'$) и

2 коротких ($2{,}75$ *м* $\sim 9'$) . . $\dfrac{0{,}23 \cdot 0{,}25\,(3 \cdot 5{,}75 + 2 \cdot 2{,}75) \cdot 700}{2 \cdot 2{,}134} = 215$ „

горизонтальных связей в виде 2 брусков $4 \times 10''$ длиною $1{,}875$ *м* на длину прогона

0,75 саж. $= 1{,}6$ *м* . . . . $\dfrac{2 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}875 \cdot 700}{2 \cdot 1{,}6} = 21$ „

перил, состоящих из одного бруса $5'' \times 5''$, одного бруса $6'' \times 6''$, стоек, поставленных через 0,75 саж., сечения $5'' \times 5''$ длиною $0{,}76$ *м* и подкосов $4'' \times 4''$ дл. $0{,}52$ *м*

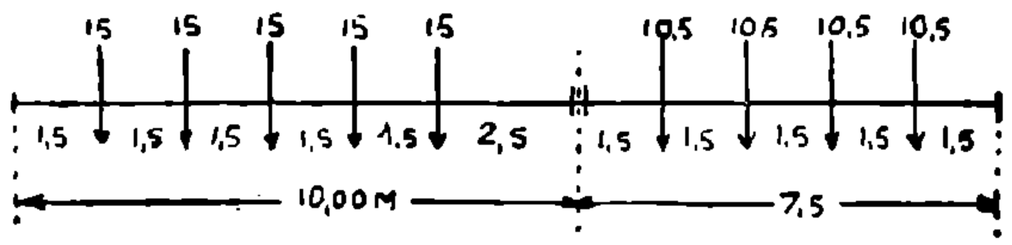
$$\left[0{,}13 \cdot 0{,}13 + 0{,}15 \cdot 0{,}15 + \frac{0{,}13 \cdot 0{,}13 \cdot 0{,}76 + 0{,}10 \cdot 0{,}10 \cdot 0{,}53}{1{,}60}\right] 700 = 36 \text{ „}$$

прогон сечением $9 \times 12''$ . . $2 \cdot 0{,}23 \cdot 0{,}30 \cdot 700 = 97$ „

Всего 477 *кг*, принято 500 *кг*.

Временная нагрузка состоит из паровоза и тендера по схеме, представленной на фиг. 1015.

Для нахождения наибольших опорных реакций и изгибающих моментов построены линии влияния этих величин, пользуясь таблицами № 134 стр. 608.



Фиг. 1015.

Наибольшие изгибающие моменты найдены для сечения над средней опорой и для сечений, отстоящих на $0{,}4\ l$ и $0{,}5\ l$ от крайней опоры (l — длина одного пролета). В следующей таблице приведены ординаты указанных линий влияния, причем значения ординат вычислены для точек через 0,1 пролета. Цифры под буквами M и D указывают номер сечения.

По ординатам определены площади линий влияний, имеющие следующие значения:

$M_4 = +0{,}3657$
$M_5 = +0{,}3435$
$M_{10} = -0{,}4504$
$D_0 = -0{,}8553$
$D_{10} = -2{,}3431$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Ординаты линий влияния M_{10}, M_4, M_5, D_0 и D_{10}

Сечения	M_{10} $т \cdot м$	M_4 $т \cdot м$	M_5 $т \cdot м$	D_0 $т$	D_{10} $т$
0	0,000	0,000	0,000	— 1,000	0,000
1	— 0,0563	+ 0,1055	+ 0,0785	— 0,8736	— 0,1594
2	— 0,1092	+ 0,2123	+ 0,1587	— 0,7488	— 0,3152
3	— 0,1559	+ 0,3218	+ 0,2423	— 0,6272	— 0,4638
4	— 0,1911	+ 0,4355	+ 0,3310	— 0,5104	— 0,6016
5	— 0,2133	+ 0,3413	+ 0,4266	— 0,4000	— 0,7250
6	— 0,2184	+ 0,2539	+ 0,3174	— 0,2976	— 0,8304
7	— 0,2031	+ 0,1747	+ 0,2184	— 0,2048	— 0,9142
8	— 0,1638	+ 0,1051	+ 0,1314	— 0,1232	— 0,9728
9	— 0,0973	+ 0,0464	+ 0,0580	— 0,0547	— 1,0026
10	0,000	0,000	0,000	0,000	— 1,000
11	— 0,0832	— 0,0333	— 0,0416	+ 0,0390	— 0,963
12	— 0,1365	— 0,0546	— 0,0683	+ 0,0640	— 0,896
13	— 0,1642	— 0,0657	— 0,0821	+ 0,0770	— 0,804
14	— 0,1706	— 0,0683	— 0,0853	+ 0,0800	— 0,696
15	— 0,1600	— 0,0640	— 0,0800	+ 0,0750	— 0,575
16	— 0,1365	— 0,0546	— 0,0683	+ 0,0640	— 0,448
17	— 0,1045	— 0,0418	— 0,0523	+ 0,0490	— 0,321
18	— 0,0683	— 0,0273	— 0,0340	+ 0,0320	— 0,200
19	— 0,0320	— 0,0128	— 0,0160	+ 0,0150	— 0,091
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
21	+ 0,0243	+ 0,0097	+ 0 0122	— 0,0114	+ 0,0684
22	+ 0,0410	+ 0,0164	+ 0,0205	— 0,0192	+ 0,1152
23	+ 0,0508	+ 0,0203	+ 0,0254	— 0,0238	+ 0,1428
24	+ 0,0546	+ 0,0218	+ 0,0273	— 0,0256	+ 0,1536
25	+ 0,0533	+ 0,0213	+ 0,0267	— 0,0250	+ 0,1500
26	+ 0,0478	+ 0,0191	+ 0,0239	— 0,0224	+ 0,1344
27	+ 0,0388	+ 0,0155	+ 0,0194	— 0,0182	+ 0,1092
28	+ 0,0273	+ 0,0109	+ 0,0137	— 0,0128	+ 0,0768
29	+ 0,0143	+ 0,0056	+ 0,0070	— 0,0066	+ 0,0396
30	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

НБ УДУНТ (ДІІТ)

На фиг. 1016 вычерчены линии влияния и показаны расположения осей, дающие наибольшие значения моментов и реакций опор; значения эти следующие:

$$M_4 = 7{,}5 \cdot 0{,}4355 + 5{,}25\ (0{,}0040 + 0{,}0135) = 3{,}358\ т \cdot м$$
$$M_5 = 7{,}5 \cdot 0{,}4266 + 5{,}25\ (0{,}0156 + 0{,}0107) = 3{,}338$$
$$M_{10} = -7{,}5\ (0{,}2184 + 0{,}1644) = -2{,}871\ „$$
$$D_0 = -7{,}5\ (1{,}0000 + 0{,}2022 - 0{,}0795) = -8{,}420\ т$$
$$D_{10} = -7{,}5\ (0{,}4589 + 1{,}000 + 0{,}3161) = -13{,}313$$

Величины моментов и реакций опор от действия постоянной нагрузки получаются умножением площади линии влияния на величину нагрузки на 1 погонный *м*.

$$M_4 = 0{,}3657 \cdot 0{,}50 = 0{,}183\ т \cdot м$$
$$M_5 = 0{,}3435 \cdot 0{,}50 = 0{,}172$$
$$M_{10} = -0{,}4504 \cdot 0{,}50 = -0{,}225\ „$$
$$D_0 = -0{,}8553 \cdot 0{,}50 = -0{,}427\ т$$
$$D_{10} = -2{,}3431 \cdot 0{,}50 = -1{,}171$$

Наибольшие значения моментов и реакций от действия постоянной и временной нагрузок будут:

$$M_4 = 3{,}541\ т \cdot м \qquad D_0 = -8{,}847\ т$$
$$M_5 = 3{,}510 \qquad D_{10} = -14{,}484\ „$$
$$M_{10} = -3{,}146$$

Наибольшая поперечная сила у крайней опоры:

$$Q_0 = D_0 = 8{,}847\ т.$$

Поперечная сила у второй опоры, левее ее, от постоянной нагрузки равна:

$$Q_1' = 2{,}134 \cdot 0{,}50 - 0{,}427 = 0{,}64\ т;$$

от подвижной нагрузки по линии влияния для D_0 при установке, показанной на линии влияния D_{10}:

$$Q_1'' = 2 \cdot 7{,}5 - 7{,}5 \cdot 0{,}63 + 7{,}5 \cdot 0{,}05 = 10{,}65\ т,$$

а всего

$$Q_1 = 0{,}64 + 10{,}65 = 11{,}29\ т.$$

Поперечная сила у второй опоры, правее ее, от постоянной нагрузки

$$Q_2' = ql - D_0 - D_{10} = 2{,}134 \cdot 0{,}5 - 0{,}427 - 1{,}171 = 0{,}53\ т;$$

от временной по линиям влияния для D_0 и D_{10}:

$$Q_2'' = D_0 + D_{10} - P = 7{,}5\,(0{,}63 - 0{,}05) + 7{,}5\,(0{,}46 + 1{,}0 + 0{,}32) - 7{,}5 = 10{,}20\ т.$$

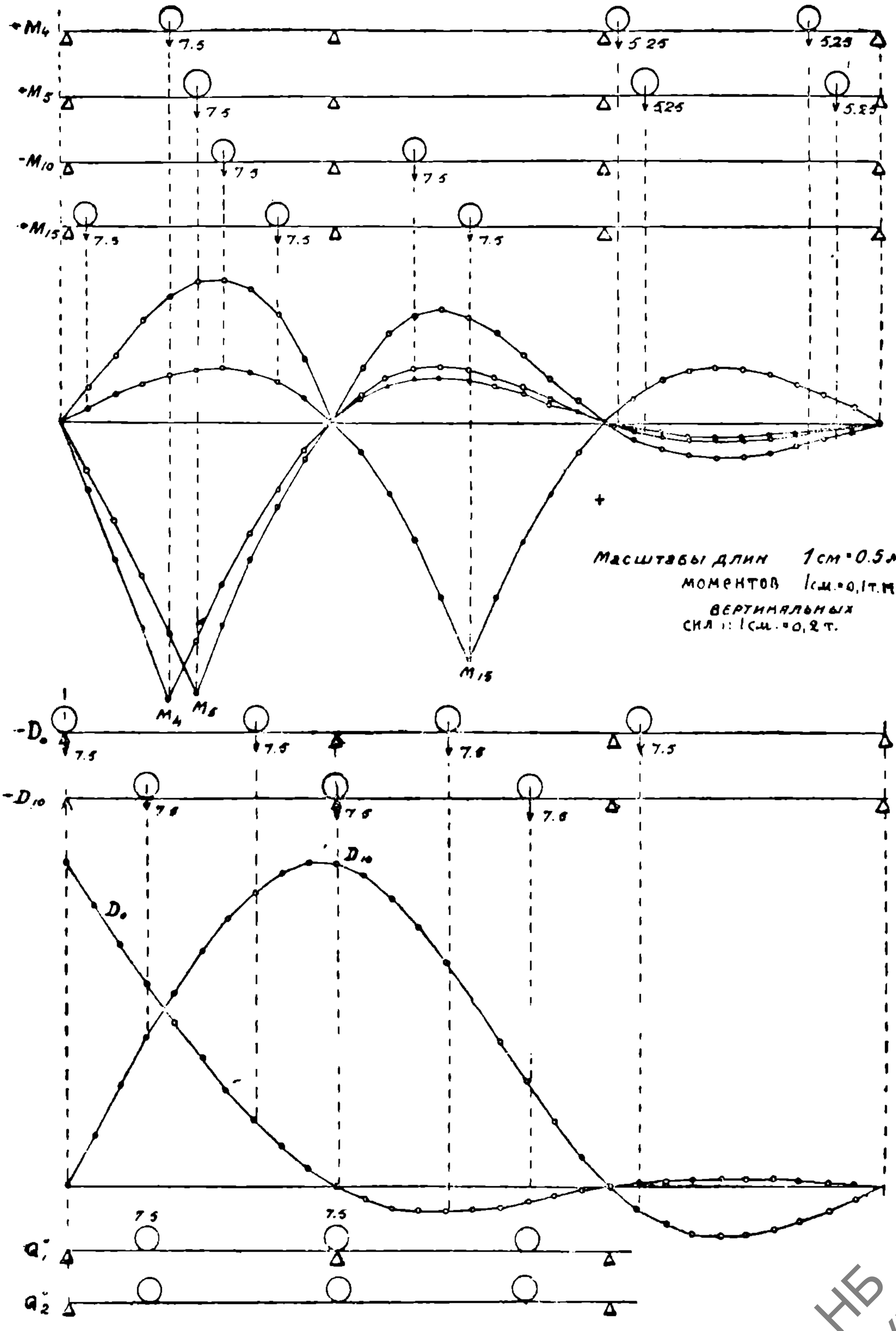
То же самое получаем, пользуясь ординатами линии влияния для Q_{10}' из табл. n⁰ 134

$$7{,}5\ (0{,}091 + 1{,}0 + 0{,}272) = 10{,}20\ т,$$

а всего

$$Q_2 = 10{,}20 + 0{,}53 = 10{,}73\ т.$$

НВ УДУНТ (ДІІТ)



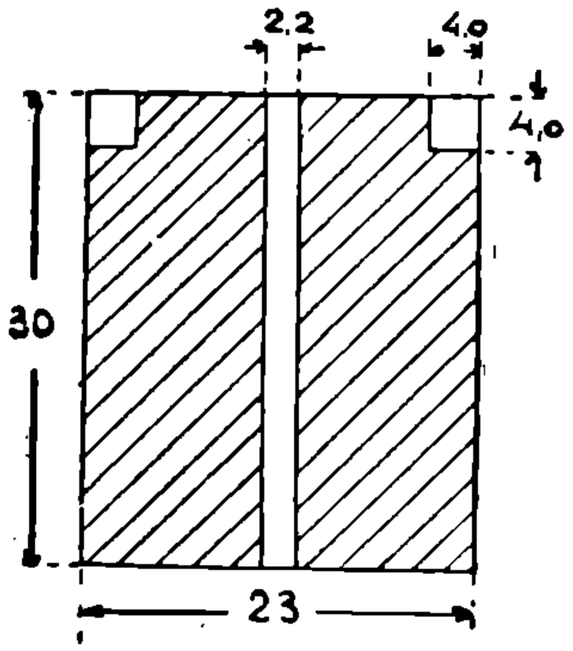
Фиг. 101б.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Поверим достаточность сечения прогона по наибольшему моменту

$$M_4 = 3{,}541 \ т \cdot м.$$

Сечение прогона (фиг. 1017) ослаблено врубкой для укрепления поперечины и отверстием для пропуска болта диаметром 2,2 *см*.



Фиг. 1017.

Момент сопротивления ослабленного сечения $W = 2636 \ см^3$.

Напряжение

$$\sigma = \frac{354100}{2 \cdot 2636} = 67{,}1 < 70 \ кг/см^2.$$

Наибольшая поперечная сила на опоре $Q_1 = 11{,}29 \, m$; на один брус половина.

Площадь рабочего сечения $\omega = 592 \ см^2$.

$$t = \frac{3 \cdot 11290}{2 \cdot 592 \cdot 2} = 14{,}5 < 15 \ кг/см^2.$$

Насадка передает давление на сваю диаметром $10^1/_2''$ площадью поперечного сечения сваи за вычетом площади шипа ($3 \times 3''$).

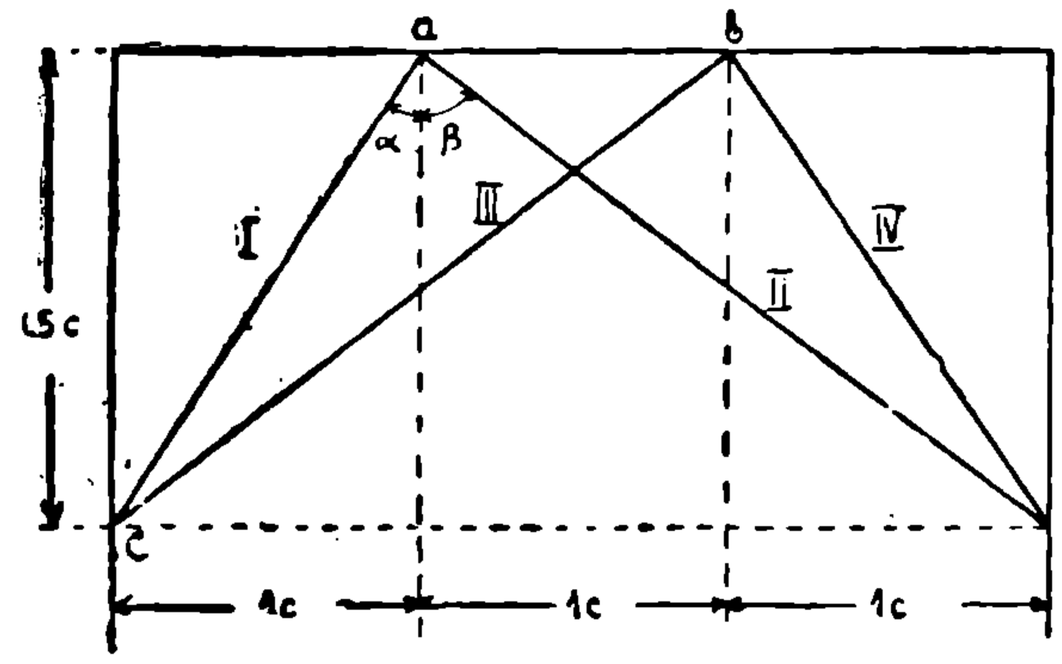
Эта площадь равна:

$$\omega = \left[\frac{\pi \cdot 10{,}5^2}{4} - 3^2\right] = 77{,}6 \ дм.^2 = 500 \ см^2.$$

Давление, передающееся на сваю насадкой, равно:

$$\frac{D_0}{2} = \frac{8{,}847}{2} = 4{,}424 \, m,$$

$$\sigma = \frac{4424}{500} = 8{,}8 < 15 \ кг/см^2.$$



Фиг. 1018.

Подкосы. — В каждом трехсаженном пролете имеется четыре подкоса, из которых I и II (фиг. 1018) состоят из одного бруса сечением соответственно $8'' \times 8''$, т. е. $20 \times 20 \ см^2$, и $9 \times 9''$, или $23 \times 23 \ см^2$, а два других, во избежание врубок при пересечении, составлены из двух брусьев сечением по $6'' \times 9''$, или $15 \times 23 \ см^2$.

Геометрические элементы показаны на фиг. 1018. Наибольшее давление прогона в точке *a* равно $D_{10} = 14{,}484 \ m$; передается паре подкосов I и II, причем на подкос I приходится давление:

$$N_1 = \frac{D_{10} \sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)},$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

а на подкос II:

$$N_{II} = \frac{D_{10}\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)};$$

$$\sin\alpha = \frac{1}{\sqrt{1{,}5^2+1}} = 0{,}555;\ \sin\beta = \frac{2}{\sqrt{1{,}5^2+2^2}} = 0{,}800;$$

$$\sin(\alpha+\beta) = 0{,}998;$$

$$N_I = \frac{14484\cdot 0{,}800}{0{,}998} = 11610\ кг;\ N_{II} = \frac{14484\cdot 0{,}555}{0{,}998} = 8054\ кг.$$

Длина подкосов:

$$l_I = l_{IV} = \frac{1{,}0}{\sin\alpha} = \frac{1}{0{,}555} = 1{,}802\ \text{саж.} = 3{,}845\ м;$$

$$l_{II} = l_{III} = \frac{2{,}0}{\sin\beta} = \frac{2}{0{,}800} = 2{,}500\ \text{саж.} = 5{,}335\ м.$$

Коэффициент уменьшения напряжения для сжатых частей находим по формуле:

$$\varphi = \frac{1}{1+0{,}0002\cdot\frac{\omega l^2}{I}}.$$

Имеем для подкосов:

$$\text{I}\quad \varphi = \frac{1}{1+0{,}0002\cdot\frac{400\cdot 384{,}5^2}{13333}} = 0{,}53,$$

$$\text{II}\quad \varphi = \frac{1}{1+0{,}0002\cdot\frac{529\cdot 533{,}5^2}{23320}} = 0{,}44,$$

$$\text{III}\quad \varphi = \frac{1}{1+0{,}0002\cdot\frac{690\cdot 533{,}5^2}{12938}} = 0{,}25,$$

$$\text{IV}\quad \varphi = \frac{1}{1+0{,}0002\cdot\frac{690\cdot 384{,}5^2}{12938}} = 0{,}39.$$

Допускаемые напряжения соответственно для подкосов:

$$R_I = 0{,}53\cdot 55 = 29\ кг/см^2$$
$$R_{II} = 0{,}44\cdot 55 = 24$$
$$R_{III} = 0{,}25\cdot 55 = 14$$
$$R_{IV} = 0{,}39\cdot 55 = 21$$

Напряжение в подкосах:

$$\sigma_I = \frac{11610}{400} = 29\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{II} = \frac{8054}{529} = 15{,}2 < 24\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{III} = \frac{8054}{690} = 11{,}6 < 14\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{IV} = \frac{11610}{690} = 16{,}8 < 21\ кг/см^2.$$

Площадь передачи давления на подушку для короткого подкоса $\omega_1 = 8'' \times 8'' - 3'' \times 3'' = 55$ кв. дм. $= 355\ см^2$.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Напряжение:

$$\sigma = \frac{11610}{355} = 32{,}7 \ кг/см^2.$$

В подкосе сжатие происходит вдоль волокон, а потому допускаемое напряжение равно 55 $кг/см^2 > 32{,}7$ $кг/см^2$; что касается подушки, то сжатие происходит в ней поперек волокон; она должна быть сделана из дуба или лиственницы с допускаемым напряжением 36 $кг/см^2$.

Для подкоса II площадь передачи давления $\omega_{II} = 9'' \times 9'' - 3'' \times 3'' = 72$ кв. дм. $= 465$ $см^2$.

$$\sigma = \frac{8054}{465} = 17{,}3 \ кг/см^2.$$

Врубки двойных подкосов проверке не подлежат, так как при тех же усилиях, что и одиночные, они имеют большие площади передачи давления.

Затяжка. В точке *c* фиг. 1018 давление, передаваемое подкосами, разлагается на вертикальную и горизонтальную составляющие.

Наибольшая величина давления подкоса I найдена выше и равна 11610 *кг*, считаем в запас прочности давление подкоса III равным давлению подкоса II при одновременном загружении на maximum давления на обе опоры *a* и *b*.

Составляющие давления подкоса I:

$$\text{горизонтальная } H_I = N_I \sin\alpha = 11610 \cdot 0{,}555 = 6443 \ кг,$$

$$\text{вертикальная } V_I = N_I \cos\alpha = 11610 \cdot \frac{1{,}5}{\sqrt{1{,}5^2 + 1}} = 9647 \ кг;$$

составляющие давления подкоса III:

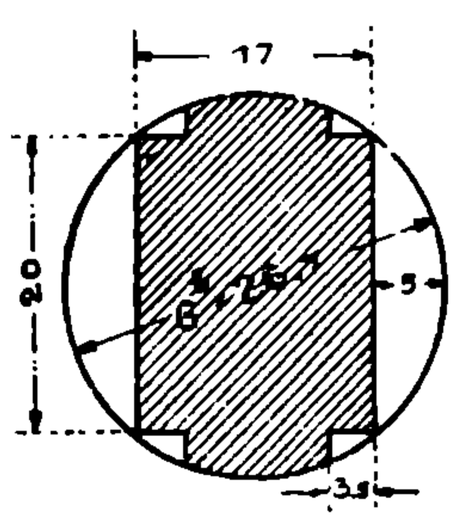
$$\text{горизонтальная } H_{III} = N_{III} \sin\beta = 8054 \cdot 0{,}800 = 6443 \ кг,$$

$$\text{вертикальная } V_{III} = N_{III} \cos\beta = \frac{8054 \cdot 1{,}5}{\sqrt{1{,}5^2 + 2^2}} = 4832 \ кг.$$

Усилие в затяжке крайнего трехсаженного пролета $H = H_I + H_{III} = 6443 + 6443 = 12886$ *кг*.

Затяжка состоит в среднем пролете из бревна $d = 6$ вершк., а в двух крайних пролетах из 2-х шестивершковых пластин.

Наиболее ослабленное сечение в месте пересечения со сваями показано на фиг. 1019; ослабленная площадь поперечного сечения



Фиг. 1019.

$$\omega = \sim 410 \ см^2.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{12886}{20 \times 17} = 38 < 100 \ кг/см^2.$$

Горизонтальное усилие на затяжку при конструкции, изображенной на фиг. 326 стр. 157, передается следующими площадками врубок:

тремя верхними площадками сегментной формы и двумя такими же нижними площадками, при глубине врубки 5 *см* и хорде 20 *см*:

$$\omega = 5 \cdot \frac{2}{3} \ 5 \cdot 20 = 333 \ см^2;$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

четырьмя площадками врубок затяжки в сваи, эти площадки — прямоугольные размерами $3{,}5 \times 25$ *см*:

$$\omega' = 4 \cdot 3{,}5 \cdot 25 = 350 \ см^2.$$

Всего площадь врубок $= 683$ *см*^{2}.

Напряжение

$$\sigma = \frac{12900}{683} = 19 < 20 \ кг/см^2.$$

Вертикальное давление подкосов с одной стороны опоры, равное

$$V = 9647 + 4832 = 14479 \ кг,$$

передается:

шестью горизонтальными площадками врубок поперечных брусьев в две сваи:

$$\omega = 6 \cdot \frac{2}{3} \cdot 5 \cdot 20 = 400 \ см^2,$$

восемью площадками врубок затяжки и продольных брусков в 2 сваи, примыкающие к рассматриваемому пролету,

$$\omega = 8 \cdot \frac{2}{3} \cdot 5 \cdot 20 = 533 \ см^2.$$

Всего площадь врубок равна 933 *см*^{2}.

Напряжение

$$\sigma = \frac{14479}{933} = 15{,}5 < 20 \ кг/см^2.$$

Давление на сваи складывается из давления, передаваемого насадкой, равного $D_0 = 8{,}847$ *т*, и вертикальных составляющих давлений подкосов

$$V_I = 9{,}647 \ т \text{ и } V_{III} = 4{,}832 \ т.$$

Полное давление на 2 сваи, пренебрегая весом соответственной части самой опоры:

$$P = D_0 + V_I + V_{III} + 8{,}847 + 9{,}647 + 4{,}832 = 23{,}326 \ т.$$

Свободная длина сваи от затяжки до поверхности грунта равна 2,5 саж., или 5,3 *м*. Площадь сечения 6-вершковой сваи 555 *см*^{2}. Момент инерции сечения 24000 *см*^{4}; коэффициент уменьшения напряжения на продольный изгиб

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}0002 \frac{555 \cdot 530^2}{24\,000}} = \frac{1}{2{,}30} = 0{,}43.$$

Допускаемое напряжение:

$$55 \cdot 0{,}43 = 24 \ кг/см^2.$$

Действительное:

$$\sigma = \frac{23326}{2 \ \ 555} = 21 < 24 \ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Нагрузка для вычисления отказа коренных свай должна быть не меньше 12,0 *т*.

Усилия в боковых подкосах. — В боковых подкосах опор усилия появляются при действии ветра и боковых толчков подвижного состава. Действие ветра сильнее, а потому ограничимся этим случаем нагрузки.

Давление ветра на подвижной состав на длину двух полупролетов, примыкающих к опоре, будет:

$$P_1 = 3 \cdot 6{,}40 \cdot 150 = 2880 \text{ кг}.$$

Давление ветра на проезжую часть, при высоте ее 0,45 *м*,

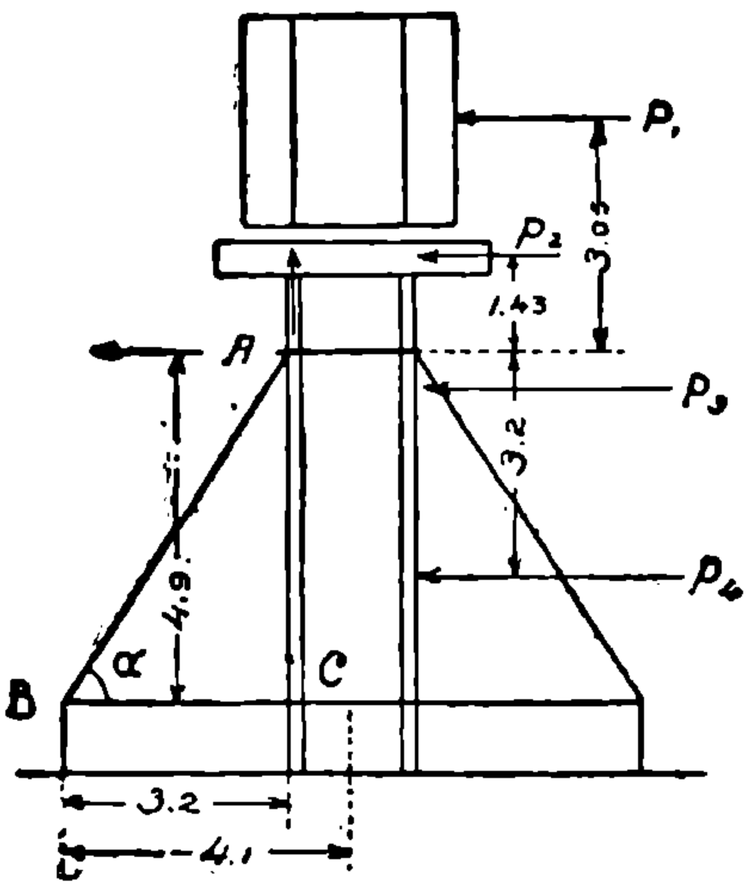
$$P_2 = 6{,}40 \cdot 0{,}45 \cdot 150 = 432 \text{ кг}.$$

Давление ветра на пролетное строение, при высоте его от верха прогона до низа затяжки, принимая в расчет половину площади контура, будет:

$$P_3 = 0{,}5 \cdot 6{,}4 \cdot 3{,}65 \cdot 150 = 1572 \text{ кг}.$$

Давление на опору высотою 8,1 *м*, шириною 0,54 *м*:

$$P_4 = 0{,}54 \cdot 8{,}1 \cdot 150 = 507 \text{ кг}.$$



Фиг. 1020.

Переносим все силы в точку *A* (фиг.1020) с соответственными моментами. В точке *A* получим горизонтальную равнодействующую

$$P = 2880 + 432 + 1572 + 507 = 5390 \text{ кг}.$$

Эту силу в запас прочности предполагаем действующей лишь на треугольник *ABC*. Что касается момента, то действие его относим на всю опору и, в виду большой ширины последней у основания, вызываемыми им усилиями пренебрегаем.

Разлагая силу *P*, получим усилие в подкосе:

$$S = \frac{P}{\cos\alpha} = \frac{5390 \cdot 5{,}85}{3{,}2} = 9853 \text{ кг}.$$

От нижнего конца подкоса это усилие передается на сваю и горизонтальные схватки; на сваю придется (разложением):

$$Q = P \cdot \operatorname{tg}\alpha = 5390 \cdot \frac{4{,}9}{3{,}2} = 8253 \text{ кг}.$$

На схватки:

$$T = P = 5390 \text{ кг}.$$

Подкос состоит из 2 бревен 6 верш., свободная длина 5,85 *м*,

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0{,}0002 \frac{555 \cdot 585^2}{24000}} = 0{,}42.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Допускаемое напряжение:

$$\varphi R = 0{,}42 \cdot 55 = 23 \ кг/см^2.$$

Действительное:

$$\sigma = \frac{9853}{2 \cdot 555} = 9 < 23 \ кг/см^2.$$

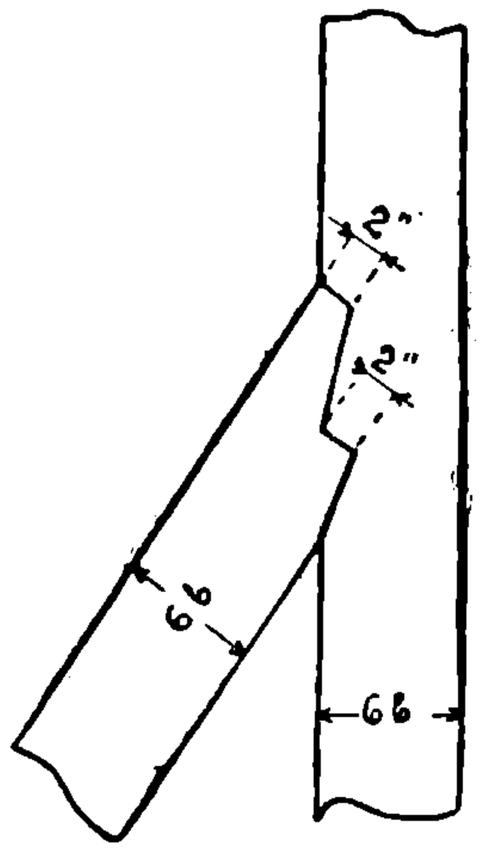
Глубина врубки подкоса в сваю 5 *см*, площадь сегмента 75 $см^2$; всего площадь врубок на два бревна (фиг. 1021) $4 \cdot 75 = 300 \ см^2$. Напряжение во врубке

$$\sigma = \frac{9853}{300} = 32{,}8 < 55 \ кг/см^2.$$

Устойчивость опор. — Под действием ветра опора опрокидывается, чему препятствует вес моста и подвижной нагрузки. Последняя должна быть взята в виде порожних вагонов, как случай более невыгодный. Вес порожнего вагона 350 пуд., или 5750 *кг*.

По предыдущему, имеем силы P и плечи их относительно точки B (фиг. 1020):

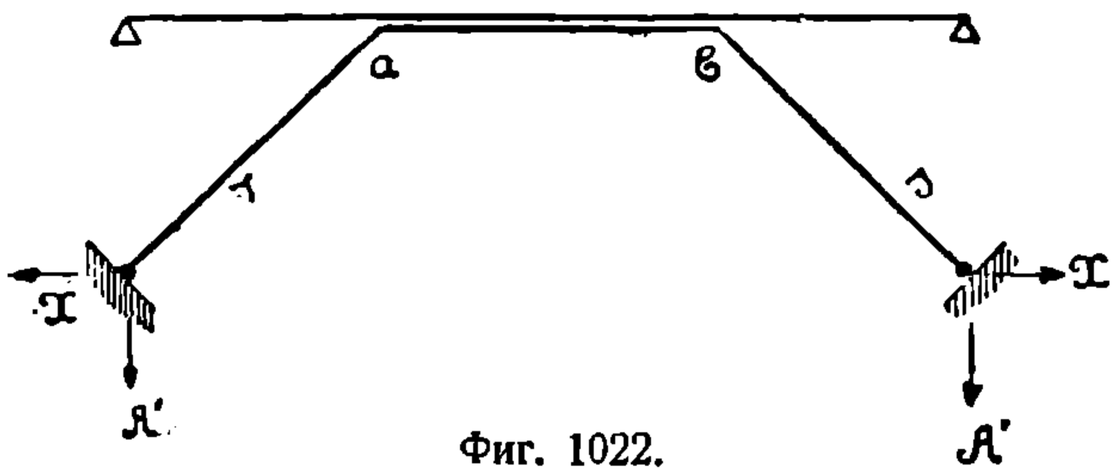
$P_1 = 2880$ *кг*;	плечо $= 7{,}95$ *м*;	мом. $= 28886$ *кг · м*
$P_2 = 432$	$= 6{,}30$	$= 2734$
$P_3 = 1572$	$= 4{,}28$	$= 6728$
$P_4 = 507$	$= 1{,}80$ „	„ $= 913$ „
$M' = 33271$ *кг · м*.		



Фиг. 1021.

Вес одного пролета моста с опорой по подробному подсчету (для сокращения места не приводим) равен 14 *т*. Вес с подвижной нагрузкой будет 19750 *кг*; плечо веса 4,1 *м*. Момент веса $M = 19750 \cdot 4{,}1 = 80975 \ кг \cdot м$. Коэффициент устойчивости $k = \frac{80975}{33271} = 2{,}4$.

156. Пример расчета моста под обыкновенную дорогу шпренгельной системы. — Система, перекрывающая пролет, состоит из балки, поддержанной (фиг. 1022) шарнирным четыреугольником из двух подкосов и ригеля. Работа этой системы объяснена в п° 97. При строгом анализе система является статически неопределимой, число избыточных неизвестных зависит от характера крайних опор балки.



Фиг. 1022.

Полагаем опоры подвижными в горизонтальном направлении, тогда за статически неизвестную можно принять лишь одну величину: горизонтальную составляющую усилия в подкосе, или распор, так как, при отсутствии горизонтальных нагрузок и реакций в крайних опорах, из условий равновесия системы имеем равенство горизонтальных составляющих X усилий в подкосах. При одинаковом наклоне подкосов, будем иметь и равенство

НВ УДУНТ (ДІІТ)

усилий в подкосах S и их вертикальных составляющих A'. Пусть на систему действует груз P, находящийся в расстоянии a от левой опоры и b — от правой (фиг. 1023).

Имеем [1]):

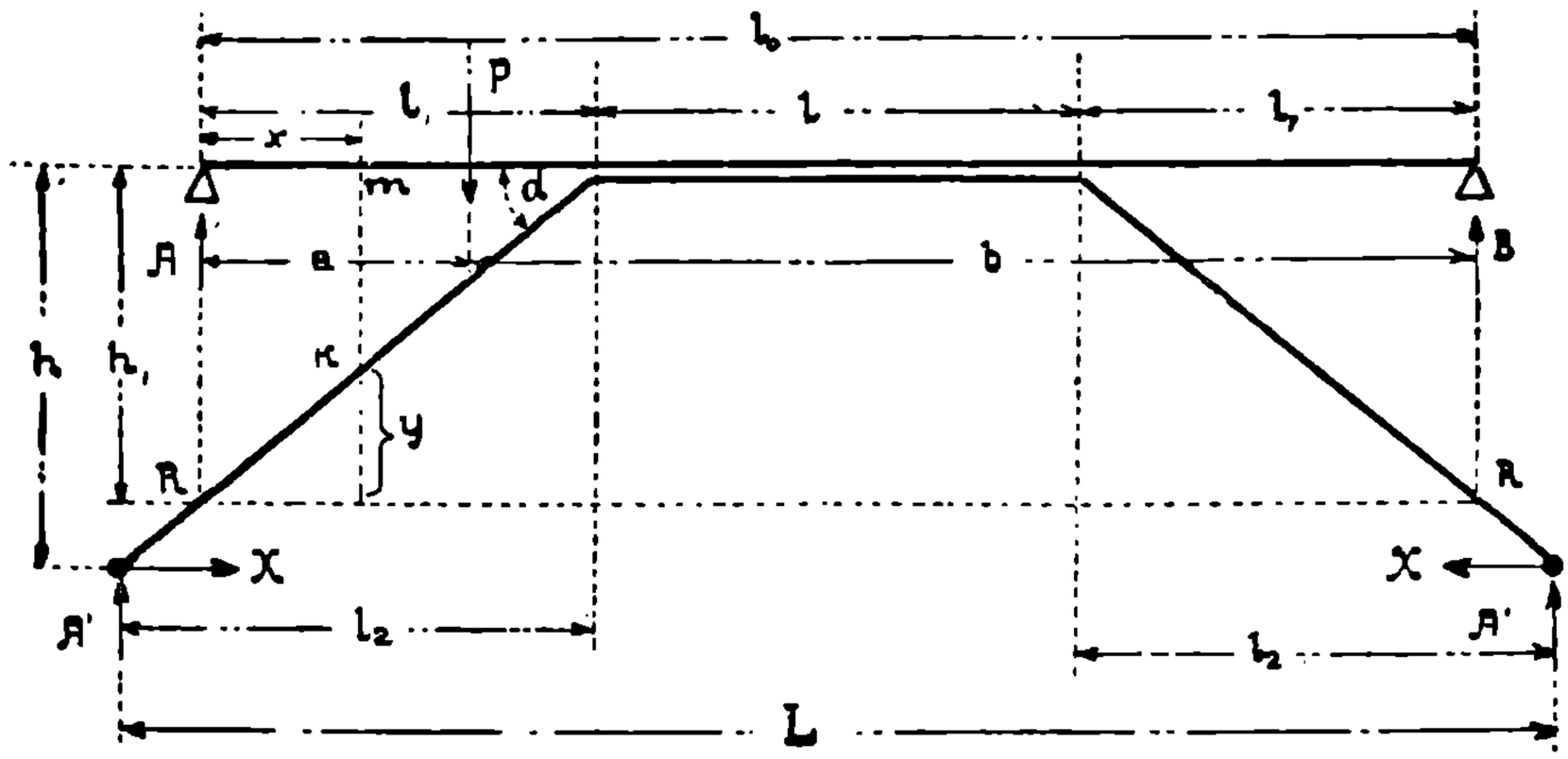
$$A' = X\operatorname{tg}\alpha = X \cdot \frac{h}{l_2},$$

$$A + A' = \frac{Pb}{l_0}.$$

Момент изгиба в сечении m, отстоящем в расстоянии x от левой опоры,

$$M_x = M_0 - Xy,$$

где M_0 — момент изгиба в сечении m простой балки пролета l_0 от той же нагрузки, y — расстояние точки k от линии RR, причем при $x < l_1$ величина y переменная, а при $x > l_1$ и $< l_1 + l$ величина y постоянна и равна h_1.



Фиг. 1023.

На основании теоремы о наименьшей работе инж. Михайлов находит, что

$$X = \frac{3\int M_0 y\,dx}{\mu h_1^2(2l_1 + 3l)}$$

где μ — коэффициент, зависящий от поперечных сечений элементов конструкции и от ее геометрических данных.

Для действия одного груза P, находящегося в расстоянии a и b от опор, из предыдущей формулы получается:

для a в пределах от 0 до l_1

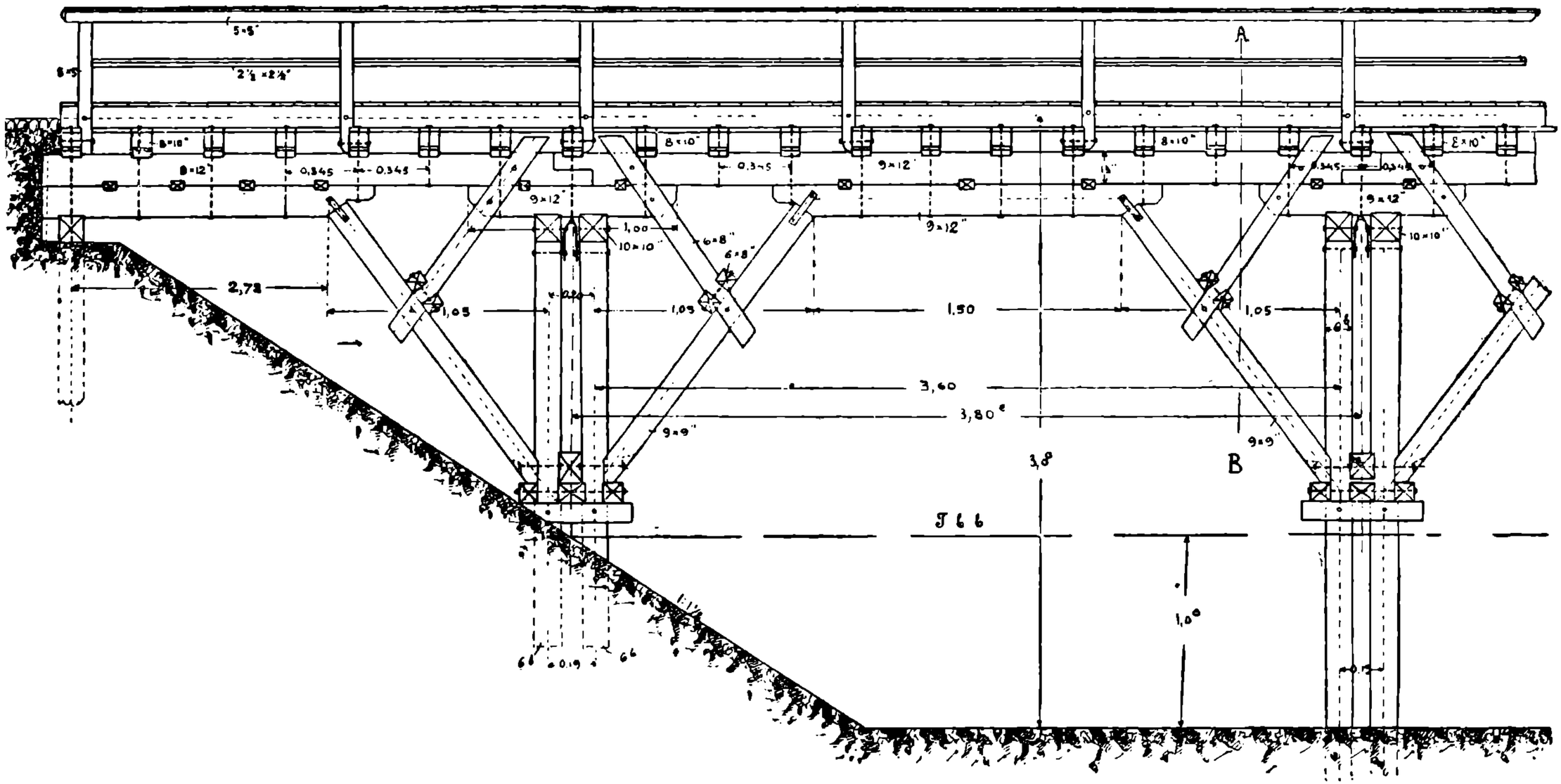
$$X = \frac{Pa(3l_1^2 - a^2 + 3ll_1)}{2\mu h_1 l_1(2l_1 + 3l)},$$

для a в пределах от l_1 до $l_1 + l$

$$X = \frac{P(6al_1 + 3al - 3a^2 - l_1^2)}{2\mu h_1(2l_1 + 3l)}$$

[1]) См. статью инж. Михайлова, „Журнал Мин. Пут. Сообщ.“, кн. 5, 1904 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)



Фиг. 1024.

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

Для нагрузки, равномерно распределенной по всему пролету и равной p на единицу длины,

$$X = \frac{p(5l_1^3 + 10ll_1^2 + 6l_1l^2 + l^3)}{4\mu h_1(2l_1 + 3l)}.$$

Что касается коэффициента μ, то инж. Михайлов доказывает, что он близок к 1. Мы его таким и примем.

Для случая, когда $l_1 = l$, формулы упрощаются; обозначим:

$a = \alpha l$ когда $a < l_1$,
$a = (1 + \beta)l$ когда $a > l_1$;

тогда для груза $P = 1$

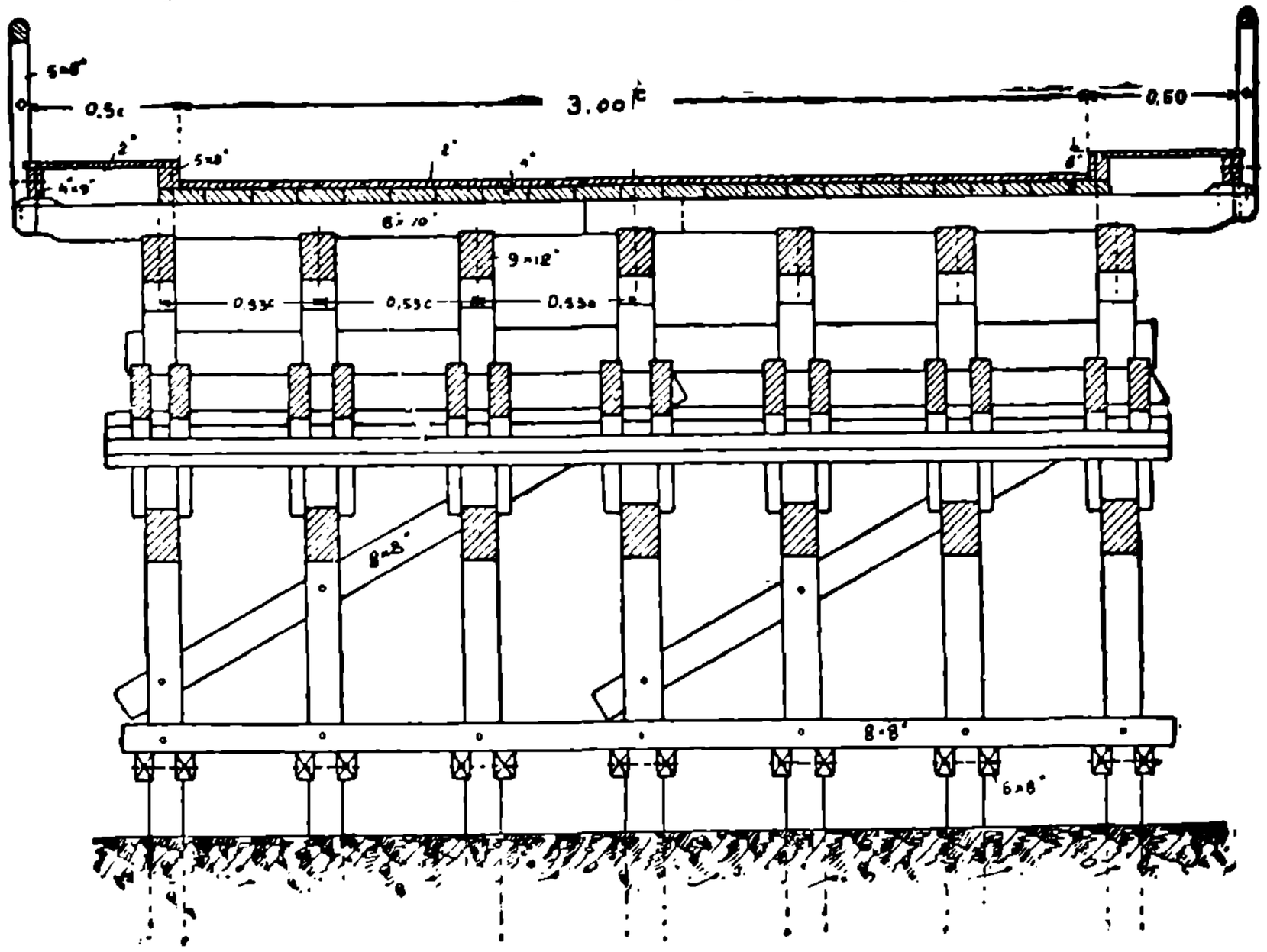
$$X = \frac{l}{10h}(6\alpha - \alpha^3) \quad \text{при } a < l_1,$$

$$X = \frac{l}{10h}(5 + 3\beta - \beta^2) \quad \text{при } a > l_1.$$

Линия влияния симметрична относительно середины пролета.

Эгих формул достаточно для расчета моста шпренгельной системы.

В виде примера приводим расчет моста, часть фасада которого изображена на фиг. 1024, а поперечный разрез на фиг. 1025. Высота моста



Фиг. 1025.

около 3,00 саж., горизонт высокой воды 1,00 саж. Пролеты предположено сделать по 3,80 саж., имея в виду применить для прогонов лес длиною не более 4,00 саж. Ширина полотна для езды 3,0 саж., тротуары по 0,5 саж. Настил двойной дощатый; нижний толщиною 4", верхний 2". Поперечные брусья сечением 8" × 10" поставлены на расстоянии 0,345 саж. = 0,74 *м*,

РВ УДУНТ (ДІІТ)

считая между осями. Прогоны размещены на расстоянии 0,53 саж. = 1,13 *м*, причем посредине моста приходится прогон, на котором произведен стык поперечин с целью дать возможность производить ремонт моста без перерыва движения. Ригель шпренгеля имеет длину 1,5 саж., боковые части прогона 1,05 саж. Ригель имеет такое же сечение, как и прогоны, т. е. $9'' \times 12''$, подкосы — $9'' \times 9''$.

Тротуар отделен от полотна бордюрным брусом $6'' \times 8''$; этот брус поддерживает настил тротуара из 2″ досок, другой конец которых опирается на 4″ доску, поставленную на ребро и укрепленную врубками и болтами на поперечинах. Под этой доской на поперечинах подложены подкладки из 2″ досок.

Каждая промежуточная опора состоит из 2 рядов шестивершковых свай, расстояние между рядами 0,19 саж.

Для расчета приняты следующие нагрузки:

Каток весом 12 *т*.

Грузовик весом 9 *т*.

Толпа 440 *кг/м*², а для тротуара 530 *кг/м*².

Настил. — Верхний слой настила на передачу нагрузки не учитывается. Для нижнего настила пролет в свету = 21″, расчетный пролет возьмем 23″, или 58 *см*. Предполагаем, что благодаря значительной ширине обода заднего колеса катка (40 *см*) и наличности верхнего настила давление его, равное 4 *т*, передается на 3 доски.

Момент изгиба на одну доску

$$M = \frac{4000 \cdot 58}{3 \cdot 4} = 19300 \ кг \cdot см.$$

Заднее колесо грузовика давит на две доски с силою 3,375 *т*. Момент изгиба на одну доску:

$$M = \frac{3375 \cdot 58}{2 \cdot 4} = 24470 \ кг \cdot см.$$

Момент сопротивления доски:

$$W = \frac{23 \cdot 10^2}{6} = 383 \ см^3.$$

Таким образом, напряжение будет:

$$\sigma = \frac{24470}{383} = 64 < 70 \ кг, см^2.$$

Поперечина. — Пролет 0,53 саж. = 113 *см*. Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* состоит из:

веса верхнего настила	. 0,05 · 0,74 · 700 = 25,9 *кг*.
нижнего настила	. 0,10 · 0,74 · 700 = 51,8
собственного веса	. 0,20 0,25 · 700 = 35,0 „
Всего	. 115 *кг*.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент от постоянной нагрузки, считая поперечину как балку, свободно лежащую на двух опорах:

$$M_1 = \frac{115 \times 113^2}{8} = 1835 \ кг \cdot см.$$

Наибольший момент от действия временной нагрузки получается при расположении одного колеса задней оси катка посредине пролета. При ширине обода $d = 40$ *см*,

$$M_2 = \frac{P}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4}\right) = 2000 \ (56{,}5 - 10) = 93000 \ кг \cdot см.$$

Наибольший изгибающий момент:

$$M = M_1 + M_2 = 93000 + 1835 = 94835 \ кг \cdot см.$$

Момент сопротивления поперечины сечением $8'' \times 10''$, или 20×25 *см*, ослабленной болтом $d = 20$ *мм* и врубкой глубиною $1''$:

$$W = \frac{18 \cdot 22{,}8^2}{6} = 1559 \ см^3;$$

$$\sigma = \frac{94835}{1559} = 60{,}8 < 70 \ кг/см^2.$$

Прогоны. — Для определения наибольших моментов, реакций опор и перерезывающих сил построим линии влияния, пользуясь приведенными выше формулами. Длины пролетов, равные 2,24 и 3,20 *м*, делим на 6 равных частей каждую и помещаем груз $P = 1$ в каждом сечении.

Геометрические элементы системы показаны на фиг. 1023.

Найдем числа влияния для величины X.

Заменяя в вышеприведенных формулах a через $l_1\lambda$ или $(l_1 + \lambda l)$, где λ соответственно равно $\frac{a}{l_1}$ или $\frac{a - l_1}{l_1}$, получим для определения X, при $P = 1$ и $\mu = 1$, следующие уравнения:

$$X = \frac{\lambda l_1^2\left(3 + 3\frac{l}{l_1} - \lambda^2\right)}{2h_1 \cdot (2l_1 + 3l)} \text{ в пределах от 0 до } l_1,$$

$$X = \frac{l_1^2\left[2 + 3\frac{l}{l_1} + 3\frac{l^2}{l_1^2}(\lambda - \lambda^2)\right]}{2h_1 \cdot (2l_1 + 3l)} \text{ в пределах от } l_1 \text{ до } l_1 + l.$$

В данном случае $l_1 = 2{,}24$ *м*; $l = 3{,}20$ *м*; $h_1 = h = 2{,}774$ *м*.

Подставляя численные значения в приведенные формулы, получим:

$$X = 0{,}0642 \ \lambda \ (7{,}286 - \lambda^2) \text{ при } 0 < a < l_1,$$

$$X = 0{,}0642 \cdot [6{,}286 + 6{,}123 \ (\lambda - \lambda^2)] \text{ при } l_1 < a < l_1 + l.$$

НБ УДУНТ (ДІТ)

В таблице 1 вычислены ординаты линии влияния X, причем, в виду симметричности, ординаты приведены для одной половины балки.

Таблица 1. — Ординаты линии влияния X.

Сечения	λ	λ^2	$7{,}286 - \lambda^2$	$0{,}0642\ \lambda$	X
0	0,000	0,000	7,286	0,0000	0,000
1	0,167	0,028	7,258	0,0107	0,078
2	0,333	0,111	7,175	0,0214	0,154
3	0,500	0,250	7,036	0,0321	0,226
4	0,667	0,444	6,842	0,0428	0,293
	0,833	0,694	6,592	0,0534	0,352
6	1,000	1,000	6,286	0,0642	0,404
			$\lambda - \lambda^2)$	$6{,}123\ (\lambda - \lambda^2)$	
7	0,167	0,028	0,139	0,851	0,458
8	0,333	0,111	0,222	0,359	0,491
9	0,500	0,250	0,250	0,531	0,502

Имея числа влияния для X, вычислим ординаты линии влияния реакции опоры A по следующей формуле (фиг. 1023):

$$A = \frac{Pb}{l_0} - A' = \frac{P(l_0 - a)}{l_0} - X\frac{h}{l_2};$$

подставляя численные значения, получим, при $P = 1$ и $l_2 = l_1$:

$$A = 0{,}1302\ (7{,}68 - a) - 1{,}238\ X.$$

Найдем также линии влияния моментов для сечений 3, 6 и 9.

$$M_0 = \left(\frac{l_0 - a}{l_0}\right) x \qquad \text{при } x < a,$$

$$M_0 = a\left(1 - \frac{x}{l_0}\right) \qquad \text{при } x > a.$$

Отсюда:

$$M_x = \frac{(l_0 - a)}{l_0}\, x - Xy \qquad \text{при } x < a,$$

$$M_x = a\left(1 - \frac{x}{l_0}\right) - Xy \qquad \text{при } x > a.$$

В таблицах 2 — 4 вычислены ординаты линий влияния указанных величин.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 2. — Ординаты линии влияния реакции опоры *A*.

№№ сечений	*a* (*м*)	$l_0 - a$	$0{,}1302\,(l_0 - a)$	*X*	$1{,}238\,X$	*A*
0	0	7,6800	1,0000	0,000	0,000	1,0000
1	0,3733	7,3067	0,9513	0,078	0,0966	0,8547
2	0,7466	6,9334	0,9027	0,154	0,1907	0,7120
3	1,1200	6,5600	0,8541	0,226	0,2798	0,5743
4	1,4933	6,1867	0,8055	0,293	0,3627	0,4428
5	1,8666	5,8134	0,7569	0,352	0,4358	0,3211
6	2,2400	5,4400	0,7083	0,404	0,5002	0,2081
7	2,7733	4,9067	0,6389	0,458	0,5670	0,0719
8	3,3066	4,3734	0,5694	0,491	0,6079	−0,0385
9	3,8400	3,8400	0,5000	0,502	0,6215	−0,1215
10	4,3733	3,3067	0,4305	0,491	0,6079	−0,1774
11	4,9066	2,7734	0,3611	0,458	0,5670	−0,2059
12	5,4400	2,2400	0,2916	0,404	0,5002	−0,2086
13	5,8133	1,8667	0,2430	0,352	0,4358	−0,1928
14	6,1866	1,4934	0,1944	0,293	0,3627	−0,1683
15	6,5600	1,1200	0,1458	0,226	0,2798	−0,1340
16	6,9333	0,7467	0,0972	0,154	0,1907	−0,0935
17	7,3066	0,3734	0,0486	0,078	0,0966	−0,0480
18	7,6800	0,0000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000

Таблица 3. — Ординаты линии влияния M_3.

$$x = \frac{l_1}{2} \qquad y = \frac{h_1}{2}$$

$$M_3 = \frac{(l_0 - a)}{l_0}\,\frac{l_1}{2} - X\frac{h}{2} = 0{,}1458\,(l_0 - a) - 1{,}387\,X \text{ при } x \leqslant a$$

$$M_3 = a\left(1 - \frac{l_1}{2 \cdot l_0}\right) - X\frac{h}{2} = 0{,}8542a - 1{,}387\,X \text{ при } x \geqslant a.$$

№№ сечений	*a* (*м*)	$l_0 - a$	$0{,}8542\,a$	$0{,}1458\,(l_0 - a)$	$1{,}387\,X$	M_3 ($т \cdot м$)
0	0,0000	—	0,0000	—	0,0000	0,0000
1	0,3733	—	0,3189	—	0,1082	0,2107
2	0,7466	—	0,6377	—	0,2136	0,4241
3	1,1200	—	0,9567	—	0,3273	0,6294
4	1,4933	6,1867	—	0,9020	0,4064	0,4956
5	1,8666	5,8134	—	0,8476	0,4882	0,3594
6	2,2400	5,4400	—	0,7932	0,5603	0,2329
7	2,7733	4,9067	—	0,7154	0,6352	0,0802
8	3,3066	4,3734	—	0,6376	0,6810	−0,0434
9	3,8400	3,8400	—	0,5599	0,6963	−0,1364
10	4,3733	3,3067	—	0,4821	0,6810	−0,1989
11	4,9066	2,7734	—	0,4044	0,6352	−0,2308
12	5,4400	2,2400	—	0,3255	0,5603	−0,2338
13	5,8133	1,8667	—	0,2722	0,4882	−0,2160
14	6,1866	1,4934	—	0,2177	0,4064	−0,1887
15	6,5600	1,1200	—	0,1633	0,3135	−0,1502
16	6,9333	0,7467	—	0,1089	0,2135	−0,1047
17	7,3066	0,3734	—	0,0544	0,1082	−0,0538
18	7,6800	0,0000	—	0,0000	0,0000	−0,0000

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 4. — Ординаты линий влияния M_6 и M_9.

$$x_6 = l_1 \qquad y_6 = h_1$$

$$x_9 = \frac{l_0}{2} \qquad y_9 = h_1$$

$$M_6 = \left(\frac{l_0 - a}{l_0}\right) l_1 - Xh = 0{,}2917\ (l_0 - a) - 2{,}774\ X \text{ при } x \leqslant a$$

$$M_6 = a\left(1 - \frac{l_1}{l_0}\right) - Xh = 0{,}7083 \cdot a - 2{,}774\ X \text{ при } x \geqslant a$$

$$M_9 = \left(\frac{l_0 - a}{l_0}\right)\frac{l_1}{1} - Xh = 0{,}5\ (l_0 - a) - 2{,}774\ X \text{ при } x \leqslant a$$

$$M_9 = a\left(1 - \frac{l_1}{2l_0}\right) - Xh = 0{,}5\ a - 2{,}774\ X \text{ при } x \geqslant a.$$

№№ сечений.	a	$l_0 - a$	0,7083 a	0,2917 $(l_0 - a)$	2,774 X	M_6	0,5 a	0,5$(l_0 - a)$	M_9
0	0	7,6800	0,0000	—	0,0000	0,0000	0,0000	—	0,0000
1	0,3733	7,3067	0,2644	—	0,2164	0,0480	0,1867	—	— 0,0297
2	0,7466	6,9334	0,5288	—	0,4272	0,1016	0,3733	—	— 0,0539
3	1,1200	6,5600	0,7933	—	0,6270	0,1663	0,5600	—	— 0,0670
4	1,4933	6,1867	1,0577	—	0,8128	0,2449	0,7467	—	— 0,0661
5	1,8666	5,8134	1,3221	—	0,9764	0,3457	0,9333	—	— 0,0431
6	2,2400	5,4400	1,5856	—	1,1206	0,4650	1,1200	—	— 0,0006
7	2,7733	4,9067	—	1,4313	1,2704	0,1609	1,3867	—	+ 0,1163
8	3,3066	4,3734	—	1,2757	1,3620	— 0,0863	1,6533	—	+ 0,2913
9	3,8400	3,8400	—	1,1201	1,3926	— 0,2725	1,9200	—	+ 0,5274
10	4,3733	3,3067	—	0,9646	1,3620	— 0,3974	—	1,6533	+ 0,2913
11	4,9066	2,7734	—	0,8090	1,2704	— 1,4614	—	1,3867	+ 0,1163
12	5,4400	2,2400	—	0,6534	1,1206	— 0,4672	—	1,1200	— 0,0006
13	5,8133	1,8667	—	0,5445	0,9764	— 0,4319	—	1,9333	— 0,0431
14	6,1866	1,4934	—	0,4356	0,8128	— 0,3772	—	0,7467	— 0,0661
15	6,5600	1,1200	—	0,3267	0,6270	— 0,3003	—	0,5600	— 0,0670
16	6,9333	0,7467	—	0,2178	0,4272	— 0,2094	—	0,3733	— 0,0539
17	7,3066	0,3734	—	0,1089	0,2164	— 0,1075	—	0,1867	— 0,0297
18	7,6800	0,0000	—	0,0000	0,0000	0,0000	—	0,0000	— 0,0000

Линия влияния для давления на сваю по формуле

$$A + A' = \frac{Pb}{l_0}$$

есть прямая с ординатами единица в точке 0 и нуль в точке 18.

Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* балки состоит из веса

верхнего и нижнего настила . . . . . $0{,}15 \cdot 1{,}13 \cdot 700 = 118{,}7$ *кг*

поперечных балок, считая вес их распределенным равномерно по

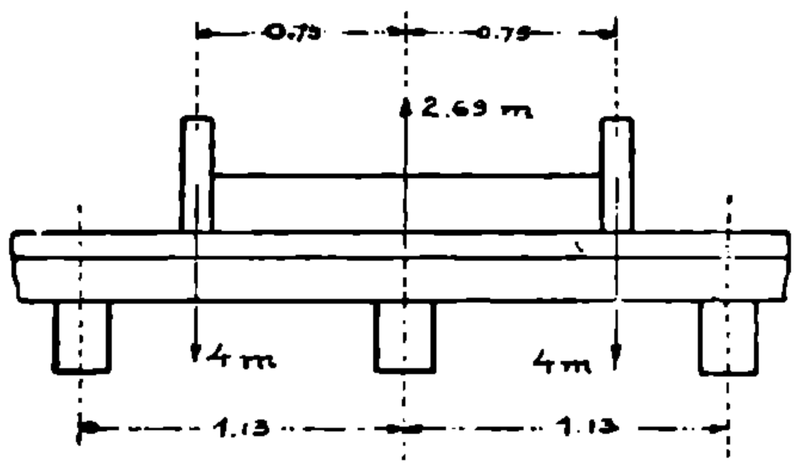
всей длине балки . . . $\frac{11 \cdot 0{,}20 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}13}{8{,}10} \cdot 700 = 49{,}1$ „

собственного веса прогона $0{,}23 \cdot 0{,}305 \cdot 700 = 52{,}5$ „

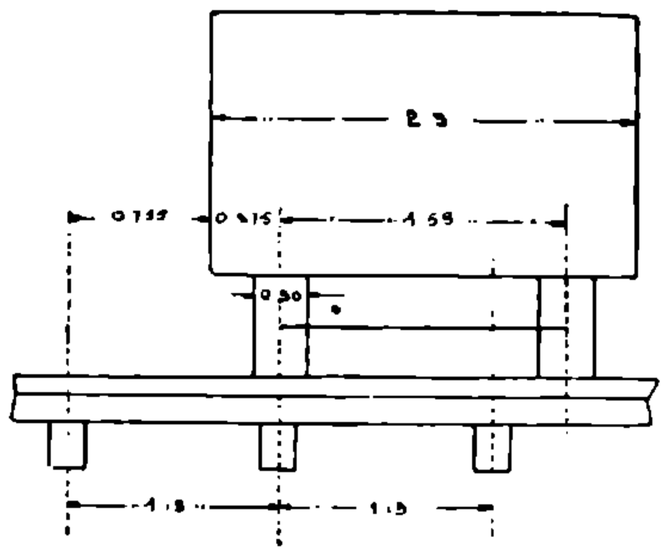
Всего ~ 225 *кг*

РБ УДУНТ (ДІІТ)

Временная нагрузка состоит либо из парового катка весом 12 *m* при невыгоднейшем расположении в поперечном направлении, показанном на фиг. 1026, когда давление задней оси дает нагрузку 2,69 *m*, а передней

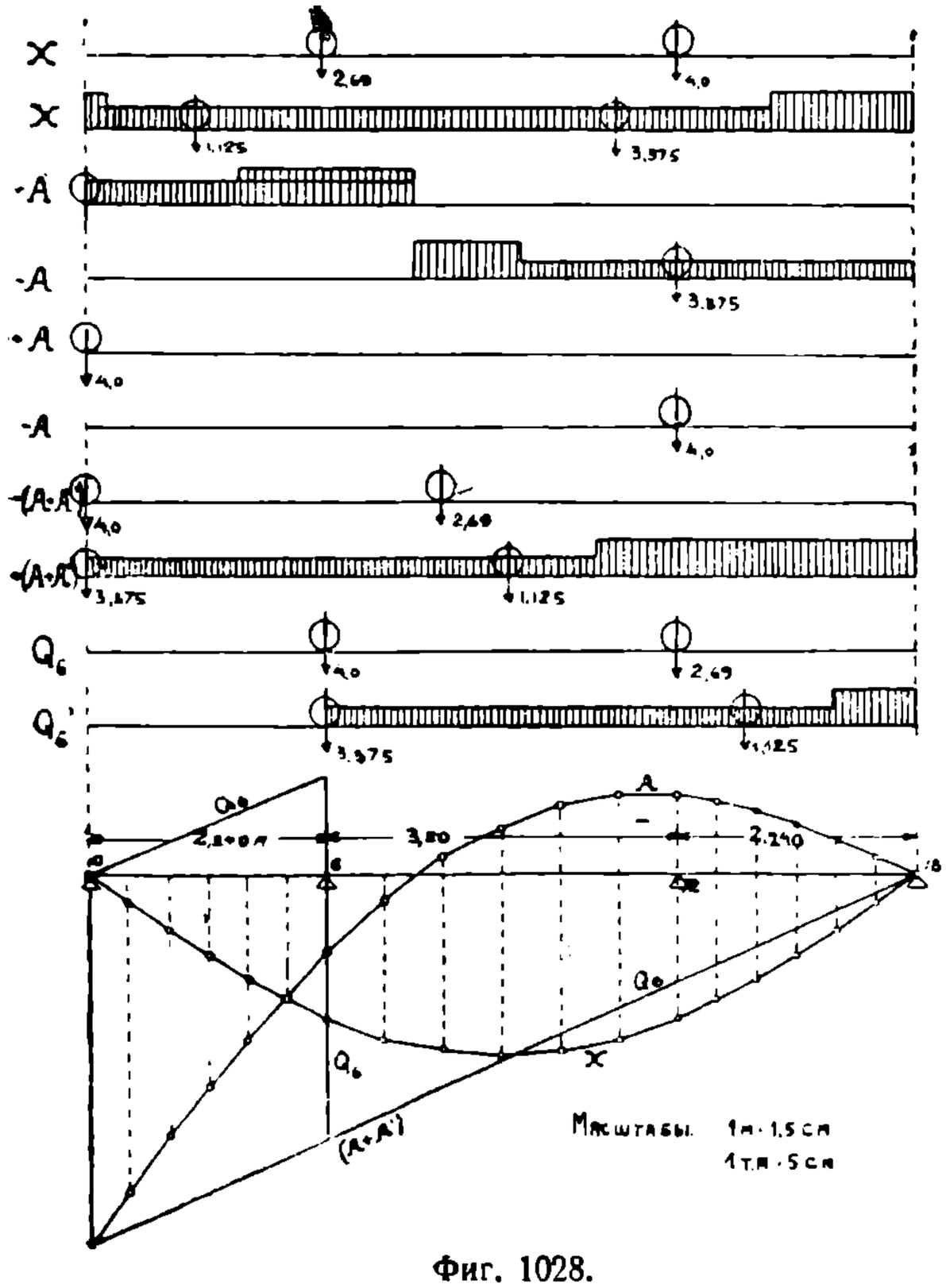


Фиг. 1026.



Фиг. 1027.

оси 4 *m*, либо из грузового автомобиля и толпы 440 *кг/м*². Невыгоднейшее расположение в поперечном направлении показано на фиг. 1027, от задней оси передается на балку 3,375 *m*, от передней оси 1,125 *m*; давление толпы, расположенной сбоку грузовика:



Фиг. 1028.

$$q = \frac{0{,}755^2}{2 \cdot 1{,}13}\ \frac{0{,}440}{} = 0{,}114\ m$$ на погонный *м*;

давление толпы, расположенной спереди и сзади фуры:

$$q' = 0{,}440\left[\frac{1{,}13}{2} + \frac{0{,}375 \cdot 0{,}9425}{1{,}13}\right] = 0{,}386\ m$$ на погонный *м*.

На фиг. 1028 и 1029 показаны линии влияния A, $(A+A')$, X, M_3, M_6 и M_9 и положения нагрузок, дающих наибольшие значения этих величин.

Площади линий влияния имеют следующие значения:

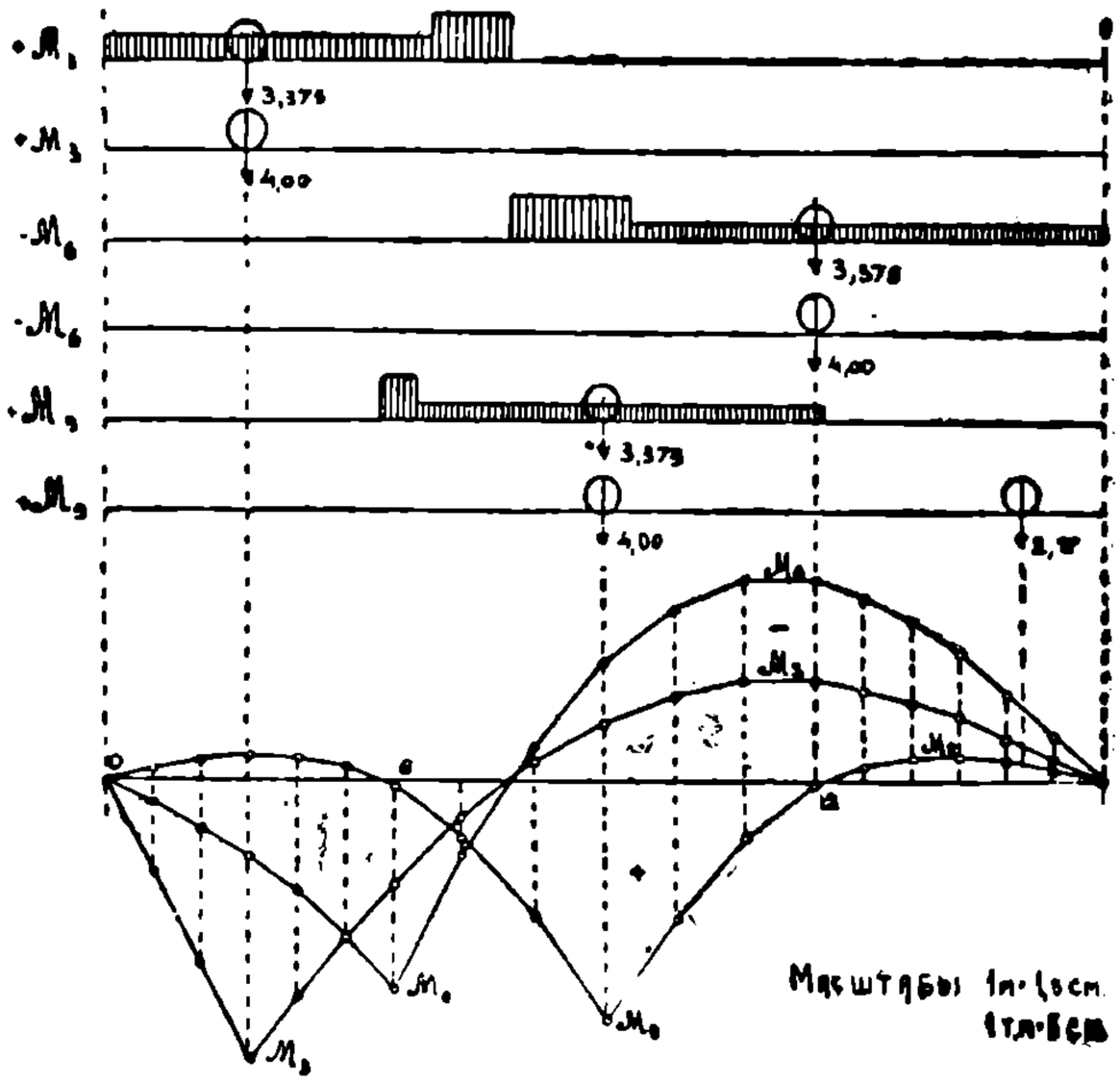
$$+A = 1{,}3960;$$
$$-A = -0{,}6210;$$
$$A = +0{,}7750;$$
$$(A + A') = 3{,}840;$$
$$X = 2{,}015;$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

$+ M_3 = 0{,}9521;$
$- M_3 = -0{,}6951;$
$M_3 = +0{,}2570;$

$+ M_6 = 0{,}6176;$
$- M_6 = -1{,}3917;$
$M_6 = -0{,}7741;$

$+ M_9 = 0{,}6665;$
$- M_9 = -0{,}1990;$
$M_9 = +0{,}4675.$



Фиг. 1029.

Значения величин от действия постоянной нагрузки будут:

$$X = 2{,}015 \cdot 0{,}225 = 0{,}453 \ т;$$
$$A = 0{,}7750 \cdot 0{,}225 = 0{,}174 \ т;$$
$$A + A' = 3{,}840 \cdot 0{,}225 = 0{,}864 \ т;$$
$$M_3 = 0{,}2570 \cdot 0{,}225 = 0{,}058 \ т \cdot м;$$
$$M_6 = -0{,}7741 \cdot 0{,}225 = -0{,}174 \ т \cdot м;$$
$$M_9 = 0{,}4675 \cdot 0{,}225 = 0{,}105 \ т \cdot м.$$

Значения величин от загружения катком весом 12 $т$:

$$X = 4 \cdot 0{,}404 + 2{,}69 \cdot 0{,}404 = 2{,}70 \ т;$$
$$+ A = 4 \cdot 1{,}0 = 4{,}0 \ т;$$
$$- A = -4 \cdot 0{,}2086 = -0{,}834 \ т;$$
$$A + A' = 4 \cdot 1{,}0 + 2{,}69 \cdot 0{,}583 = 5{,}568 \ т;$$
$$+ M_3 = 4 \cdot 0{,}6294 = 2{,}517 \ т \cdot м;$$
$$- M_6 = -4 \cdot 0{,}4650 = -1{,}860 \ т \cdot м;$$
$$M_9 = 4 \cdot 0{,}5274 - 2{,}69 \cdot 0{,}0469 = 1{,}983 \ т \cdot м$$

Значения величин от загружения автомобилями и толпой:

$$X = 3{,}375 \cdot 0{,}458 + 1{,}125 \cdot 0{,}204 + $$
$$+ 2{,}015 \cdot 0{,}114 + (0{,}0104 + 0{,}1887) \cdot 0{,}386 = 2{,}082 \ т;$$
$$+ A = 3{,}375 \cdot 1{,}0 + 1{,}3960 \cdot 0{,}114 - 0{,}3708 \cdot 0{,}386 = 3{,}677 \ т;$$
$$- A = -3{,}375 \cdot 0{,}2086 - 0{,}6210 \cdot 0{,}114 - 0{,}1095 \cdot 0{,}386 = -0{,}817 \ т;$$
$$A + A' = 3{,}375 \cdot 1{,}0 + 1{,}125 \cdot 0{,}5050 + 3{,}840 \cdot 0{,}114 + 1{,}235 \cdot 0{,}386 = 4{,}858 \ т;$$
$$+ M_3 = 3{,}375 \cdot 0{,}6294 + 0{,}9521 \cdot 0{,}114 + 0{,}0433 \cdot 0{,}386 = 2{,}249 \ т \cdot м;$$
$$- M_6 = -3{,}375 \cdot 0{,}4650 - 1{,}3917 \cdot 0{,}114 - 0{,}1627 \cdot 0{,}386 = -1{,}791 \ т \cdot м;$$
$$M_9 = 3{,}375 \cdot 0{,}5274 + 0{,}6665 \cdot 0{,}114 + 0{,}0067 \cdot 0{,}386 = 1{,}859 \ т \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Наибольшие значения изучаемых величин получаются суммированием значений их от постоянной нагрузки и нагрузки катком:

$$X = 0{,}453 + 2{,}700 = 3{,}153 \ т;$$
$$+A = 0{,}174 + 4{,}000 = 4{,}174 \ т;$$
$$-A = +0{,}174 - 0{,}834 = -0{,}660 \ т;$$
$$A + A' = 0{,}864 + 5{,}568 = 6{,}432 \ т;$$
$$+M_3 = 0{,}058 + 2{,}517 = 2{,}575 \ т \cdot м;$$
$$-M_6 = -0{,}174 - 1{,}860 = -2{,}034 \ т \cdot м;$$
$$+M_9 = 0{,}105 + 1{,}983 = 2{,}088 \ т \cdot м.$$

Наибольший момент в прогоне, таким образом, получается в середине крайнего пролета и равен 257500 *кг · см.*

Прогон имеет сечение $9'' \times 12''$, или $23 \times 30{,}5$ *см*²; ослаблен в пролете отверстием для болта $d = 22$ *мм*. Момент сопротивления ослабленного сечения

$$W = \frac{20{,}7 \cdot 30{,}5^2}{6} = 3208 \ см^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_3}{W} = \frac{257500}{3208} = 80 \ кг/см^2.$$

Перерезывающая сила в точке 0 равна реакции опоры, т. е.

$$Q_0 = A = 4{,}174 \ т.$$

Перерезывающая сила Q_6 в точке правее опоры 6 имеет линию влияния, изображенную на фиг. 1028.

Значения Q_6 следующие: при загружении катком

$$Q'_6 = 4{,}0 \cdot 0{,}708 + 2{,}69 \cdot 0{,}292 = 3{,}617 \ т;$$

при загружении автомобилем и толпой

$$Q''_6 = 3{,}375 \cdot 0{,}708 + 1{,}125 \cdot 0{,}214 + 1{,}926 \cdot 0{,}114 + 0{,}046 \cdot 0{,}386 = 2{,}867 \ т.$$

От собственного веса:

$$Q'''_6 = 0{,}225 \cdot 1{,}60 = +0{,}360 \ т.$$

Таким образом, наибольшее значение

$$Q_6 = 3{,}617 + 0{,}360 = 3{,}977 \ т.$$

Наибольшее скалывающее напряжение в точке 0 и равно:

$$t_0 = \frac{3 \cdot Q_0}{2 \cdot \omega} = \frac{3}{2} \cdot \frac{4{,}174}{23{,}0 \cdot 30{,}5} = 8{,}9 < 15 \ кг/см^2.$$

Ригель. — Имея в виду, что прогон в середине пролета может иметь стык, считаем, что ригель работает как на изгиб, так и на сжатие. Сечение ригеля $9'' \times 12''$, или $23 \times 30{,}5$ *см*², ослаблено отверстием для пропуска болта $d = 22$ *мм*. Сечение имеет площадь

$$\omega = 631 \ см^2, \quad W = 3208 \ см^3.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Наибольший момент, действующий в средней части пролета, $M_0 = 208800$ *кг · см*; напряжение

$$\sigma = \frac{3153}{631} + \frac{208800}{3208} = 5 + 65 = 70 \text{ кг/см}^2.$$

Так как концы прогонов не могут свободно перемещаться, возможен сдвиг ригеля вдоль прогонов, во избежание чего поставлены шпонки размером поперечного сечения $4'' \times 5''$. Сопротивление одной шпонки смятию по площади врубки $2'' \times 9''$ равно $5 \cdot 23 \cdot 15 = 1725$ *кг*. Сдвигающая сила $X = 3153$ *кг*. Необходимо 2 шпонки.

Подкосы. — В подкосе действует сжимающая сила

$$N = X : \cos\alpha;\ \cos\alpha = 0{,}627;\ N = 5029 \text{ кг};$$

свободная длина 3,57 *м*; сечение подкоса $9'' \times 9''$, или 23×23 *см*^{2}; площадь сечения

$$\omega = 529 \text{ см}^2;\ I = 23320 \text{ см}^4.$$

Коэффициент уменьшения напряжения $\varphi = 0{,}63$, допускаемое напряжение $65 \cdot 0{,}63 = 34{,}7$ *кг/см*^{2}, действительное

$$\sigma = \frac{5029}{529} = 9{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

Насадка. — Шип $2{,}5'' \times 2{,}5''$; площадь передачи давления A равна $555 - 38 = 517$ *см*^{2}. Напряжение на смятие

$$\sigma = \frac{4174}{517} = 8 < 15 \text{ кг/см}^2.$$

Сваи. — Диаметр сваи 6 вершков. Свая ослаблена в месте прикрепления подкоса врубкой глубиною $1^1/_2''$. Площадь ослабленного сечения

$$\omega = \sim 475 \text{ см}^2;\ \min I = 10235 \text{ см}^4.$$

Свободная длина сваи $5{,}98 - 2{,}75 = 3{,}23$ *м*.

Коэффициент уменьшения напряжения $\varphi = 0{,}50$; допускаемое напряжение $55 \cdot 0{,}5 = 27{,}5$ *кг/см*^{2}.

Действительное напряжение

$$\sigma = \frac{A + A'}{\omega} = \frac{6432}{475} = 13{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Тротуар. — Настил тротуара состоит из досок сечением $2'' \times 9''$, или 5×23 *см*^{2}; пролет 37″, расчетный $39'' = 99$ *см*.

Поверку надлежит произвести на более невыгодную нагрузку доски грузом одного человека с ношей — 150 *кг*, так как равномерно распределенная нагрузка толпой 530 *кг/см*^{2} дает меньший момент.

Наибольший момент:

$$M = \frac{150 \cdot 99}{4} = 3713 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Момент сопротивления одной доски:

$$W=\frac{23\cdot 5^2}{6}=95{,}8\ см^3.$$

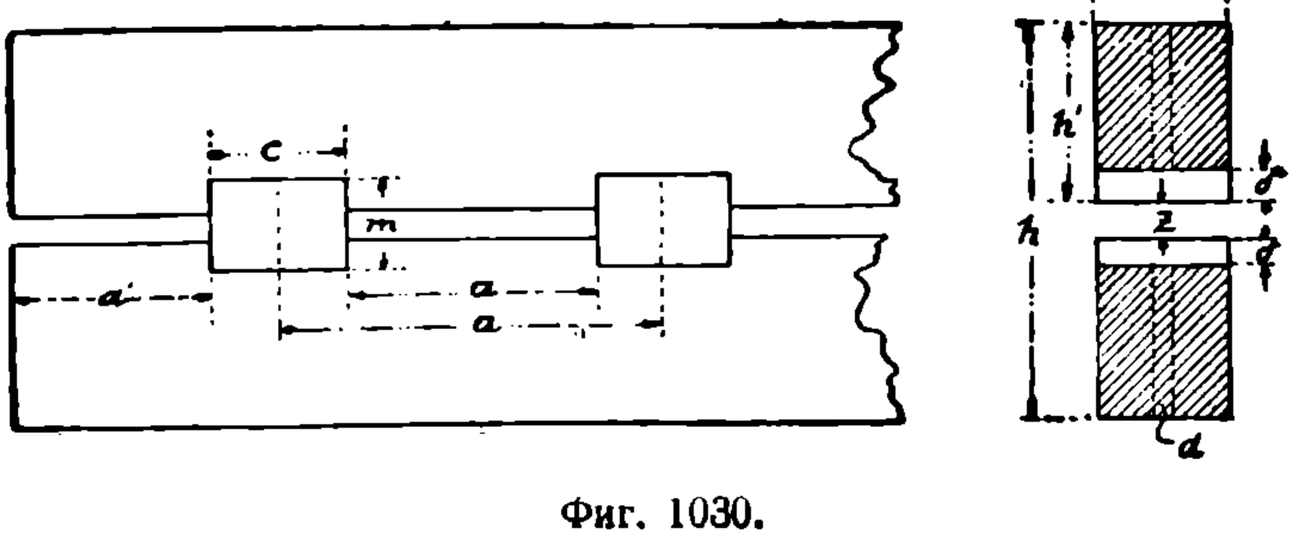
Напряжение:

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{3713}{95{,}8}=38{,}8\ кг/см^2<70.$$

157. Расчет составных балок. — Нормальные напряжения в составной балке определяются по формуле:

$$\sigma=\frac{M}{W},$$

где W — момент сопротивления сечения за вычетом ослабления отверстием для болта и врубками шпонок, а в зависимости от рода шпонок и числа брусьев вводится еще коэффициент α, значения которого даны на стр. 150.



Фиг. 1030.

Таким образом для двух брусьев (фиг. 1030) будем иметь:

$$W=\alpha\frac{b-d}{6}(h^3-m^3).$$

Для трех брусьев выражение для W составляется также по известным правилам.

Для предварительного подбора сечения можно положить $z=0{,}1h'$; $\delta=\frac{1}{8}h'$: тогда $m=0{,}35h'$ или $\frac{1}{6}h$; коэффициент α примем для поперечных шпонок из дуба 0,7; диаметр болта $d=0{,}1b$: допускаемое напряжение на изгиб 70 $кг/см^2$.

Тогда

$$W=\frac{0{,}7\cdot 0{,}9\cdot b\quad 0{,}97\cdot h^2}{6}=0{,}1bh^2,$$

$$\sigma=70=\frac{M}{0{,}1\cdot bh^2},$$

откуда

$$h=\sqrt{\frac{M}{7\cdot b}}.$$

Что касается шпонок, то, задавшись размерами шпонки: толщиной m по предыдущему, шириной c от 5 до 6δ и глубиной врубки δ в $1''-1\frac{1}{2}''$, останется выяснить лишь расстояния между смежными шпонками a или промежуток между ними a'.

Допускаемое напряжение на смятие дубовой шпонки поперек волокон $k'=40\ кг/см^2$ (более осторожно — 30 $кг/см^2$); на скалывание сосны вдоль волокон — $k''=8\ кг/см^2$. Наименьшая величина промежутка a' определится из равенства $40\cdot b\cdot\delta=8ba'$, откуда $\min a'=5\delta$.

Для продольных сосновых шпонок на смятие можно принять $k'=55\ кг/см^2$, на скалывание те же 8 $кг/см^2$, тогда $\min a'=7\delta$.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Вместе с тем величина a' должна соответствовать действию поперечной силы в данном сечении. Пусть поперечная сила Q. Скалывающее усилие на погонную единицу балки будет

$$t=\frac{3}{2}\cdot\frac{Q}{h}.$$

Усилие на длине от шпонки до шпонки $S=a\cdot t$ не должно превосходить сопротивления шпонки смятию, т. е.

$$a\cdot\frac{3Q}{2h}\leqslant k'b\cdot\delta,$$

откуда

$$a\leqslant\frac{2h\cdot b\delta k'}{3Q}=\frac{A}{Q},\text{ где }A=\frac{2}{3}bh\delta k'.$$

Так как поперечная сила от опоры к середине уменьшается, то при той же глубине врубок расстояния между шпонками можно увеличивать, переходя от опоры к середине. Можно к середине уменьшать глубину врубок, т. е. толщину шпонок, изменяя несколько и расстояния a: это, однако, не совсем удобно в практическом отношении.

Если найти поперечную силу на опоре Q_0 и в середине Q_c, то с некоторым запасом можно положить, что в промежуточных сечениях поперечная сила изменяется по закону прямой. Уменьшение поперечной силы с переходом сечения на единицу длины

$$\Delta Q=\frac{Q_0-Q_c}{l}\cdot 2.$$

Если обозначим через a_0 расстояние от шпонки над опорой до следующей шпонки, то на конце этого участка поперечная сила будет $Q_0-\Delta Q\cdot a_0$; среднее значение поперечной силы для участка a_0 будет

$$Q_0'=Q_0-\frac{\Delta Q\cdot a_0}{2};$$

тогда по предыдущему

$$a_0=\frac{A}{Q_0'}=\frac{2A}{2Q_0-\Delta Q\cdot a_0}.$$

Следовательно, a_0 найдем из квадратного уравнения

$$\Delta Q\cdot a_0^2-2a_0\cdot Q_0+2A=0.$$

Для следующего участка поперечная сила изменится на ΔQ; расстояние может быть увеличено на

$$\Delta a=\frac{a_0^2}{Q_0'}\cdot\Delta Q.$$

На ту же самую величину Δa могут увеличиваться и все последующие расстояния между шпонками. На самом деле Δa будет возрастать к середине, но это возрастание чувствительно лишь у середины, а потому, оставляя его постоянным, дадим небольшой запас в числе шпонок.

Положение шпонок по найденным значениям поперечных сил на опоре и в середине пролета может быть найдено графическим способом, приме-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

няемым при расчете железобетонных балок для нахождения положения хомутов. Найдя a_0 и Q_0, определяем площадь $a_0 Q_0'$ эпюры поперечных сил, приходящуюся на одну шпонку. Делим всю эпюру для полупролета на эту площадь и округляем до единиц, узнаем число шпонок на полупролет; вот на столько равных частей и нужно поделить площадь эпюры графическим путем; границы площадок определяют положение шпонок.

Пример. — Для примера приведем расчет составной балки пролетом 3,0 *м*, находящейся под действием нагрузки паровозом из 4 осей с давлением 10 *т* каждая и расположенных на расстоянии 1,5 *м* друг от друга.

Под каждый рельс предположено поставить по две составные балки. Момент изгиба в середине пролета для одной балки $M = 211000$ *кг · см*. Задаваясь шириною брусьев $b = 20$ *см*, будем иметь:

$$h = \sqrt{\frac{211000}{7 \cdot 20}} = 39 \text{ см}.$$

Составим балку из двух брусьев 20×20 *см*.
Глубина врубки 2,5 *см*.
Просвет $z = 2{,}0$ *см*.
Толщина шпонки $m = 2 \cdot 2{,}5 + 2{,}0 = 7{,}0$ *см*.
Диаметр болта 2 *см*.
Поперечная сила на опоре $Q_0 = 3{,}75$ *т*.
Поперечная сила в середине $Q_c = 1{,}25$ *т*.

$$\Delta Q = \frac{Q_0 - Q_c}{300} \cdot 2 = 2 \cdot \frac{3750 - 1250}{300} = 16{,}67 \text{ кг на погонный см}.$$

Определим a_0 из уравнения

$$\Delta Q a_0^2 - 2a_0 Q_1 + 2A = 0,$$

где

$$A = \frac{2}{3} b \cdot h\delta \cdot k' = \frac{2}{3} \cdot 20 \cdot 40 \cdot 2{,}5 \cdot 40 = 53333;$$

следовательно, уравнение будет:

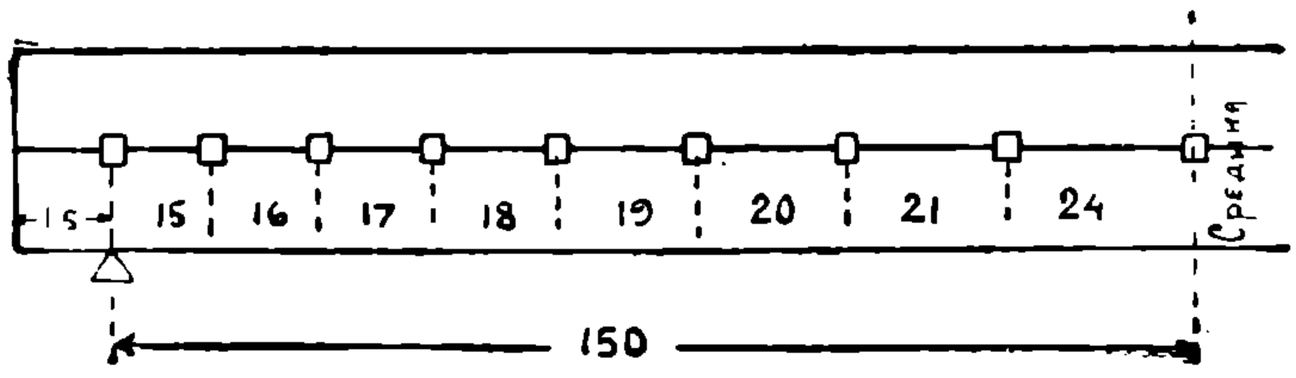
$$a_0^2 - 450 a_0 + 6400 = 0,$$
$$a_0 = 14{,}7 \text{ см}.$$

Теперь имеем

$$Q_0' = Q_0 - \frac{\Delta Q a_0}{2} = 3750 - \frac{16{,}67 \cdot 14{,}7}{2} = 3632 \text{ кг}.$$

$$\Delta a = \frac{a_0^2}{Q_0'} \Delta Q = \frac{14{,}7^2 \cdot 16{,}67}{3632} = 1{,}0 \text{ см}.$$

Схема расположения шпонок представлена на фиг. 1031.



Фиг. 1031.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

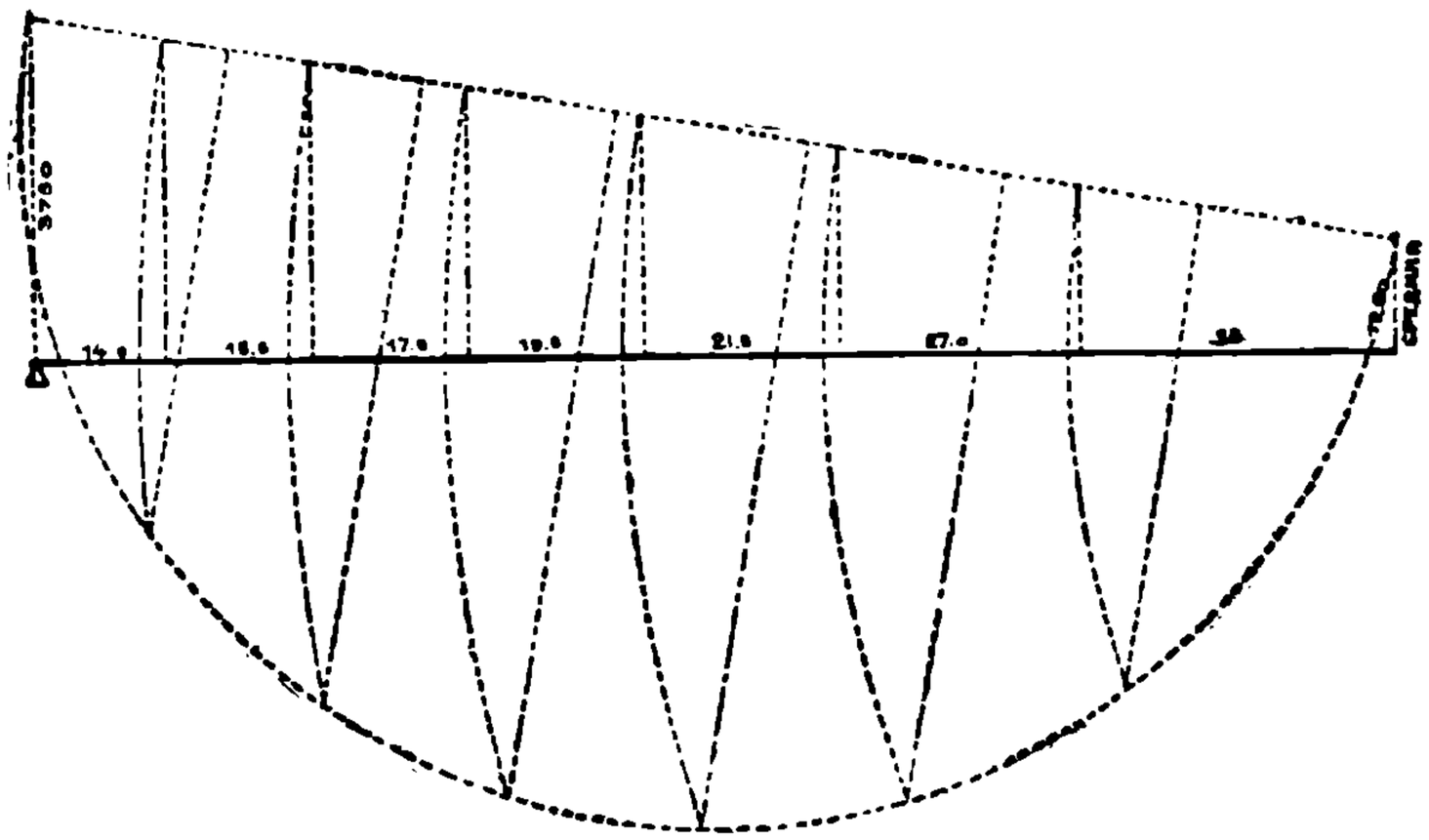
Графическое построение. — Из предыдущего имеем $Q_0' a_0 = 3632 \cdot 14{,}7 = 53390$ *кг*. Площадь эпюры поперечных сил дает на полупролет:

$$\frac{3750 + 1250}{2} \cdot 150 = 375000 \text{ кг}.$$

Число делений на полупролет должно быть

$$n' = \frac{375000}{53390} = 7{,}02,$$

число шпонок $n = n' + 1 = 8{,}02$ или 8, т. е. в середине пролета будет находиться одна шпонка. Получаем число на 1 меньше найденного выше. Расположение найдем построением, приведенным на фиг. 1032. Описываем полукруг на линии поперечных сил, делим эту линию на 8 равных частей, проводим перпендикуляры до пересечения с окружностью; из точки пересечения диаметра с балкой сносим радиусами на диаметр вершины перпендикуляров, а с диаметра — на полупролет, получим места расположения шпонок. Расстояния, взятые по масштабу, надписаны на чертеже. Это решение точнее аналитического; но запас в 1 шпонку *не мешает* иметь.



Фиг. 1032.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

По вопросу о производстве работ по постройке мостов ограничимся лишь работами, относящимися к возведению сводов каменных мостов.

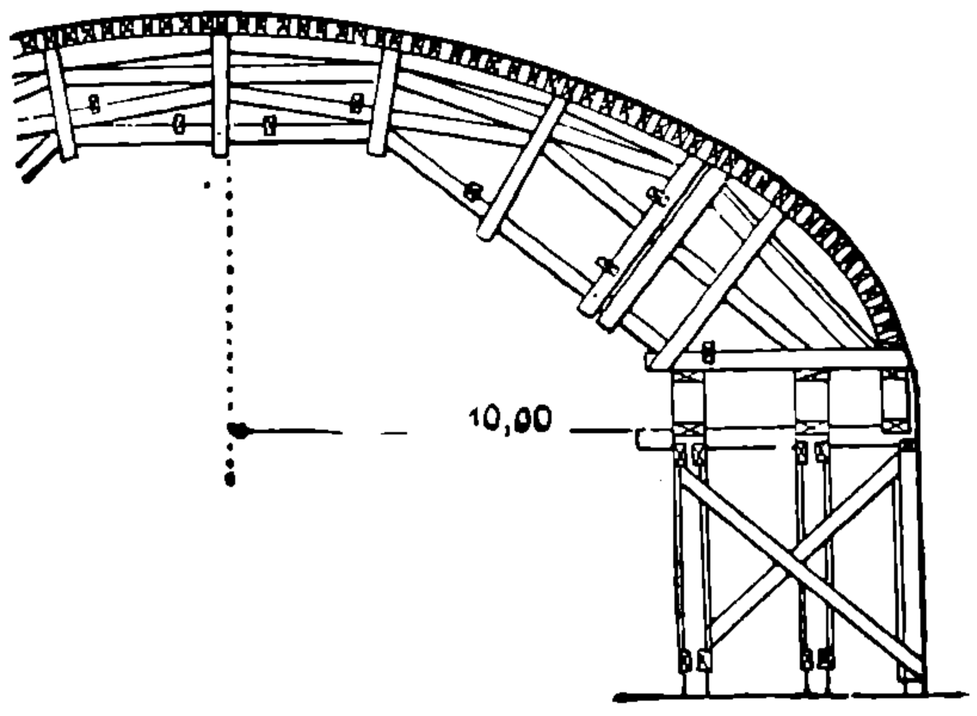
158. Типы кружал. — Одним из серьезнейших вопросов проектирования и постройки каменного моста является вопрос о кружалах в связи с вопросом об их деформации при кладке свода от действия значительного веса последнего. За деформацией кружал неизбежно должен следить и не замкнутый еще свод, который представляет, однако, при употреблении цементного раствора, мало деформирующийся каменный массив. Неизбежным последствием такой деформации, если она принимает ощутительные размеры и если не будут приняты необходимые меры, является образование трещин в швах не замкнутого свода, т. е. порча капитального сооружения еще при его возведении. Этот недочет не мог не вызвать самой упорной борьбы инженеров за его полное устранение, и одна из побед современной техники заключается именно в полном устранении неизбежности появления этих трещин при употреблении быстро твердеющего раствора.

Один из элементов успеха лежит в конструкции кружал, к рассмотрению основных качеств которой мы и перейдем.

По мере возведения свода на традиционных арочных кружалах по традиционному приему от пят к замку нагрузка на кружала, по наблюдениям знаменитого Перроне, начинает появляться, когда шов получает наклон около 40°; при этом происходит опускание опалубки в раменах, сопровождаемое поднятием ее в замке. Если раствор твердеет медленно, то сложенные части свода, представляя до затвердения раствора пластическое тело, следят за положением опалубки, принимая соответственную форму без нарушения непрерывности кладки, при условии, конечно, что движения опалубки соответственно малы. При значительных же осадках швы раскрываются. Подобное же движение, но в обратную сторону, происходит, когда очередь дойдет до кладки верхней части свода; при этом верх кружал опускается, а рамена поднимаются. Если к этому времени раньше сделанные швы затвердеют, то появление трещин в швах перелома и в пятах неизбежно еще до замкнутия свода.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Строители XVIII века пользовались медленно твердеющим известковым раствором: они успевали замкнуть свод прежде, чем раствор в первых швах затвердеет; при замыкании, под влиянием давления на вершину кружал, швы в пятах и раменах закрываются как вследствие обратного опускания середины кружал, так и вследствие обжатия не затвердевших швов при общей деформации кружал, которое нередко продолжалось и после раскружаливания свода. Поэтому осадка кружал мало их беспокоила. Все внимание их было обращено на то, чтобы при этой осадке очертание свода не получило изломов, а сохранило плавность кривой. В виду этого они предпочитали особый тип кружал, который можно отнести к типу арочных деревянных конструкций. Образцом этого типа может служить система кружал, изображенная на фиг. 1033. Все части здесь работают на сжатие. Такие кружала не дают местных осадок, они деформируются одновременно по всему пролету без образования точек перелома.



Фиг. 1033.

Множество мер было придумано, чтобы устранить вредное влияние осадки опалубки, но еще до сравнительно недавнего времени считалось почти неизбежным появление в своде трещин от деформации кружал. Принимаемыми мерами можно, говорили техники, уменьшить количество и ширину щелей, но не устранить их. Известный французский инженер Séjourné указывает несколько больших мостов и готов указать сотни других, где появились трещины в сводах при кладке их.

Инженеры XIX века, применявшие портландский цемент, дающий более прочный раствор, и по традиции пользовавшиеся старыми приемами работ, неизбежно получали трещины в сводах, с которыми, с одной стороны, не могли примириться, а, с другой стороны, с ними не могли справиться, что должно было удерживать инженеров от применения в серьезных сооружениях каменных арок. Но мало-по-малу стали вырабатываться различные частные приемы борьбы с трещинами, а работы инженера Séjourné были резким и решительным шагом вперед в деле постройки каменных сводов, завершившим с полным успехом многочисленные разрозненные попытки справиться с задачей.

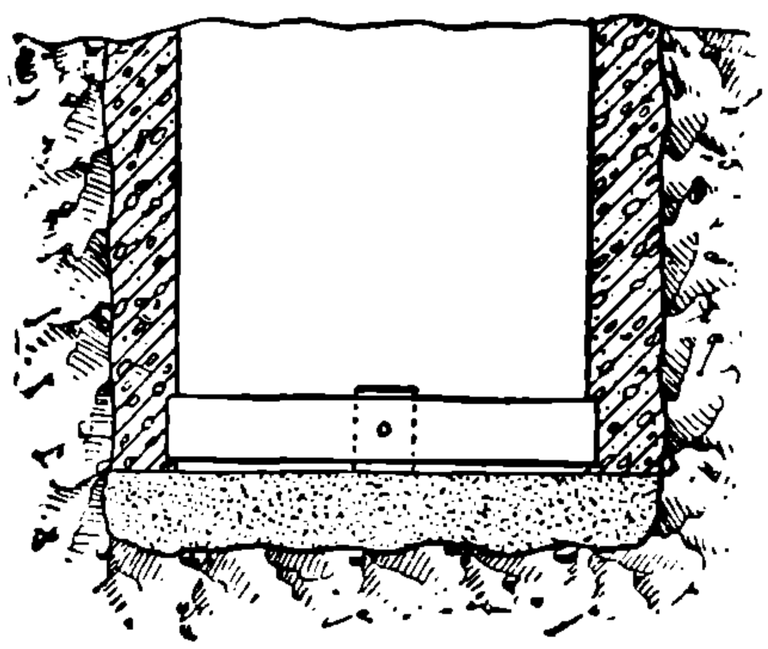
Чтобы оценить по достоинству заслуги инженера Séjourné, необходимо принять во внимание, что ему в своих приемах приходилось во многом итти наперекор крепким традициям, а во многом испытывать новые приемы на таких больших мостах, как de Lavaur, где в случае неудачи он рисковал своей репутацией. Не будет преувеличением сказать, что только благодаря работам Séjourné ныне оказалось возможным осуществление таких арок, как моста Адольфа (84,65 *м*) и моста в Плауэне (90 *м*), причем современные мосты дают при раскружаливании осадки меньше, чем металлические арки.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Движение опалубки при кладке свода — явление действительно неустранимое. Оно может происходить: от осадки (погружения) опор кружал, от обмятия врубок кружал, обыкновенно устраиваемых из дерева, от деформации материала кружал вследствие напряжения от действия собственного веса и нагрузки. Вопрос об устранении вредного влияния движения кружал сводится поэтому к вопросу о доведении до возможного minimum'а размеров движения, а затем к принятию мер, направленных к тому, чтобы неустранимое движение не вызывало трещин в кладке свода.

Выработанные ныне приемы сводятся к следующему:

1) Если обстоятельства позволяют, стремятся *число опор довести до необходимого количества* и так их распределить по пролету в зависимости от общей конструкции кружал, чтобы нагрузка на каждую, будучи вполне определенной, не превосходила предела прочности. Затем должна быть устранена возможность значительной осадки опор кружал, для чего, смотря по обстоятельствам, принимают различные меры.



Фиг. 1034.

Если кружала опираются на сваи, забитые в грунт, то их забивают по расчету на приходящуюся на них нагрузку с достаточным коэффициентом запаса. Часто под одну стойку кружал ставят по две сваи.

При постройке виадука Gour-Noir сваи для поддержания кружал нельзя было забить, так как ложе реки каменисто; дубовые сваи были срезаны внизу нормальным сечением (фиг. 1034), которое было укреплено железным диском толщиною 2 *мм*, с четырьмя ушками для прикрепления его к свае, и бугелем. Диаметр сваи 30 *см*. Для укрепления свай в грунте были высверлены дыры, диаметром 40 *см* и глубиною около 1 *м*. По очистке дна отверстия, его выравнивали слоем тонкого песка, пробурив предварительно еще на 1 *м* вниз разведочную скважину, чтобы убедиться, что ниже нет щели, так как камень ложа был трещиноват. Поставив в отверстие сваю, заделывали ее цементным, быстро твердеющим раствором, приготовленным в виде рыхлой массы (с малым количеством воды), и сильно утрамбовывали. Так как сверление дыр для свай под водой оказалось, благодаря крепости породы, очень затруднительным (за 4 часа 1 *м* углубления), то решено было сделать перемычки и работать насухо.

Если трудно дать большое число опор, или нельзя под угрозой сноса их паводком, устраивают несколько сильных опор (одну, две) в виде каменных или бетонных опор, иногда даже на кессонном основании.

2) Размещение составных элементов кружал должно быть сделано на основании соображений о правильной, ясной и простой работе кружал на передачу нагрузки их в землю. В практике нередко кружала построены были без достаточного внимания в указанном отношении и представляли беспорядочное нагромождение частей, размещение которых обнаруживает смутное понимание распределения усилий в них.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

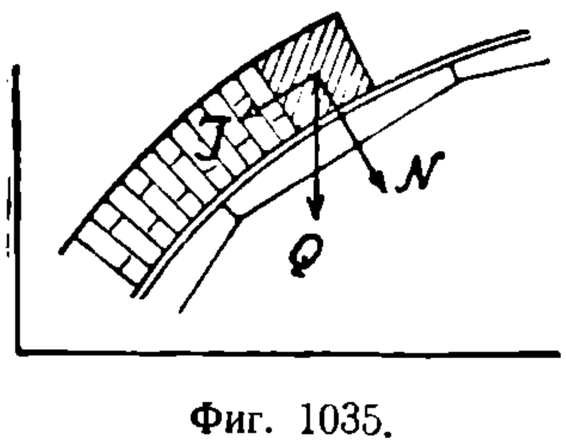
3) Кроме неизбежной упругой деформации, кружала подвергаются еще осадке вследствие обмятия стыков и врубок и усушки дерева. Конструируя кружала, необходимо принять меры к тому, чтобы, по возможности, уменьшить размеры обмятия. Этому должны служить: выбор рациональных, тщательно обдуманных врубок, уменьшение числа стыков, что зависит от избранной системы кружал, наконец — меры, непосредственно касающиеся величины обмятия.

Когда два соприкасающихся торцами сосновых бруса подвержены действию значительных осевых сжимающих усилий, то брусья почти всегда несколько вдавливаются друг в друга. То же явление, но в еще большей степени, происходит и в том случае, когда один из брусьев упирается в другой поперек его волокон. Поэтому признается весьма полезным в сосновых кружалах ставить из дуба те части, которые подвергаются сжатию поперек волокон. Затем в стыках полезно прокладывать железные или цинковые листы.

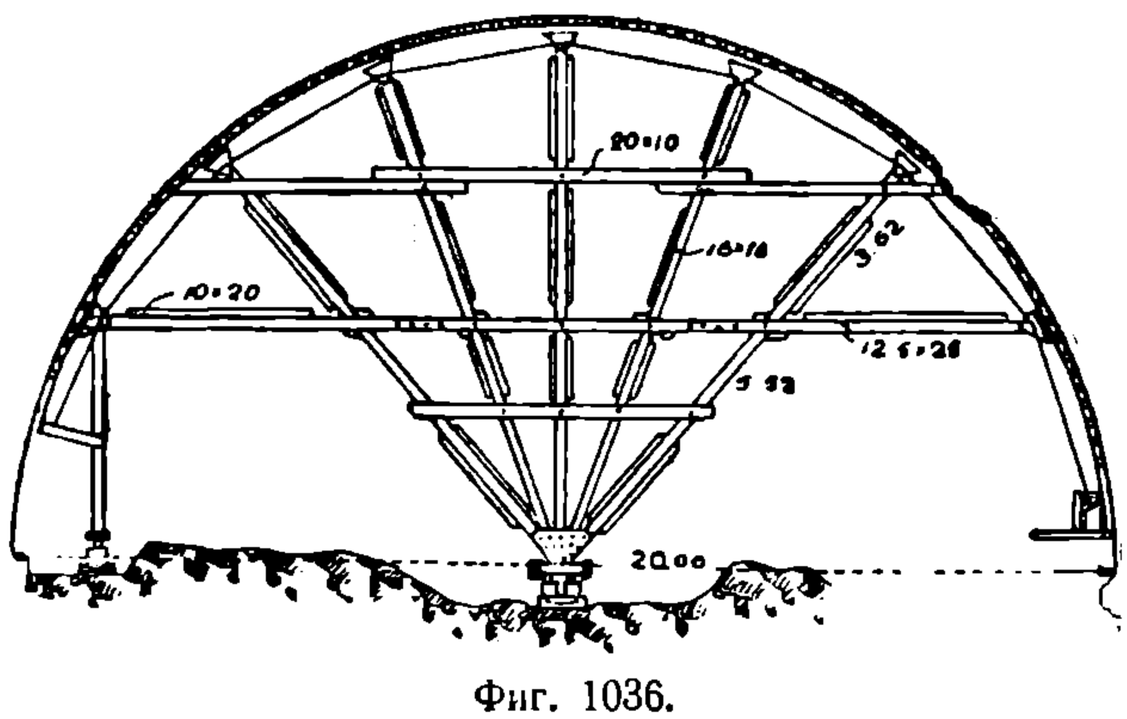
Для кружал необходимо употреблять сухой лес, по крайней мере двухлетней сушки на воздухе. Но если это условие трудно выполнить, то необходимо избегать употребления сырого леса для частей, работающих на сжатие поперек волокон; усушка именно в этом направлении значительна тогда как вдоль волокон ничтожна.

Необходимо уменьшать число брусьев, работающих поперек волокон, нужно всячески избегать лишних подушек, прокладок и пр. частей, принимающих давление поперек волокон.

В настоящее время кружала должно проектировать на основании следующих соображений. Вес Q части свода, лежащей на кружалах, разлагается (фиг. 1035) на нормальное давление N и на касательное T. Последнее передается на нижележащую



Фиг. 1035.

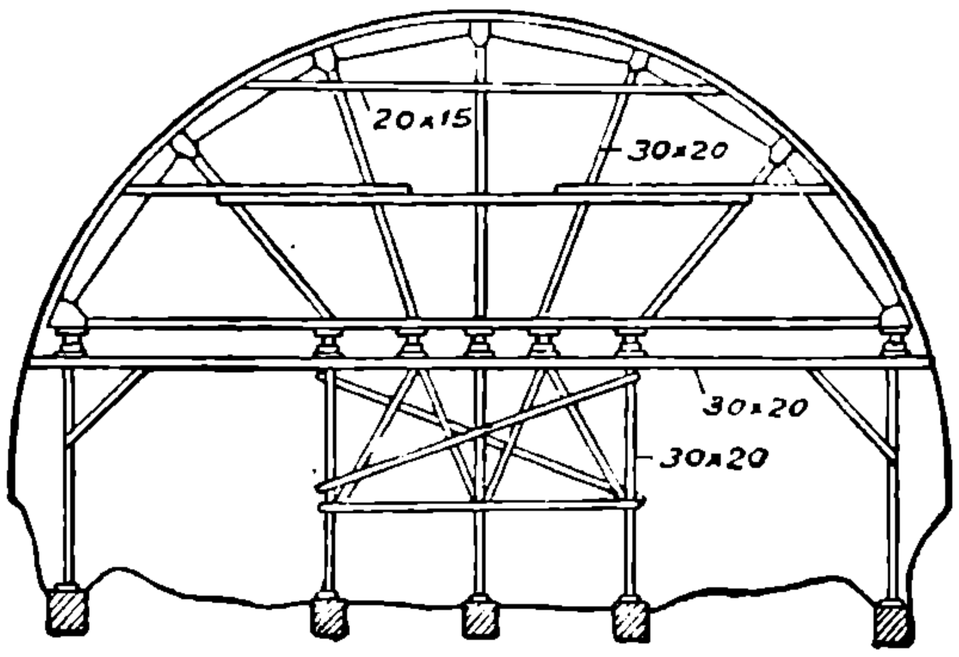


Фиг. 1036.

часть свода и через него на устой и землю или, если нижней части свода еще нет, на деревянную подпорную стенку, для сего специально устраиваемую; стенка передает силу T по косякам кружал на крайнюю их опору. Для нормальной же силы необходимо подставить особые части кружал, подкосы, которые кратчайшим путем передали бы эту составляющую на опоры. Вполне понятна поэтому полная целесообразность таких систем, как показанные на фиг. 1036 — 1038, носящих название *веерных*.

Для раскружаливания свода кружала необходимо опустить, для чего

НВ УДУНТ (ДІІТ)

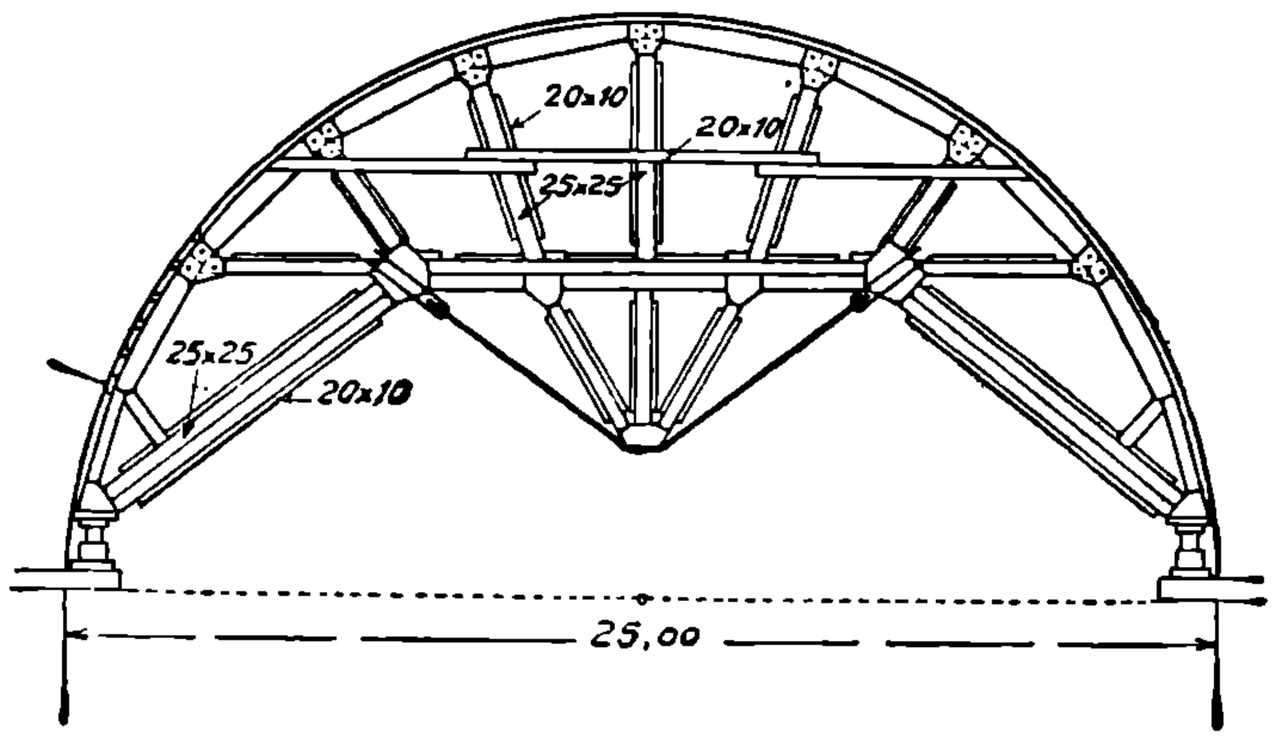


Фиг. 1037.

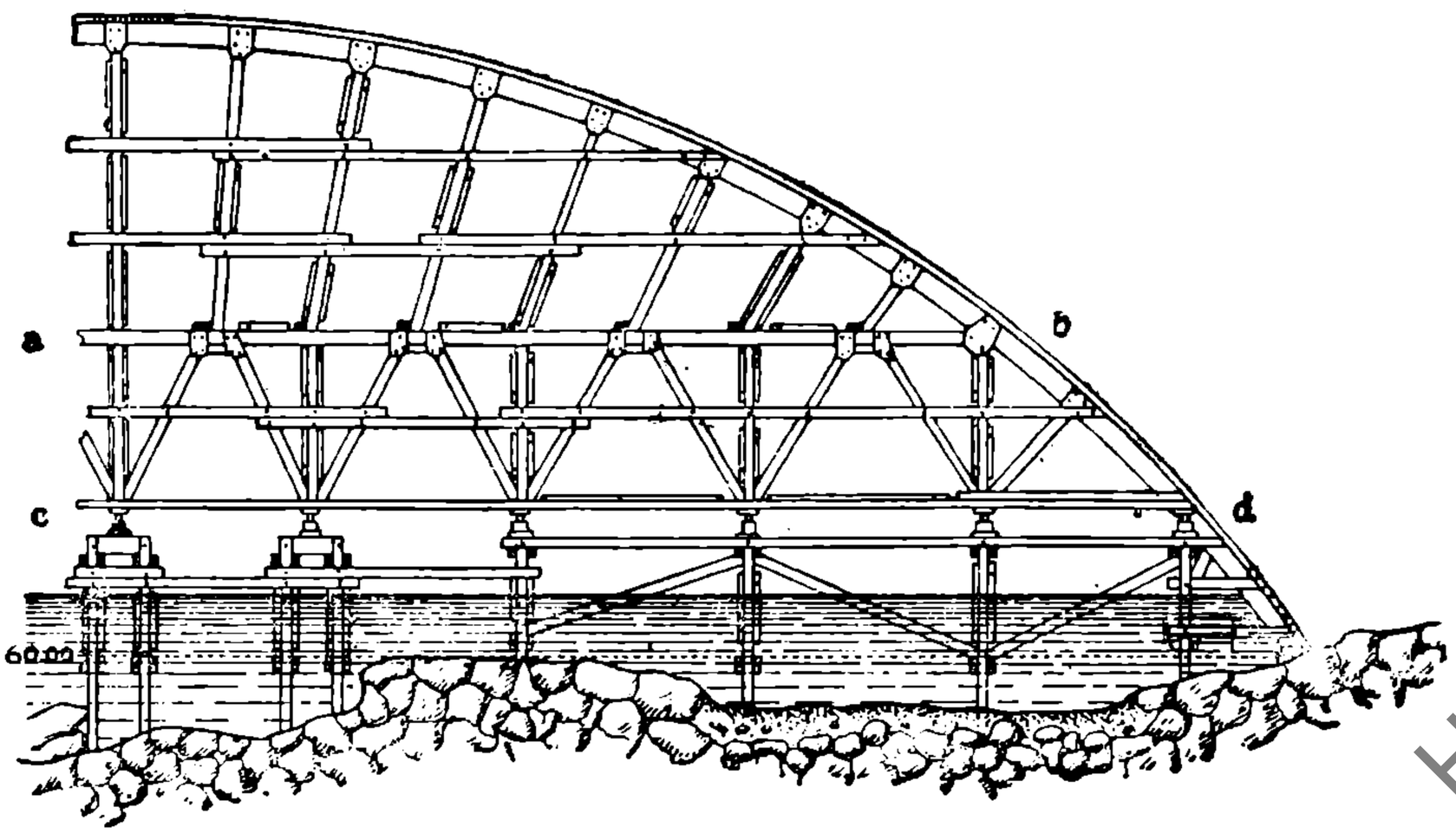
в опорных точках кружал делаются особые приспособления, позволяющие производить более или менее плавное опускание. Эти приспособления будут описаны ниже.

На фиг. 1039 представлены кружала, построенные по тому же принципу для большого свода. Для уменьшения длины радиальных подкосов приходится перехватывать их опорными точками по уровню *ab*. Для сокращения количества свайных опор от этого уровня до *cd*—уровня верха опор поставлена особая конструкция из подкосов и стоек, передающая давление на опоры. На уровне *cd* размещены приспособления для раскружаливания, резко отделяющие в конструктивном отношении верхнюю подвижную часть от нижней — неподвижной части.

Для более пологих сводов часть между *ab* и *cd* выпускается, и некоторые узлы кружал поддерживаются непосредственно подкосами, другие же — радиальными подкосами (фиг. 1040).



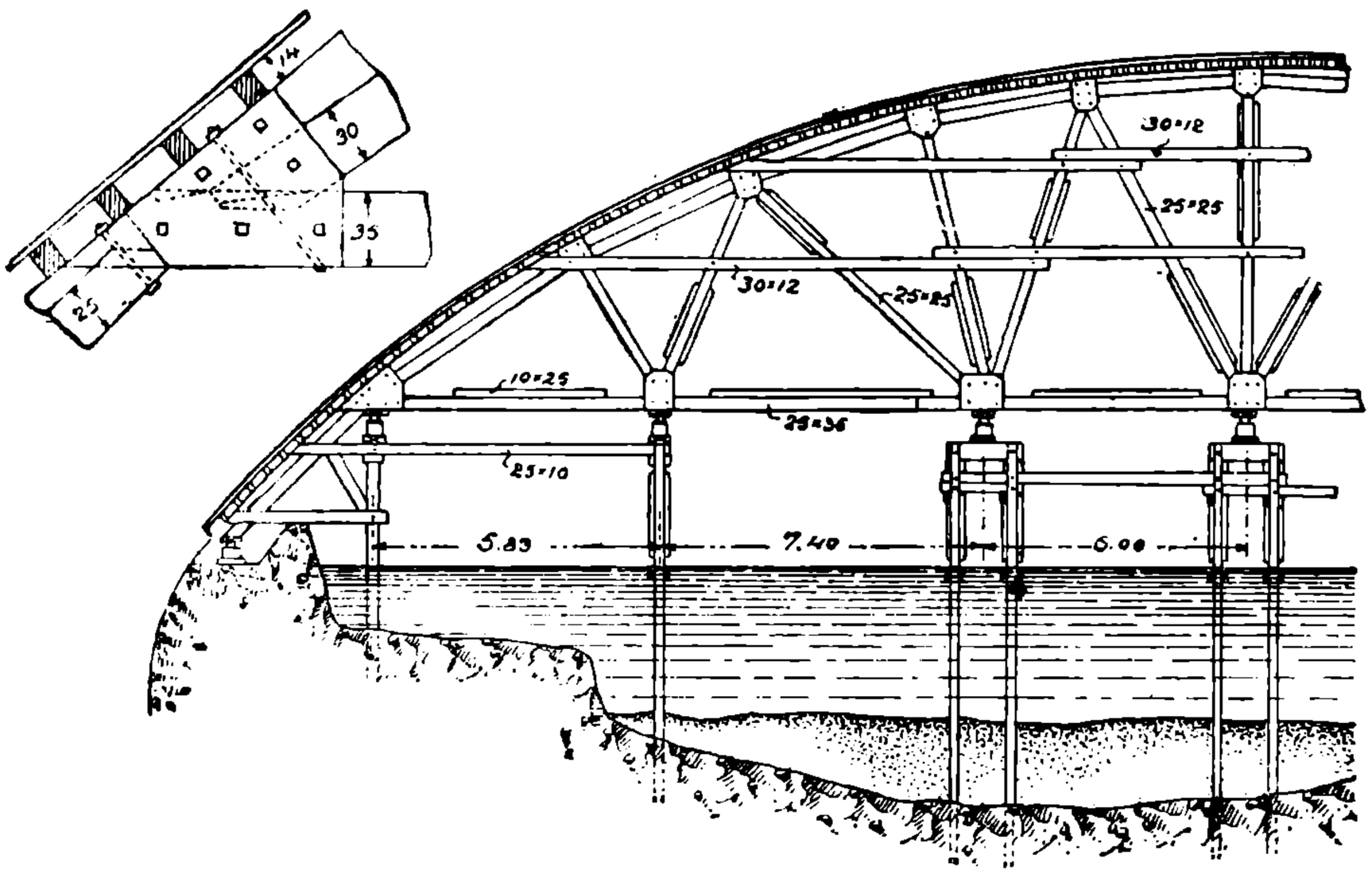
Фиг. 1038.



Фиг. 1039.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

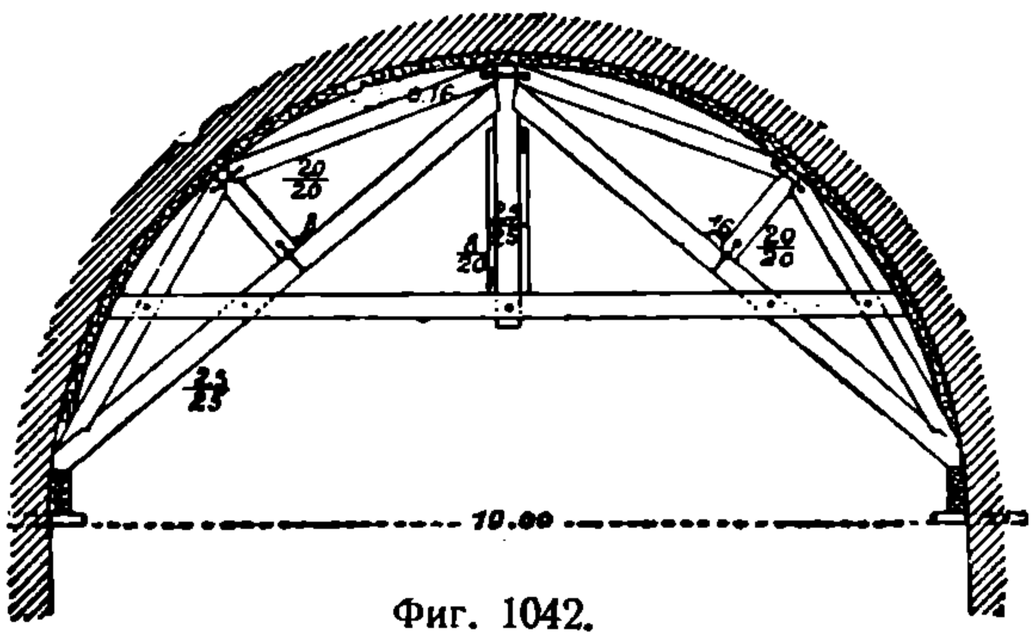
Для сводов высоких виадуков постановка промежуточных для кружал опор вызывает большие расходы; а кроме того высокие опоры дают значительную упругую осадку и осадку от обмятия. В таких случаях опоры для кружал устраивают на быках под пятами сводов, где закладываются в



Фиг. 1040—1041.

быки железные балки или камни, на выступающих концах которых и располагают кружала при помощи приспособлений для раскружаливания (фиг. 1038).

Кружала по фиг. 1042 старинной конструкции, которая найдена не логическим путем решения задачи о передаче данных сил на опоры, а непосредственным опытом или пробой моделей. В основе этой системы находится *арка из косяков,* упирающихся друг в друга, причем в местах упора образуются шарниры (отсутствие жесткости); такая арка несимметричной нагрузки не может держать, а, принимая симметричную нагрузку, находится в неустойчивом равновесии. Чтобы не дать арке валиться, поставлены два большие подкоса, подпирающие арку в замке и делающиее ее устойчивой, если в арке не больше 5 шарниров. Остальные части вспомогательные; горизонтальная стяжка также помогает неизменяемости арки, а вертикальный брусок, свешивающийся из вершины арки, поддерживает стяжку от про-

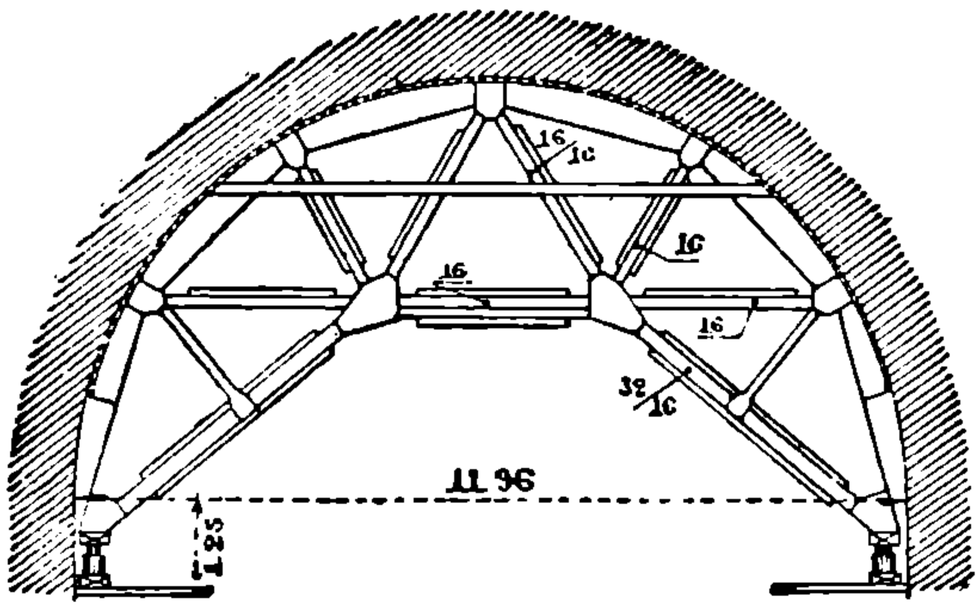


Фиг. 1042.

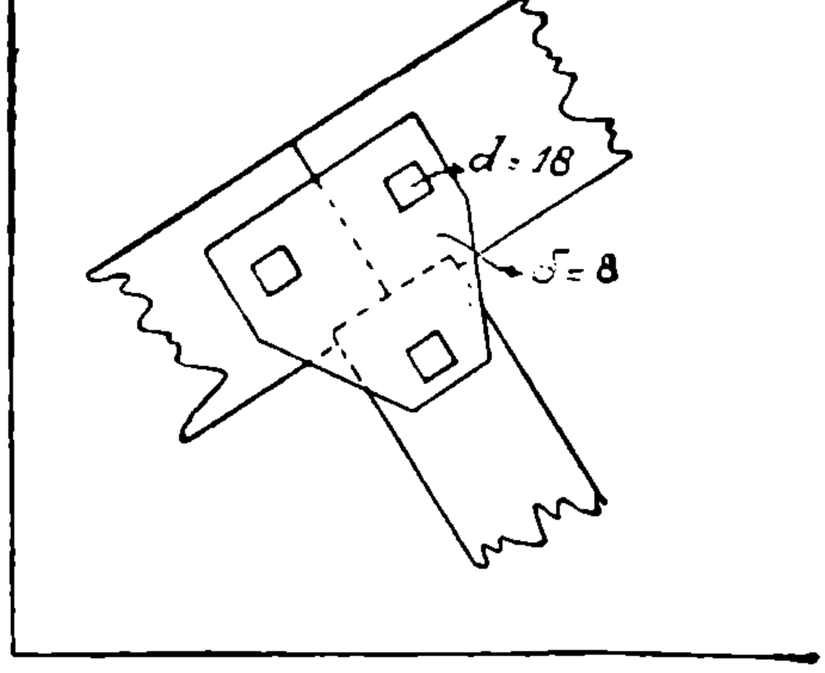
НБ УДУНТ (ДІІТ)

гиба под действием собственного веса. В плоскости горизонтальной стяжки нужно поставить горизонтальные связи для соединения кружальных ферм в одно целое в пространстве. На чертеже показаны только вертикальные связи по подвеске. Этого мало.

Более организованной для принятия радиальных сил (давления свода) является

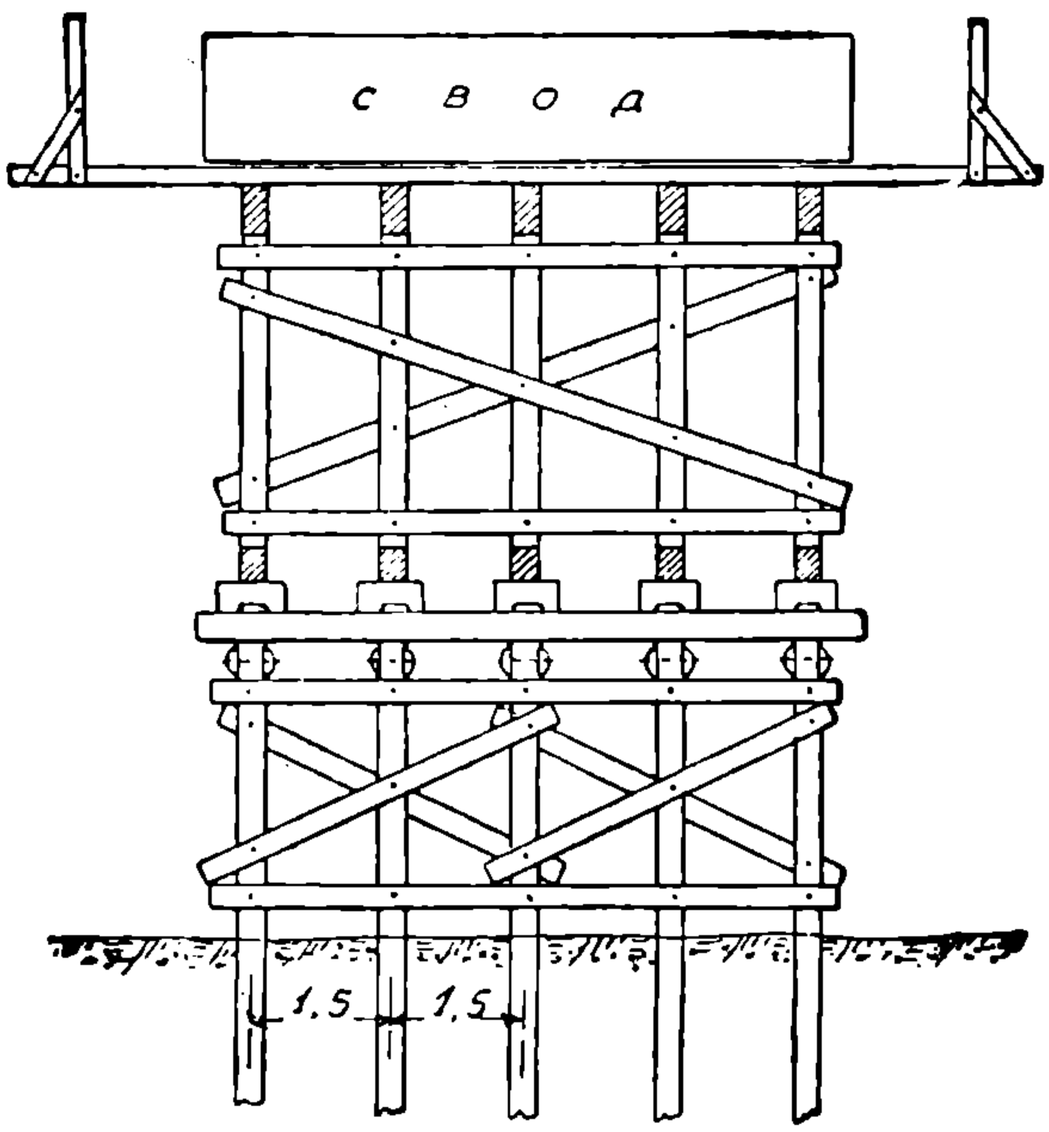


Фиг. 1043.



Фиг. 1044.

конструкция, представленная на фиг. 1043. Во всех узлах этой конструкции даны различного вида многоугольники; это железные листы толщиною 6 — 8 *мм*, наложенные на сходящиеся в узле части кружал с той и с другой стороны и стянутые болтами (фиг. 1044). Они удерживают части от сдвига в бок, так как никаких шипов и врубок зубцами не дается во избежание потери рабочей площади. Подкос лишь всей площадью поперечного сечения немного (1 — 2 *см*) врубается в косяки.



Фиг. 1045.

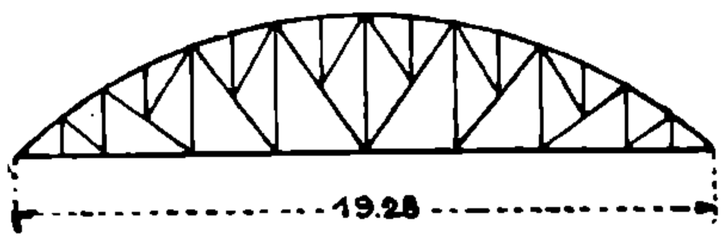
Той или иной конструкции кружала расставляются поперек моста (фиг. 1045) на сравнительно небольших (от 1,2 до 1,7 *м*) расстояниях друг от друга, чтобы нагрузка на косяки, работающие на изгиб, на подкосы и на сваи не превосходила допускаемых величин. Поставленные системы кружальных ферм соединяются друг с другом связями, с целью образовать неизменяемую пространственную конструкцию, способную выдерживать давление ветра, удерживаются с боков вантами.

При средней высоте виадука для большей жесткости кружала утверждают на деревянной башне, поддерживающей середину кружал в про-

НВ УДУНТ (ДІІТ)

лете. Примером могут служить кружала, изображенные на фиг. 914—915, стр. 580.

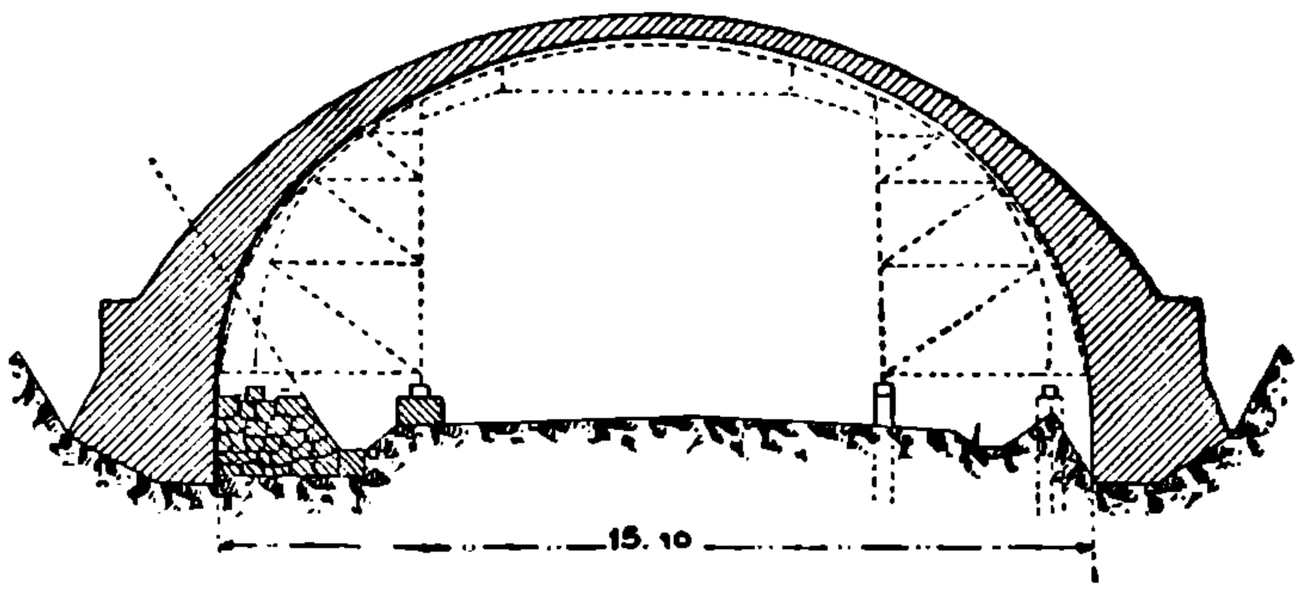
При постройке каменных мостов изредка применяют железные кружала. В смысле жесткости они не представляют никаких преимуществ относительно деревянных; существенный же недостаток их — большая чувствительность к колебаниям температуры, причем особенно неудобно одностороннее нагревание их солнцем.



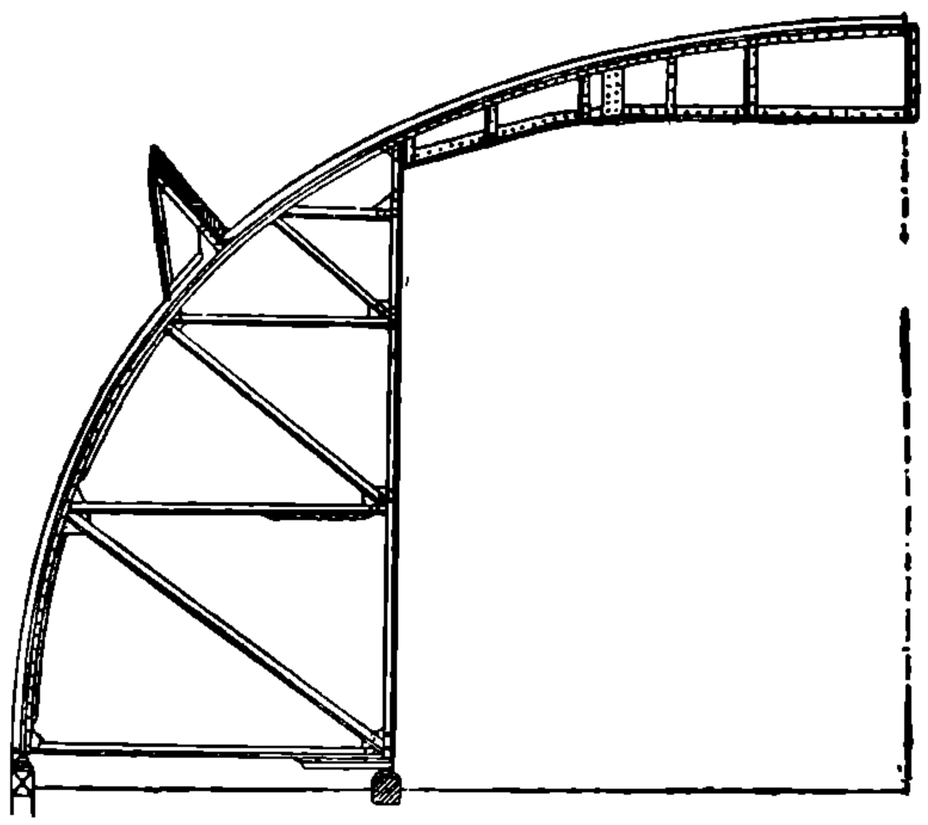
Фиг. 1046.

При постройке длинных многопролетных мостов, когда не все арки возводятся одновременно, деревянные кружала употребляют в дело несколько раз, но не более 3 — 4 раз, вследствие того, что от многократной их сборки и разборки составные части кружал страдают и теряют прочность. В таких случаях может оказаться выгодным применить железные кружала, которые для переноски в другой пролет если и требуют разборки, то в крупных частях.

При таких именно условиях были применены железные кружала для каменных мостов, построенных Владикавказской жел. дор. по пойме р. Дона у гор. Ростова. Общая длина отверстий около 470 саж. Число пролетов 47. Величина пролета 19,72 *м.* Кружала изображены на фиг. 1046.



Фиг. 1047.



Фиг. 1048.

Затем, когда строительная высота для кружал очень мала, деревянная конструкция представляет затруднения вследствие слишком острых углов пересечения составных частей кружал. В этом случае применение железных кружал более целесообразно.

По этой причине при перестройке кирпичных сводов Аничкова моста в Петрограде (1907 г.) применены в качестве кружал железные арки, состоящие просто из изогнутых по очертанию сводов двутавровых балок, сверх которых для окончательного регулирования очертания уложены деревянные подкладки.

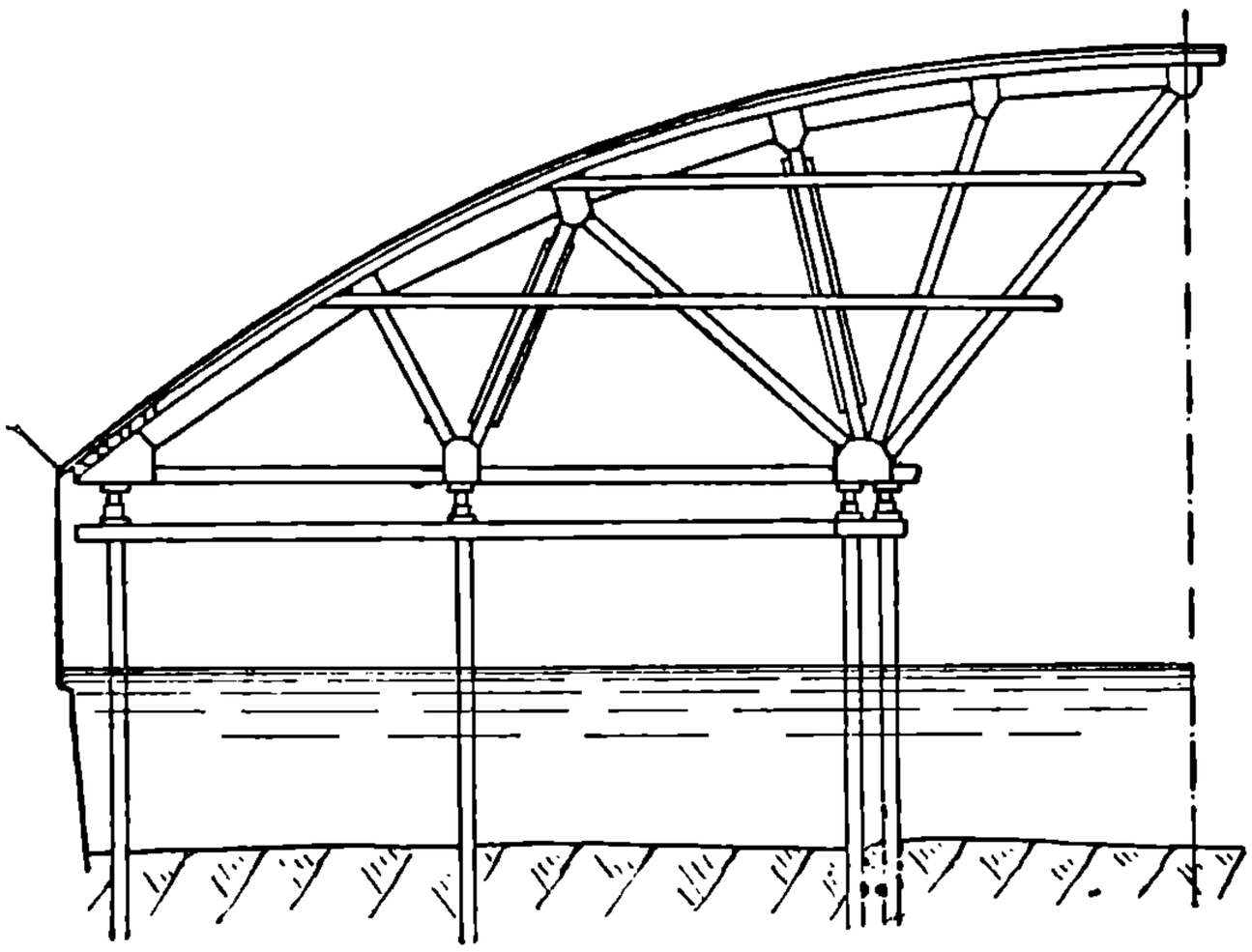
Железные кружала применяются и в таких случаях, когда свод очень широк, строится по ширине по частям, причем кружала перемещаются на катках поперек свода, параллельно образующей. Например, постройка

НБ УДУНТ (ДІІТ)

эллиптического свода пролетом 10,5 *м* канала Saint-Martin в Париже, постройка водостока по Севастопольскому бульвару в Париже.

Наконец, интересный случай применения железных кружал имел место в Баварии. Управление Баварских дорог решило уничтожить переезды в уровне рельсов и заменить их бетонными путепроводами.

Кружала составлены из металлических решетчатых ферм (фиг. 1047), оставляющих свободный проход для поездов и находящихся на расстоянии 1 *м* друг от друга. Каждая ферма состоит из трех частей: двух боковых и средней — арки (фиг. 1048). Их сбалчивают на земле и устанавливают на место как одно целое. С 1893 года по 1900 было построено при помощи 6 переносных комплектов подобных кружал 110 путепроводов.



Фиг. 1049.

В большом масштабе железные кружала были применены при постройке бетонных мостов под железную дорогу близ Kempten'a, но лишь в виде фермы для передачи давления от верхней деревянной надстройки кружал на дв. каменные опоры.

Для пропуска судов применяют кружала, подобные представленным на фиг. 1049. Приемы поверки размеров частей кружал можно видеть в примере стр. 579—581.

159. Производство кладки свода. — Приемы производства кладки сводов, о которых речь ниже, имеют в виду обезопасить свод от трещин вследствие неизбежной осадки кружал, с какими бы предосторожностями последние ни были сделаны, а также — разумным распределением производимой кладки по очертанию свода уменьшить движения и самую нагрузку кружал.

Уменьшение нагрузки на кружала достигается кладкой свода концентрическими *кольцами*. Еще римляне, стесненные в лесном строительном материале, применяли способ образования свода из концентрических колец даже в случае малых пролетов. Так, акведук Александрина сложен из двух колец, Гардский акведук—из трех. При таком способе кладки кружала нагружаются лишь половиной или третью веса всего свода, соответственно весу первого кольца. Следующие кольца поддерживаются уже сомкнутым предыдущим кольцом. По той же причине этот способ кладки был принят и в Персии при постройке больших известных мостов.

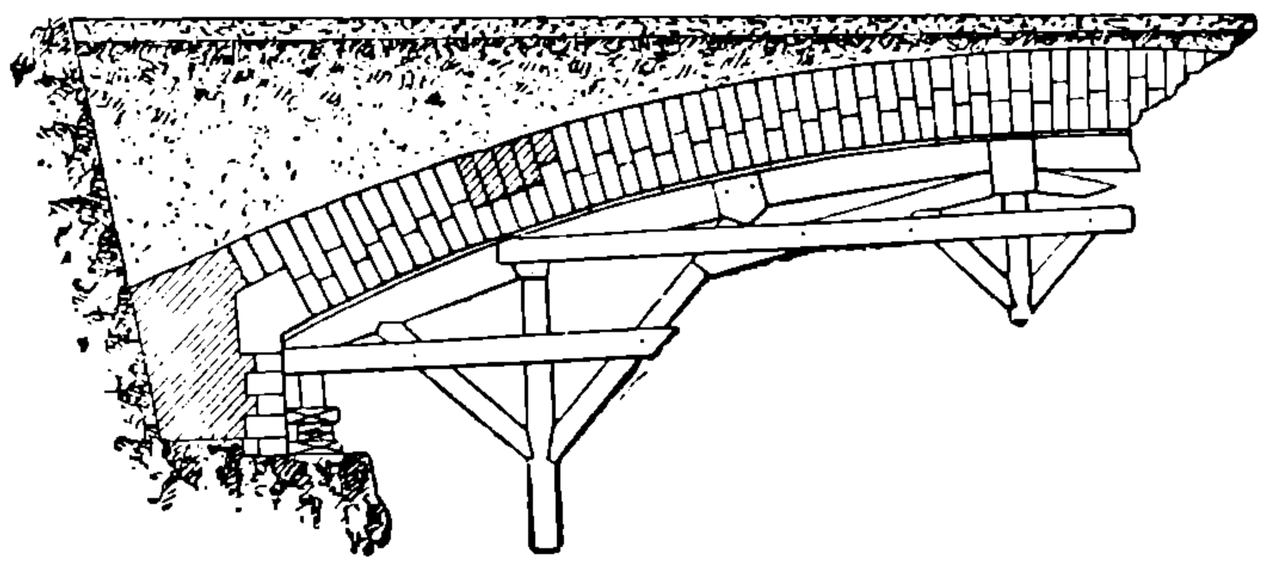
Вот описание персидского способа кладки: „Нижняя часть свода до

НВ УДУНТ (ДІІТ)

шва перелома кладется из кирпича, положенного плашмя, ряды которого продолжаются в толщу устоев; затем, по отношению к той части свода, для кладки которой кружала неизбежны, прибегали ко всем средствам, чтобы уменьшить ее вес, для чего первый слой арки делали из кирпича, положенного плашмя, и для кладки его прибегали к помощи детей. Составив таким образом свод достаточной толщины, способный выдержать вышележащую нагрузку, приступали к кладке последних слоев свода из кирпича, расположенного ребром".

Инженер Séjourné — один из компетентнейших сторонников кладки свода кольцами, применивший этот прием с перевязкой швов при постройке больших виадуков и создавший за последние 40 лет свою школу кладки сводов, — указывает, что большинство мостов больших пролетов сложено по этому способу.

Способ кольцевой кладки сводов дает, следовательно, возможность уменьшить давление на кружала до $^1/_2$ или $^1/_3$ полного веса свода. С точки зрения осадки кружал этим можно воспользоваться для уменьшения таковой, если кружала конструированы на поддержание веса всего свода, но чаще этот результат обращают в пользу удешевления кружал, придавая им размеры соответственно уменьшенной нагрузке. Но и в таком случае материал свода ложится более равномерно, и появление трещин не распространяется на все сечение свода, так как они возможны лишь в первом кольце, поддерживаемом непосредственно кружалами.



Фиг. 1050.

Другая мера предосторожности, принимаемая при кладке свода, заключается в применении *пустых* швов на время производства кладки свода.

Пустые швы оставляют в тех местах, где есть вероятность появления трещин в своде при осадке кружал. Сюда относятся швы в пятах, а для сводов больших пролетов — швы, лежащие над опорными точками косяков, т. е. над вершинами подкосов. Смежные с данной вершиной косяки кружал прогибаются и дают условия для образования трещин над вершиной. Если же кружала представляют сквозную систему малой высоты, работающую на изгиб, как целое, то рекомендуется все клинья свода уложить насухо, т. е. с пустыми швами.

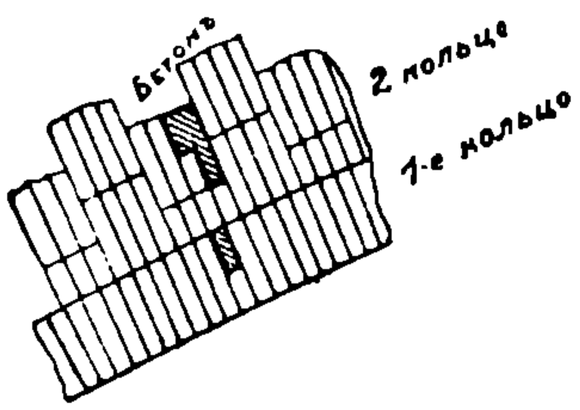
В настоящее время оставление пустых швов практикуется весьма широко и применяется даже при постройке мостов малых пролетов. Так, напр., при постройке (1902 г.) путепроводов на Corniche de l'Esterel (фиг. 1050) через железнодорожное полотно, пролеты которых по нормали (косые мосты) 13 *м*, клинья облицовки сводов были уложены насухо (т. е. с пустыми швами) при помощи прокладки свинцовых полосок снизу и деревянных клиньев — сверху.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Что касается способов удержания камней на расстоянии толщины швов, то они довольно разнообразны. В швах по внутреннему очертанию свода, где камни правильнее всего прикалываются, прокладывают сперва деревянную планку около 2 *см* высотой, которая потом извлекается, и шов расшивается. Над этой планкой кладут свинцовую полосу, шириною около 4 *см*, которая оставляется в кладке. Вверху камней, где зазоры имеют менее однообразную ширину, камни удерживаются деревянными сосновыми, лучше дубовыми, клиньями или прокладками.

Инженер Рабю клал камень на тощем цементном растворе, который потом заменялся настоящим раствором.

Инженер Sabouret заполнял швы песком, подразделив щель полосами тощего цементного раствора. Швы имели толщину от 2 до 3 *см*, полосы отстояли друг от друга на 0,40 *м* при ширине 4 *см*. При окончательной заделке этих швов песок выпускали через отверстия внизу.



Фиг. 1051.

При постройке моста Saint-Waast с полуциркульной аркой, пролетом 20 *м*, сложенной тремя кольцами из кирпича на очень легких кружалах, в тех местах, где нужно было сделать пустые швы, укладывали полукирпич, а остальное место над ним при замыкании утрамбовывали бетоном (фиг. 1051).

Чтобы пустые швы не засорялись при дальнейшей работе, их забивают паклей; это средство считается, однако, не совсем действительным.

Что касается заделки пустых швов, то здесь применяются два приема: a) заливка чистым цементным раствором такой густоты, чтобы раствор мог заполнить оставленную щель под действием своего веса, что требует довольно жидкого раствора, b) втрамбовывание почти сухого цементного раствора, производимое очень энергично; количество воды при этом берется лишь достаточное для образования гидросиликатов.

Трамбование раствора в пустых швах состоит в том, что пустые швы, оставленные в своде, а также швы замыкающих клиньев набиваются с сильным трамбованием рыхлым цементным раствором, затворенным с минимальным количеством воды, чтобы при трамбовании он не размягчался. Способ этот впервые применен инженером Séjourné в 1884 г. при постройке мостов Castelet, Lavaur и Antoinette. На 50 *кг* цемента и 77 литров песку он брал 10 — 11 литров воды при сухом песке и 9 литров при сыром песке.

Трамбование производится небольшими слоями посредством сильных ударов трамбовки, сперва железной, потом при переходе к верхней части шва — дубовой. Трамбование слоя считается законченным, когда под трамбовкой выступит вода. Этим приемом Séjourné имел в виду создать при замыкании свода напряжения в нем; появление напряжений означает уже работу свода, как такового, и сопровождается уменьшением давления на кружала.

Инженер Tourtay, придавая большое значение средству вызывать напряжения в своде до его раскружаливания, если бы такое средство нашлось, сомневался, однако, в том, что трамбование швов замыкания может дать

НВ УДУНТ (ДІІТ)

заметное сжатие кладки всего свода. Но и при этом он считал способ трамбования чрезвычайно удачным приемом, так как он во всяком случае обеспечивает работу свода при малейшей его осадке.

Для того, чтобы выяснить вопрос о давлении, которое можно развить трамбованием швов, Séjourné и Tourtay нашли необходимым произвести опыты. Эти опыты были осуществлены инженером Tourtay в лаборатории École des ponts et chaussées.

Для опытов были взяты два камня из плотного известняка с сопротивлением раздроблению от 1700 до 1800 *кг* на *см*^{2}; размеры камней были $50 \times 50 \times 30$ *см*. Плоскости 50×50, между которыми втрамбовывался раствор, были отшлифованы. Промежуток для раствора оставлен в 15 *мм*. Камни были обжаты общими схватками, которые охватывали также и чугунный постамент. Шов с трех сторон был обложен накладками. Для измерения давления между камнями служили стальные стержни, которыми соединялись охватывающие камни схватки; эти стержни имели диаметр 30 *мм*, и на них замечены были точки на расстоянии 50 *см* друг от друга при помощи особых указательных стерженьков. Удлинения стержней можно было измерять с точностью до $^1/_{100}$ *мм*. Предварительно было узнано, что каждый стержень дает от 1 тонны удлинение 0,034 *мм*.

Набивание бетона производилось последовательными слоями толщиною 12,5 *мм* по утрамбовании. Раствор, положенный в щель, сперва разравнивался и трамбовался стальной трамбовкой, толщиной немного меньше ширины щели и шириной 10 *см*. Затем раствор уколачивался при помощи стального стержня шириной 10 *см* и толщиной около 15 *мм*, по которому ударяли молотком весом 5,5 *кг*. На каждый слой раствора приходилось 75 ударов. Трамбование шва, площадью 2370 *см*^{2}, продолжалось 7 часов (ололо 3000 ударов).

Раствор брался в следующих дозировках: 1) 1 часть по весу портландского цемента на 5 частей нормального песка; воды — 4,2% относительно веса всей сухой смеси; 2) 1 часть цемента, 3 части песка и 6,5% воды; 3) 1 часть цемента, 2 части песка и 7,5% воды. Эти дозы соответствуют приблизительно 300, 500, 750 *кг* цемента на 1 *м*^{3} песка.

Первый раствор дал давление в шве 14,4 *кг/см*^{2} площади шва. До заполнения всего шва давление раствора на занимаемую им площадь достигало (в начале набивания) 17 *кг/см*^{2}. Второй раствор дал 14,7 *кг*, третий — 10 *кг*, т. е. более жирный раствор, являясь более пластичным, дает меньший распор.

Кроме опыта с правильным швом, был сделан опыт с грубо околотыми камнями, между которыми ширина просвета колебалась от 12 до 55 *мм*, что близко к действительным швам при кладке из грубо околотого камня.

Раствор был состава 1 : 3 (около 500 *кг* на 1 *м*^{3} песка) при 6,5% воды. Трамбование производилось до отказа при помощи стальных стержней толщиною от 10 до 40 *мм* и шириною от 5 до 10 *см* тем же способом, что и в предыдущем случае. Давление вначале было 12,3 *кг*, а затем 7,9 *кг* на *см*^{2} занимаемой раствором площади.

Хотя это давление (8 — 9 *кг*) значительно ниже давления, развитого в правильном шве, но и оно столь высоко, что им можно раскружалить свод довольно большого пролета.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Затем были произведены испытания на разрыв и раздробление трамбованного раствора, затворенного небольшим количеством воды: от 6 до 6,5%, и с нормальным количеством воды (11,2%).

Через 28 дней первые образцы дали на разрыв от 30 до 40 *кг*, на раздробление от 500 до 700 *кг*, вторые (пластичные) — на разрыв от 25 до 30 *кг*, а на раздробление около 200 *кг*.

Таким образом, опыты инженера Tourtay блестяще подтвердили соображения инженера Séjourné. Но еще до этих опытов прекрасные результаты трамбования швов в связи с другими приемами кладки сводов, обнаруживавшиеся постоянно при постройке каменных сводов по способу Séjourné, вызвали частое применение этого способа во Франции.

Итак, оставление пустых швов с заклиниванием свода сразу в нескольких местах посредством трамбования имеет следующие последствия:

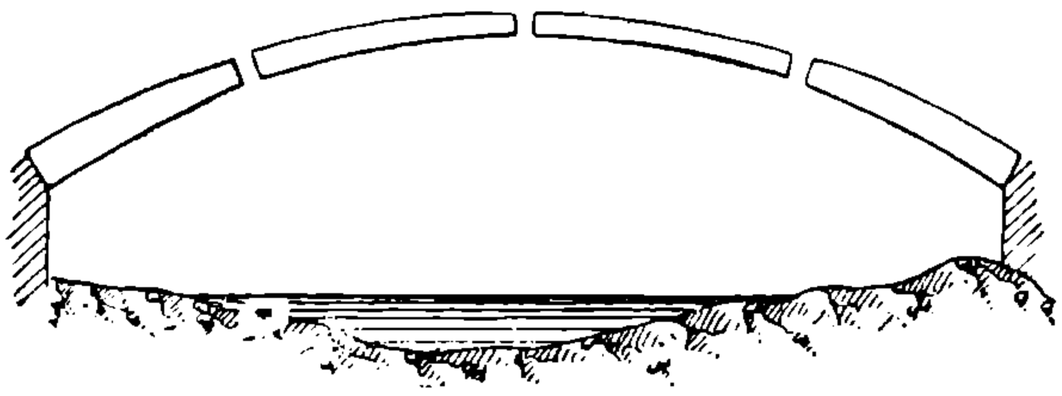
a) устранение всяких трещин во время кладки свода, хотя бы кружала и не были достаточно жестки;

b) возникновение между клиньями свода напряжения, которое разгружает кружала и подготовляет раскружаливание;

c) устранение трещин от осадки свода во время раскружаливания и после этой операции, так как здесь остаются возможными лишь упругие деформации свода в уменьшенном размере.

Résal говорит, что во всех почти случаях, где применялись пустые швы, не было замечено никаких трещин в сводах. Напротив, редко случалось, чтобы их не было в противном случае.

Пустые швы, оставляемые в своде в тех местах, где можно ожидать появления трещин от осадки кружал, вполне устраняют, как мы видели, возможность образования трещин от указанной причины. Но есть еще один прием, который в соединении с приемом оставления пустых швов доводит дело кладки свода, можно сказать, до совершенства. Это — прием *кладки свода участками*. Свод подразделяется поперечными промежутками, шириною от 0,75 до 1,50 *м*, на несколько частей (фиг. 1052), число которых зависит от пролета и других условий и доходит до 10.



Фиг. 1052.

Кладка каждого участка ведется независимо от других, но одновременно. Этим достигается равномерное распределение нагрузки на кружала по всему пролету. Если участок проходит непрерывно над жесткими точками кружал, то в нем оставляют над этими точками пустые швы. Длина участков выбирается по соображению с конструкцией кружал, имея в виду, чтобы деформация участка кружал не повлекла за собою появления трещин, а также по соображению с наличностью рабочих сил и материала, с желательной быстротой производства работ и т. п.

Что касается способов поддержания кладки при ведении ее участками, то здесь возможны различные приемы.

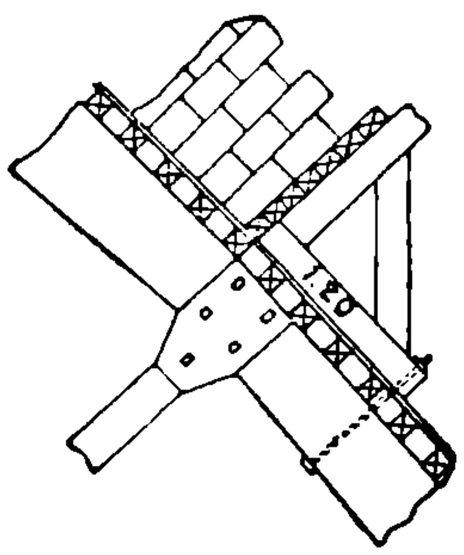
НВ УДУНТ (ДІІТ)

В пологих сводах кладка на известной высоте опалубки, в зависимости от угла наклонения, может держаться на опалубке одним лишь трением.

Séjourné применил подпорные деревянные стеночки (фиг. 1053), укрепленные подкосами на верхних брусьях кружал (косяках). Этот способ применяется теперь и другими строителями.

Способ подразделения на участки применим для сводов из любого материала. Он применен для обыкновенной бутовой кладки на мосту Claix. Необходимо лишь, в виду более тщательной трамбовки швов, закладывать пустоты более или менее правильно околотым камнем.

В 1897 году Séjourné построил свод виадука Sornin, пролетом 35 *м*, полуциркульная арка, из обыкновенной бутовой кладки с заклиниванием первого кольца приколотыми камнями. В 1898 году он построил мост Arconce (полуциркульная арка, 25 *м*) с замыканием обыкновенными плоскими бутовыми камнями. То же самое сделано при постройке мостов Inguerande (28,60 *м*) и Arciat (31,00 *м*).



Фиг. 1053.

В качестве примера производства работ по кладке свода приводим описание работ при постройке моста на шоссе Corniche de l'Esterel [1]). Косой путепровод над железнодорожным полотном; угол косины 55°; пролет по нормальному сечению 13,00 *м*, по оси пути 15,87 *м*. Стрела 1,70 *м*. Ширина проезда 4,50 *м*, тротуаров по 0,73 *м*. Толщина свода в ключе 0,85 *м*, в пятах 1,10 *м*. Наибольшие напряжения материала в ключе 12,2 *кг*, в пятах 11,8 *кг* на $см^2$.

Ферма кружал (фиг. 1050) относится к типу упругих, так как промежуточных опор нельзя было поставить. Кружала рассчитаны на толщину первого кольца (0,50 *м*) из двух, на которые свод был подразделен. Судя по конструкции кружал, надо было ожидать чувствительной осадки в середине и раскрытия швов над вертикальными стойками кружал. Сечение брусьев взято с запасом 25×25 *см*. Все соединения сделаны без шипов и врубок с прокладкой цинковых листов толщиною 1 *мм* и с укреплением посредством железных листов толщиною 3 *мм* и болтов $d = 20$ *мм*. Схватки врублены на 2 *см*.

Расстояние между фермами 1,572 *м*.

На подмости пошло всего 43 $м^3$ леса и около 1 *т* железа.

Кружалам дан начальный подъем 2 *см*.

Для раскружаливания песочные цилиндры были установлены на подушке, расположенной на площадке, укрепленной цементным раствором.

Когда фермы были установлены и выверены, то оказалось, что они на несколько миллиметров лишь выше проектного положения, т. е. начальный подъем в 2 *см* почти весь ушел на деформацию кружал от обмятия соединений под действием собственного веса кружал.

Опалубка состояла из двух настилов: первый из брусков сечением 8×8 *см*, второй (верхний) из досок толщиною 1,5 *см*.

[1] *Thérel*, Application de la méthode des joints secs à la construction des voûtes biaises, „Annales des p. et ch." 1905, 1 tr., p. 63.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Прежде чем уложен был верхний настил, опалубка была загружена камнем в количестве 400—500 *кг* на $м^2$, чтобы вызвать более полную осадку кружал до кладки свода. Сперва загрузили пяты до вертикальных стоек, потом вершину на два метра шириной, а затем остальное, идя от стоек и от середины. Разгрузка была произведена в обратном порядке. Осадка оказалась равной 1 *см*.

Верхний настил опалубки был прибит гвоздями и дал ровную и гладкую поверхность для разбивки кладки свода.

Под первым кольцом кружала осели еще на 20 *мм*. Полная осадка кружал была 52—54 *мм* в замке.

Для кладки свода взят местный очень прочный камень (порфир) в виде околотых и отесанных камней; раствор цементный, медленно схватывающийся, в пропорции 400 *кг* на 1 $м^3$ песку.

Кладка свода была начата с укладки насухо облицовки; камни облицовки были уложены на свое место с промежутками, образованными внизу при помощи свинцовых лент толщиною 10 *мм*, шириною 3 *см*, приподнятых от краев камней на 2 *см* деревянными вкладышами; сверху — при помощи деревянных клиньев, крепко забитых колотушкой. Когда камни облицовки были уложены до вертикальных стоек, кружала загрузили камнями облицовки на 2 *м* с каждой стороны замка, после чего укладку камней облицовки продолжали дальше.

Соединяя гибкой плоской линейкой внутренние концы швов облицовочных камней, прочертили карандашом по настилу линии, по которым должны были расположиться ряды камней первого кольца свода. В каждом ряду камни имели почти одинаковую высоту в 30 *см*, а в следующем ряду 40 *см*. Через некоторые промежутки клались прокладные камни 50×60 *см* в количестве $^1/_{20}$ всей кладки.

Четыре каменщика (по одному на каждом углу) начали кладку свода. В это же время велась заливка швов облицовки. Пустые швы в своде были оставлены в пятах, над вертикальными стойками кружал и по середине между ними и ключом над узлом кружал. Пустые швы в пятах образованы были прокладкой внизу свинцовых подушек 4×4 *см*, толщиною 15 *мм*, а вверху деревянных клиньев; верхняя часть шва была заполнена паклей, чтобы предохранить щель от засорения.

Следующие ряды клались на растворе по прочерченным на опалубке линиям в виде зубцов пилы. Доведя ряды до вертикальных стоек кружал, оставили два ряда с пустыми швами. Затем загрузили середину опалубки камнями на 2 *м* в обе стороны от замка и продолжали кладку до замка, оставив еще по одному ряду на сухих швах, как сказано выше.

Замкнув свод в ключе, тотчас же приступили к трамбованию пустых швов, которые заполнялись симметрично сперва в пятах, потом в верхней части и, наконец, над стойками. В облицовке в это же время заполнялись заливанием раствора пустые швы, оставленные раньше не залитыми.

Первое кольцо было сложено в 5 дней.

Второе кольцо начали с части между пятами и стойками кружал; над стойками были оставлены траншеи шириною 0,70 *м*. В этом месте швы

НБ УДУНТ (ДІІТ)

первого кольца были хорошо отшлифованы, так что трещина могла быть замечена даже невооруженным глазом.

Загрузив середину свода камнем на 2 *м* в обе стороны от замка, продолжали кладку второго кольца непрерывно до замка, где свод был заклинен. При этом в стыках участков свода не было замечено в лупу ни малейшей трещины. Впрочем, по замкнутии первого кольца не было замечено никакой осадки свода. Кладка второго кольца из грубо околотых камней продолжалась 5 дней.

Смазка сделана в два слоя, первый слой для выравнивания кладки был из раствора состава 400 *кг* на 1 $м^3$ песку, толщиной около 3 *см*; второй слой состава 600 *кг* имел толщину около 2 *см*.

Свод оставлен на кружалах 20 дней.

При раскружаливании каждый человек у песочного цилиндра имел примерную кучку песка, который надлежало извлечь из цилиндра по каждому условленному знаку. Это количество определялось емкостью ликерной рюмки и соответствовало опусканию цилиндра на $^1/_2$ *мм*.

После трех приемов извлечения песка кружала опустились на 1 *мм*, и свод отделился от них. Свод не дал никакой осадки.

160. Облицовка сводов и „цепи“. — В настоящее время очень редко своды мостов строят по всему их объему из камней чистой тески значительных размеров. Тело свода кладут если не из кирпича, то из более или менее грубо околотых камней; иногда же кладка представляет смесь камня и кирпича.

Камни для тела свода обыкновенно не превосходят по объему $^1/_{15}$ $м^3$ и встречаются даже в $^1/_{100}$.

Для облицовки употребляется более крупный камень чистой тески, объемом до $^1/_5$ $м^3$ и более, чтобы придать наружности моста внушительный вид, вызывающий у зрителя мысль о прочности и долговечности.

Кроме того, в сводах из кирпича, например, подражая римским бетонным сводам, ставили так называемые „цепи“ по направляющей свода, т. е. вкрапливали в кирпичную кладку одну или несколько арок из таких же мощных камней, как и облицовка, благодаря чему свод, работающий на сжатие как одно целое, получал неоднородную структуру; он как бы делился на слои разной крепости по направлению действия сил.

На это обстоятельство и на его неблагоприятные последствия уже давно обращено внимание. В сводах небольших пролетов недостатки такой конструкции имеют не столь серьезное значение, но и здесь она признана вредной. Дело в том, что благодаря разной сжимаемости толщи кладки и облицовки по линии, разделяющей толщу от облицовки, получаются в своде передвижения, следствием которых являются продольные щели в своде. Чем больше пролет, тем больше абсолютная величина перемещений, тем больше щели.

При постройке моста Maligny (пролет 26 *м*), благодаря, повидимому, плохому раствору и тому, что не были приняты меры для хорошего соединения кладки наружных боков свода с его толщей, эта наружная обделка отстала и выпучилась на 16 *см* [1]).

---

[1]) Morandière, t. I, p. 192.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

При разборке старых кирпичных сводов Аничкова моста (летом 1907 г.), пролетом 12,162 *м*, на внутренней поверхности мощной гранитной облицовки не обнаружено никаких следов связи кирпичной кладки с облицовкой, за исключением нескольких мест в углах, где кирпич остался на граните. В арках этого моста были заложены также две сильные гранитные цепи по направляющим. Они также не имели связи с кирпичной кладкой. Между тем раствор в кирпичной кладке оказался крепким.

Но если держаться для сводов по каким-либо причинам мощной облицовки при бутовой или кирпичной кладке тела свода, то недостаток однородности кладки в значительной степени смягчается одновременным, производимым в нескольких сечениях замыканием свода посредством энергичного трамбования раствора по способу Séjourné. Так как при этом в своде развивается напряжение материала почти до средней его работы в ненагруженном состоянии, то разница упругих деформаций материала дробится на столько частей, сколько участков сделано при кладке свода; при этом деформации поглощаются швами заклинивания.

161. Раскружаливание. — Вопрос о раскружаливании каменных сводов распадается на несколько частных вопросов, а именно:

a) выбор момента раскружаливания относительно общего состояния работ по возведению сооружения, т. е. следует ли свод раскружаливать без кладки надсводных частей сооружения, по окончании этой кладки или в другой промежуточный момент состояния работ;

b) выбор момента раскружаливания в зависимости от срока выдержки оконченного свода на кружалах, считая его с момента полного замкнутия;

c) способы раскружаливания.

Все эти вопросы решаются в зависимости от частных условий, при которых строится каждое сооружение; сюда входят как данные об очертании свода, характере надсводных сооружений, его основных размерах, так и данные о материалах, употребляемых для его возведения, и приемах производства работ.

Свод, находящийся лишь под влиянием собственного веса, может быть в равновесии лишь в том случае, когда он очерчен по цепной линии. Поэтому, чем более очертание свода отличается от очертания цепной линии, тем более опасность обрушения свода, если его раскружалить, не сложив на нем предварительно никаких надстроек или забутки. Это теоретическое соображение подтверждено опытами Boistard'a в начале XIX века (опубликованы в 1822 г.), которые показали, что полуциркульная арка под действием собственного веса не может держаться без растягивающих напряжений. Полуциркульный свод, сложенный насухо, ломается на четыре части, причем нижние под давлением распора верхних опрокидываются внаружу.

Не мог держаться при таких же условиях и свод, очерченный по коробовой кривой с тремя центрами и с подъемом 1 : 3, а также 1 : 4 (плоский полуэллипс).

Если поверх каменной арки сложить кладку, ограниченную снаружи прямоугольником, охватывающим свод, то опыты показали, что полуциркульная арка может держаться при таких условиях; полуэллиптические же (1 : 3 и 1 : 4) не могут держаться.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Ясно, что при раскружаливании устойчивость свода должна быть проверена расчетом. Если сложить над сводом всю кладку до раскружаливания, то, очевидно, кружала будут нагружены не только весом свода, но и надсводной части, причем полная нагрузка распределится весьма неопределенно на замкнутый свод и на кружала. Во всяком случае кружала получат дополнительную нагрузку, они должны быть усилены. С другой стороны, момент раскружаливания есть момент вступления свода в работу. Следовательно, если свод будет работать, находясь еще на кружалах, он будет уже до некоторой степени раскружален. Это требует производства надсводной кладки по истечении известного срока с момента замкнутия свода и известного порядка в производстве надсводной кладки. Нельзя, например, начинать последнюю с нагрузки вершины полуциркульной арки, хотя бы она находилась на кружалах.

Затем, немаловажное значение должно иметь здесь и следующее соображение. Если надсводные части будут сложены до устранения кружал, то при раскружаливании неизбежна осадка свода от упругих деформаций. Замок арки будет опускаться; полуарка как целое получит некоторое упругое вращение около пят; следствием этого, кроме порчи архитектурных линий верхней части моста (прямых), может явиться отделение забутки и щек свода от устоев или от таковых же частей смежного пролета, т. е. трещины, порча сооружения, если пролет значителен и подъем мал. К предупреждению трещин нужно принять меры, например, устроить температурные швы.

Таким образом, если свод пологий, очерчен по кривой давления и по расчету может стоять под действием одного лишь собственного веса, можно раскружалить свод без надсводной кладки. Нет препятствий при соблюдении тех же условий производить раскружаливание по возведении надсводного строения до карнизов. Карниз следует укладывать по раскружаливании и по заполнении пазух свода, чтобы после укладки карнизов для свода оставались возможно меньшие деформации.

Что касается срока выдержки свода на кружалах, с целью дать раствору отвердеть, то здесь практика дает очень широкие колебания.

Мост через Enz у Höfen'a (1885), пролетом 28 *м*, был раскружален не сразу; через 15 дней по замкнутии свода кружала были опущены на 3 *мм*, а еще через две недели свод был вполне раскружален. Осадка 40 *мм*.

Мост Forbach у Baiersblonn'a (1891), пролетом 25 *м*, со стрелкой 3 *м*, раскружален через 18 дней. Осадка при раскружаливании 20 *мм*.

Проф. Séjourné считает необходимым при кладке свода кольцами держать его на кружалах возможно дольше, чтобы выравнять сопротивление раствора разного возраста.

Несомненно, продолжительность выдержки свода зависит от величины пролета, потому что с этим связана величина напряжений; от пологости свода—по той же причине; от свойств раствора, от способа кладки и пр.

Принимая во внимание, что цементный раствор уже через 2 — 3 недели приобретает большую долю прочности, можно признать достаточным для малых сводов (до 20 *м*) срок в 2 — 3 недели. Для самых больших и ответственных — 2 — 3 месяца.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Dupuit находит возможным раскружаливать малые своды тотчас по замкнутии. Этого, несомненно, не следует делать без особых побудительных причин.

162. Приспособления для раскружаливания и порядок раскружаливания. — Каменные мосты работают главным образом от собственного веса; временная нагрузка в мостах под обыкновенную дорогу дает лишь не больше 10% наибольшего напряжения материала; в железнодорожных мостах — около 20%. Известно, что мгновенное (динамическое) приложение нагрузки на упругое тело, с которою оно совершает упругое движение, увеличивает это последнее, а следовательно и напряжения материала, вдвое сравнительно с медленным, постепенным (статическим) приложением той же нагрузки. Поэтому при неосторожном и быстром раскружаливании свод подвергается значительным колебаниям и напряжениям, которые могут быть выше допускаемых, и вообще вредным сотрясениям. И если вспомнить, что в XVIII веке осадки сводов при раскружаливании достигали 30 и даже 60 *см* (мост Neuilly), а раскружаливание производилось просто подрубанием опорных брусьев, то понятно станет, что раскружаливание было критическим моментом в постройке, нередко оканчивавшимся несчастьем. Подрубание опор не могло быть произведено так, чтобы все опоры были устранены в один момент; вследствие же неодновременного опускания опор свод подвергался перекашиваниям и местным сосредоточенным давлениям, вследствие чего смазка свода сильно растрескивалась и не могла, затем, предохранять кладку от воды, разрушительно действующей на сооружение.

В начале XIX века был предложен способ раскружаливания при помощи пологих клиньев, зажатых под опорными точками между двумя лежнями кружал. Этот прием часто употреблялся и употребляется еще и до сих пор, особенно при возведении мостов незначительных пролетов. Он представляет тот же недостаток — опускание свода скачками, хотя и значительно уменьшенными. Кроме того, при значительных пролетах клинья так сильно сжимаются, что их часто бывает невозможно сдвинуть с места, в особенности, если они простояли под давлением более или менее значительный срок.

При раскружаливании моста de Montlouis, построенного Morandière'ом в 1844 году, клинья, уложенные при установке кружал, раздроблялись под ударами молота, но не двигались. Тогда рядом со старыми были поставлены новые, хорошо намыленные клинья; после возможно сильной подбивки их, старые клинья были вырублены топором; раскружаливание произведено успешно на новых клиньях. Morandière говорит по этому поводу, что в таких случаях проще и удобнее устанавливать кружала не на клиньях, а на подкладках, которые потом и удалить с постановкой клиньев перед раскружаливанием. Но все же при вырубании старых клиньев или подкладок должно было произойти некоторое сотрясение.

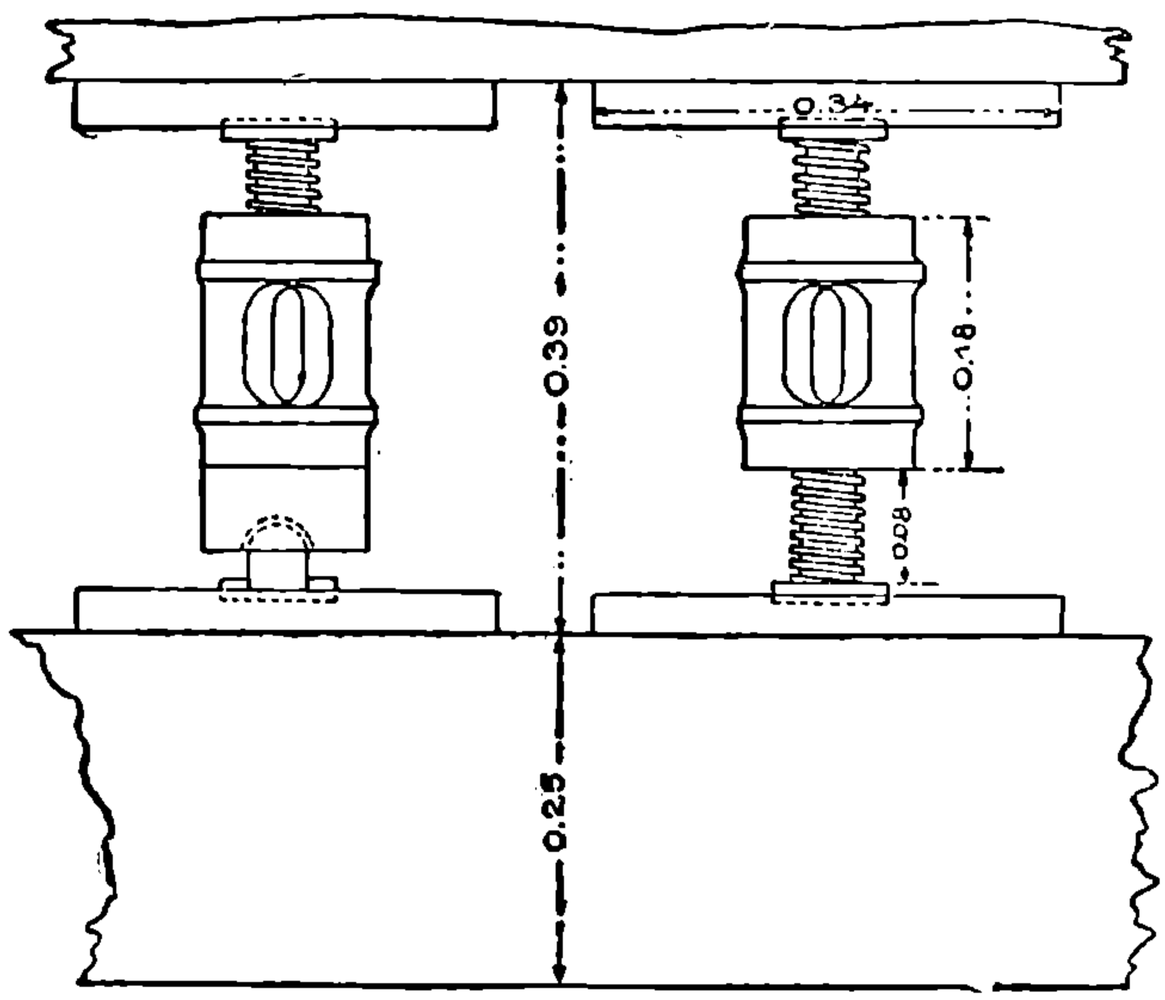
Когда же клинья не потеряли способности скользить друг по другу, всегда есть риск, трогая клин с места и усиливая удары, выбить его совсем. Это необходимо иметь в виду.

При постройке моста de Cé (1848), состоящего из 14 арок пролетом 25 *м*, инженеры Dupuit и Mahyer, после неудачного применения клиньев для раскружаливания первого пролета, напали на мысль применить винт

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Прибор, который они употребляли, изображен на фиг. 1054. В гайку входят сверху и снизу по отдельному винту; если нарезку расположить по одному направлению, но сделать ее с разными шагами, то опускание кружал будет равно разнице хода винтов; это дает возможность делать очень сильные приборы. Для практики достаточно и одного винта, как показано на фиг. 1054 слева; в этом случае прибор проще и дешевле.

Кружала располагаются при установке либо на особых подкладках, высотою около 40 *см*, либо на паре клиньев, расположенных над опорными точками, как обыкновенно. Винты устанавливаются в момент раскружаливания рядом с этими подкладками, которые и освобождаются вращением гаек в подъем, после чего уже производится опускание. Для раскружаливания всех пролетов моста de Cé применяли 12 приборов. Можно уменьшить количество приборов, поочередно уменьшая винтами давление на клинья и опуская свод на этих последних. Во всяком случае при действии винтами лучше иметь клинья, чем простые подкладки, так как при опускании на винтах полезно на всякий случай держать клинья наготове под кружалами, опуская их с небольшим просветом.



Фиг. 1054.

Преимущества опускания свода на винтах следующие: опускание происходит без сотрясения, с математическою точностью; опускание может быть производимо на определенные величины, как бы они ни были малы; можно ускорять и замедлять опускание, как угодно; слишком рано начатая операция может быть приостановлена, отложена; неравномерное опускание можно выровнять, местную осадку кружал можно устранить; винты не боятся воды, и при помощи ломаных рычагов можно произвести раскружаливание, если винты окажутся затопленными водой.

Вместо винтов однажды были применены мешки с песком; опускание производилось опоражниванием мешков. Прием этот был улучшен в том смысле, что мешки заменены металлическими цилиндрами, носящими название песочниц. В настоящее время это — наиболее распространенное при постройке ответственных сводов приспособление для раскружаливания.

Песочница состоит (фиг. 1055) из цилиндра, свернутого из листового железа толщиною 1 — 2 *мм*, дна и поршня из крепкого дерева (дуб). Диаметр цилиндра около 30 *см*; диаметр же поршня несколько меньше (28 *см*); внизу цилиндр имеет 4 отверстия, закрытые пробкой. При открытии пробок

НБ УДУНТ (ДІТ)

песок начинает вытекать, но затем образуется песчаный конус у отверстия, и истечение прекращается; чтобы возобновить его, надо деревянной или металлической спицей разрушить конус.

Песочницы могут быть установлены на своих местах или во время установки кружал, или перед самым раскружаливанием. В первом случае необходимо защитить песок от влажности, а во втором — рекомендуется подводить песочницы при помощи пары винтов, чтобы не применять грубого приема вырубания подкладок или клиньев.

Фиг. 1055.

Песок для песочниц должен быть промыт и хорошо просушен; следует брать мелкий песок.

Для предохранения песка от влаги применяют различные приемы. Так, зазор между цилиндром и поршнем забивают просаленной паклей, а сверху замазывают гипсом. Séjourné устанавливал песочницы при установке кружал, чтобы избежать перемены опорных частей перед раскружаливанием. Он окружал цилиндр деревянным ящиком, который наполнялся гипсом; гипс в гашеном состоянии клался лишь сверху, внизу же был в порошке, для того, чтобы поглощать проникшую внутрь влагу; кроме того, гашение всего гипса разорвало бы ящик. Все соединения цилиндра забивались просаленной паклей. „На основании практики мы не убеждены, — говорит Séjourné, — что песок должен быть непременно сухой в момент раскружаливания; рабочие всегда извлекают песку больше, чем надо; с другой стороны, легко помешать образованию песчаного свода над отверстием в случае сыроватого песка".

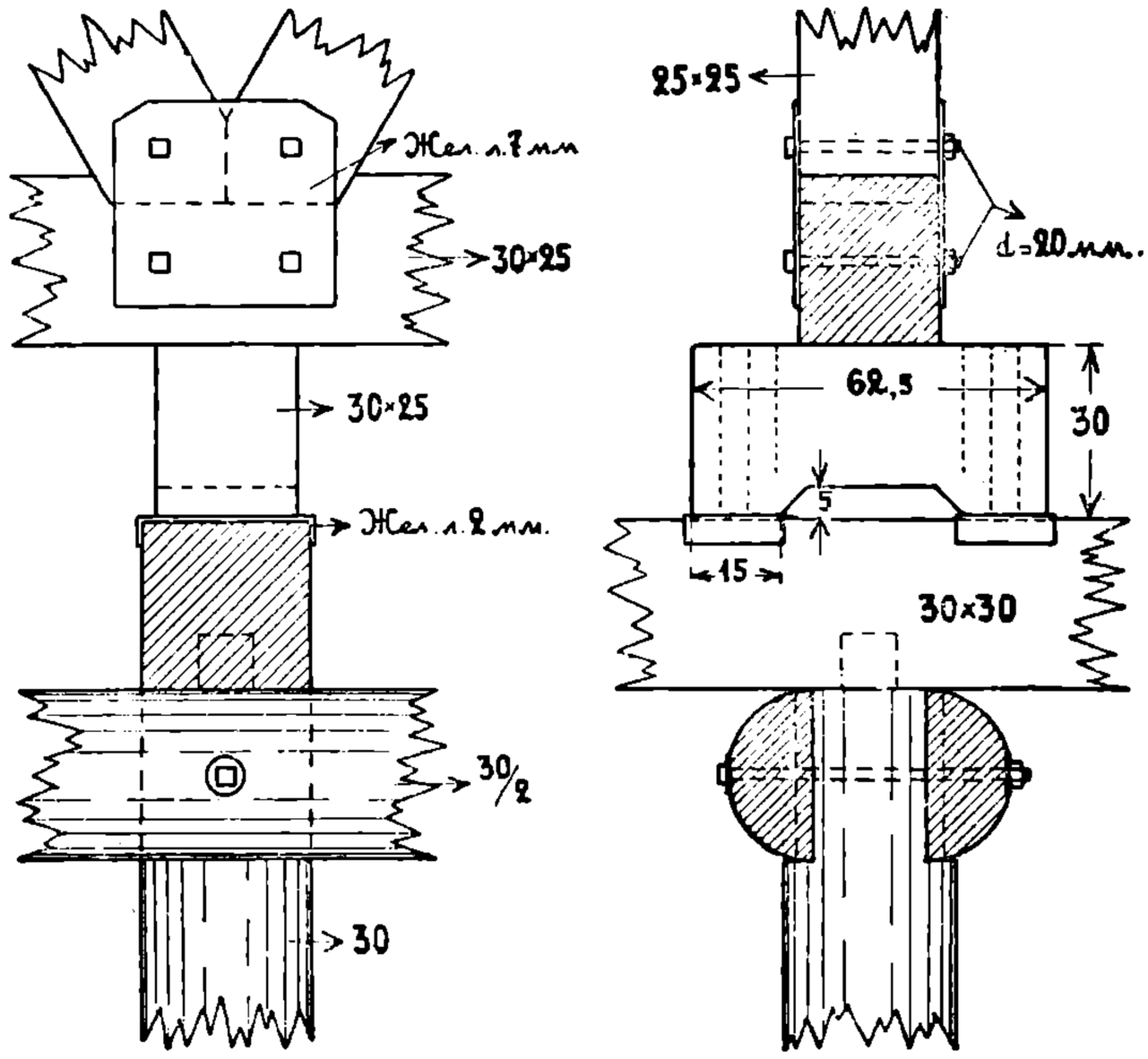
Ход песочного цилиндра устанавливается в зависимости от конструкции свода и кружал и ожидаемой осадки. На мосту Castelet ход песочниц, находящихся под замком, был 6 *см*, под пятами — 3 *см*.

Наконец, за последние десятилетия вошло в употребление очень простое приспособление, испытанное в Австрии при постройке сводов даже очень больших пролетов. Его применяли уже и в СССР при постройке виадуков на линии Казань — Екатеринбург. Это — скамеечки, или кобылки: кусок бруса с вырезом внизу, оставляющим по концам куска ножки (фиг. 1056—1057). При раскружаливании концы бруса отпиливают участок за участком, ножки сминаются и кружала опускаются.

Относительно порядка раскружаливания следует отметить, что в се-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

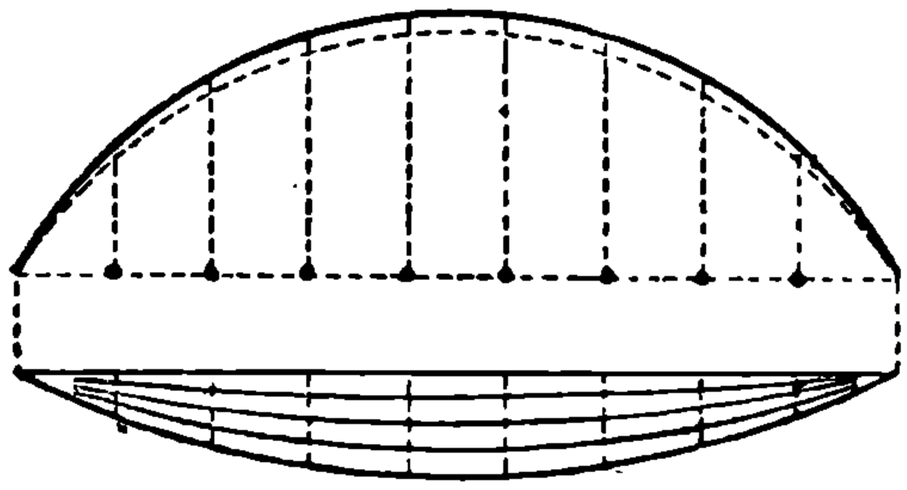
рьезных случаях план операции должен быть всесторонне обдуман и подготовлен, с предварительным ознакомлением всех участников операции с ролью каждого из них. Для каждого ряда (поперек моста) опускных приспособлений должны быть заданы вполне определенные величины последовательных опусканий, измеряемые в песочных цилиндрах по объему за один раз выпущенного песка.



Фиг. 1056 — 1057.

Для правильного и постепенного вступления раскружаливаемого свода в работу необходимо освобождать его по всему пролету одновременно на известную часть полной деформации свода в местах расположения опускных приспособлений. Пусть (фиг. 1058) свод по раскружаливании займет положение, показанное пунктиром; отложив в увеличенном масштабе величины вертикальных перемещений свода в точках расположения опускных приспособлений от горизонтальной прямой, получим диаграмму полного опускания свода.

Назначив число отдельных опусканий кружал для полного раскружаливания, делим все ординаты на такое же число равных частей, получим величины одновременного опускания различных точек кружал, при которых деформации свода правильно будут итти к окончательному виду. Точного значения кривой вертикальных перемещений не требуется. К этой кривой близка дуга круга или параболы. Промежуточные кривые будут того же характера. Можно, следовательно, задать произвольно для замка опускание за один прием, напр., в 1 *мм*, тогда величины опусканий для других точек кружал определятся вычислением или графически, как ординаты круга или параболы со стрелкой 1 *мм* и с хордой, равной пролету.



Фиг. 1058.

При раскружаливании малых сводов одновременное опускание можно делать не по всему пролету; в таких случаях надо опускать сперва среднюю часть свода, затем по всему пролету.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица 1. — Эквивалентные нагрузки в тоннах на погонный метр пути для нормального поезда „*У*“ 1925 г.

l — расчетный пролет, λ — длина загруженной части (в метрах).

l или λ	Для моментов			Для поперечных сил		*l* или λ	Для моментов			Для поперечных сил	
	в середине пролета	в четверти пролета	у опор	если $l-\lambda \leqslant 4$ м	если $l-\lambda > 4$ м		в середине пролета	в четверти пролета	у опор	если $l-\lambda \leqslant 4$ м	если $l-\lambda > 4$ м
1	70,000	70,000	70,000		70,000	38	—	—		16,488	
2	35,000	35,000	42,000		42,000	40	15,026	15,140		16,393	
3	23,333	30,074	34,222		34,222	42	—	—		16,276	
4	21,000	25,667	28,000		28,000	45	14,948	15,021		16,077	
5	20,640	22,027	24,960		24,960	48	—	—		15,862	
6	19,333	19,333	24,000		24,000	50	14,679	14,811		15,714	
7	19,347	19,347	23,265		23,265	55	—	—		15,343	
8	19 500	19,500	22,500		22,500	60	14,001	14,234		14,983	
9	19,111	19,457	22,222		22,222	65	—	—		14,643	
10	18,726	19,360	21,613		21,600	70	13,290	13,636		14,326	
11	—	—	20,956		20,826	75	—	—		14,031	
12	18,100	18,519	20,333		20,000	80	12,632	13,085		13,758	
13	—	—	19,882		19,527	85	—	—		13,506	
14	17,293	17,592	19,592		19,102	90	12,087	12,590		13,273	
15	—	—	19,360		18,773	95	—	—		13,057	
16	16,500	17,250	19,125		18,563	100	11,616	12,161		12,856	
17	—	—	19,017		18,353	110	11,192	11,777		12,498	
18	16,370	17,136	18,815		18,222	120	10,812	11,448		12,186	
19		—	18,549		18,017	130	10,472	11,158		11,913	
20	16,080	16,880	18,240		17,760	140	10,167	10,909		11,673	
22	—	—	17,851		17,455	150	9,894	10,686		11,460	
24	—	—	17,583		17,250	160	9,663	10,483		11,270	
25	15,686	15,942	17,472		17,165	170	9,473	10,301		11,099	
26	—	—	17,396		17,112	180	9,314	10,131		10,945	
28	—	—	17,265		17,020	190	9,179	9,981		10,805	
30	15,448	15,707	17,175		16,960	200	9,064	9,845		10,678	
32	—	—	17,014		16,781						
35	15,122	15,493	16,726		16,594						

...ский институт
...БИБЛИОТЕКА
...от
НБ УДУНТ (ДІІТ)

Сторінки 735-737 в книзі відсутні

НБ
УДУНТ
(ДІІТ)

Сканувала Петренко О.А.

НБ УДУНТ (ДІТ)