Е.Е.ГИБШМАН

деревянные автодорожные МОСТЫ

НТБ ДНУЗТ

Проф. Е. Е. ГИБШМАН „Деревянные автодорожные мосты"

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Стр.	Строка сверху	Строка снизу	Напечатано	Следует читать
16	16		продольных поперечных	продольных и поперечных
47	20		6,7 *м*	6,4 *м*
109	фиг. 151		Расположена неправильно	Должна рассматриваться повернутой на 90°.
110	21 22 24		в формулах и тексте входит значение — a	a_1
126	3		(в формуле) $\operatorname{tg}\beta$	$\frac{E}{\operatorname{tg}\beta}$
126	фиг. 164		Расположена неправильно	Должна рассматриваться повернутой так, чтобы правый элемент был горизонтален
132	8		$I=\frac{\pi d^4}{64}+\frac{\pi d^2}{4}y^2$	$I=2\left(\frac{\pi d^4}{64}+\frac{\pi d^2}{4}y^2\right)$
137	12		Q_b	Q_B
151		8	Ради са и от влажности дерева при гнутье).	радиуса) и от влажности дерева при гнутье.
166	7		(в формуле) $+\frac{7}{12}P_2$	$\frac{7}{12}P_2$
	8		(в формуле) $+\frac{P_2}{2}$	$\frac{P_2}{2}$
179	11		на обе ветви	на все ветви
207		4	(в формуле) $+\frac{6}{h}$ *м*)	$+\frac{6}{h}M$)
208		7	(в форм. под радикалом) $\frac{2}{\pi k}$	$\frac{2}{\pi kt}$
258	7		дважды	сложной
261		6	(в формуле) M^0	M_c^0
266	17		(в формуле) $\sum\frac{\overline{N}^2}{\omega}$	$\sum\frac{\overline{N}^2}{\omega}S$
274	15		2×025 *см*	20×25 *см*
366		4	танков	станков
388	Подпись фиг. 509		закрытые	закрытие

НТБ ДНУЗТ

Е. Е. ГИБШМАН

ПРОФЕССОР МОСКОВСКОГО АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНОГО ИНСТИТУТА ЦДТ И МОСКОВСКОГО ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО ИНСТИТУТА НКТИ

ДЕРЕВЯННЫЕ АВТОДОРОЖНЫЕ МОСТЫ

Цудортрансом утвержден
в качестве учебника
для автомобильно-дорожных институтов

Все вклейки приложены к книге в виде отдельного альбома

1935

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТРАНСПОРТНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА ЛЕНИНГРАД

НТБ ДИУЗТ

Книга проф. Е. Е. Гибшмана „Деревянные автодорожные мосты“ представляет собой учебник для автодорожных втузов, утвержденный Комиссией учебников Цудортранса. Книга построена в соответствии с типовой программой курса мостов и труб для автодорожных втузов, утвержденной КВТО при ЦИК СССР.

В книге разобраны все основные системы современных автодорожных деревянных мостов и труб.

Редактор *И. П. Ермолов* Техн. редактор *Е. Петровская*

Уполн. Главлита В-100398. Огиз 2883 Т-11. Заказ тип. 4092. Тираж 5000.

Разм. бум. $62\times94^1/_{16}$. Печ. листов $32^1/_4$ (текст — $27^1/_4$ + альбом — 5). Печ. зн. в 1 п. л. 52324. Авт. 43. Цена 7 р. 30 к. Пер. 1 р. 50 к.

Сдано в набор 11/IX—34 г. Подписано к печати 11/I—35 г.

1-я Образцовая тип. Огиза РСФСР треста „Полиграфкнига“. Москва, Валовая, 28.

НТБ ДГУЗТ

ПРЕДИСЛОВИЕ

Предлагаемый курс деревянных автодорожных мостов предназначается для обслуживания учащихся автодорожных втузов при изучении ими курса мостов и труб.

Значительное развитие применения дерева как строительного материала для мостов как малых, так и средних пролетов вызвало большие сдвиги в технике деревянного мостостроения. Переход к индустриализированным формам производственных процессов привел к необходимости применения новых систем мостов и механизации их сооружения. Проблема замены металла в мостостроении менее дефицитным материалом потребовала от мостовой техники выработки новых конструкций и систем, позволяющих перекрывать большие пролеты при тяжелых нагрузках.

Необходимость строжайшей экономии материалов и средств потребовала пересмотра и уточнения теоретических основ расчета мостов в целях максимального приближения их к действительным условиям работы мостовых конструкций. И, наконец, политическая обстановка СССР в условиях капиталистического окружения потребовала от мостовой техники разработки вопросов использования мостового дела в целях обороны страны.

В результате, в настоящее время имеет место значительный прогресс в технике деревянного мостостроения и широкое применение дерева как строительного материала для мостов.

Основные особенности настоящего курса заключаются в следующем.

Весь курс построен в соответствии с типовой программой курса мостов и труб для автодорожных втузов, утвержденной Комитетом высшего технического образования при ЦИК СССР.

Курс охватывает деревянное автодорожное мостостроение.

Систематическому приведению материала по конструкциям и расчету мостов различных систем предшествует общая часть, дающая сведения о мостах, анализ исторического развития деревянного мостостроения, описание основных систем деревянных мостов, основные данные для проектирования и общие указания о методах выбора схемы перехода и сравнения вариантов.

Далее следуют главы о деревянных мостах балочных, подкосных и арочных систем, о деревянных трубах, мостах больших пролетов и деревянных опорах, содержащие как общие сведения, так и описание конструкций и деталей наиболее характерных систем и типов, а также все необходимые данные для проектирования и расчета.

В этих главах введены современные сведения по мостам новейших систем и данные, освещающие методы их расчета.

НТБ ДНУЗТ

В виде отдельной главы приведено описание особенностей устройства искусственных сооружений в условиях вечной мерзлоты.

Далее следуют главы, касающиеся легких и пешеходных мостов, пловучих мостов и переправ. Содержание этих глав заключает современный материал в области типов, конструкций и расчета этих сооружений.

Глава о постройке деревянных мостов заключает материал, касающийся организации постройки мостов, способов возведения вспомогательных устройств, оборудования и пр.

Глава об эксплоатации деревянных мостов включает сведения о содержании и ремонте деревянных мостов.

Наконец, последняя глава посвящена вопросам использования мостовой техники в целях обороны страны. Поэтому в нее входит описание военно-полевых мостов, устройства переправ, восстановления и усиления мостов в условиях обороны.

В качестве материалов для настоящего курса широко использованы современные типовые и индивидуальные проекты, разработанные различными проектными организациями Цудортранса.

Для облегчения изучения курса учащимися и обеспечения критического усвоения материала, изложение каждого из разделов курса построено так, что в начале каждого раздела приводится общее описание характерных особенностей подлежащих изучению сооружений и конструкций и их роли и места среди прочих систем и типов. После этого приводится конструктивный и расчетный материал, подобранный систематически и снабженный замечаниями о достоинствах и недостатках отдельных конструкций и методов расчета.

Недостаток времени не позволил ввести в настоящее пособие достаточно полных материалов по технико-экономическим характеристикам мостов различных типов.

Создание хорошего современного курса возможно только при широкой критической оценке его как втузами, так и инженерно-техническими работниками промышленности.

Поэтому автор будет весьма благодарен за все замечания относительно содержания и формы изложения курса, которые будут сделаны читателями.

В составлении учебника оказали большую помощь инженеры В. С. Кириллов и Г. А. Оранская, а также студент МАДИ т. Дронин.

Пользуюсь случаем выразить им свою благодарность.

Считаю своим долгом также выразить благодарность дирекции Московского автомобильно-дорожного института, оказавшей большую помощь в получении ряда материалов для настоящего учебника.

Проф. Е. Е. Гибшман

НТБ ДНУЗТ

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава I. Общие сведения о мостах

§ 1. Основные понятия 9
Основные системы мостов . . . 15
Основные элементы пролетных строений мостов 16
§ 2. Основные требования, предъявляемые к мосту 17

Глава II. Общие сведения о деревянных мостах

§ 3. Материал деревянных мостов 20
Лесной материал . . 21
Сортамент лесного материала . 22
Металлические элементы и скрепления . . 23
§ 4. Исторический очерк развития деревянного мостостроения 24
§ 5. Основные системы современных деревянных мостов 40

Глава III. Основные данные для проектирования деревянных мостов

§ 6. Общие основы проектирования мостовых сооружений 45
§ 7. Определение генеральных размеров моста 46
Разбивка моста на пролеты . . 46
Определение наивыгоднейшего пролета 47
Определение ширины моста 49
§ 8. Расчетные нагрузки 50

Глава IV. Балочные мосты

§ 9. Простейшие балочные мосты 51
§ 10. Проезжая часть деревянных мостов 55
Типы настилов . 55
Тротуары и перила 58
§ 11. Многопролетные балочные мосты 61
§ 12. Балочные мосты с составными прогонами 67
§ 13. Балочные мосты с одноярусными прогонами 70
§ 14. Балочные мосты американского типа 72
§ 15. Затопляемые мосты 77

Глава V. Подкосные мосты

§ 16. Основные системы подкосных мостов . . 79

Конструкция подкосных мостов

§ 17. Мосты трапецоидально-подкосной системы 81
§ 18. Мосты ригельно-подкосной системы . 88
§ 19. Мосты комбинированных подкосных систем 91
§ 20. Мосты арочно-подкосной системы 99

Глава VI. Расчет балочных и подкосных мостов

Расчет балочных мостов

§ 21. Расчет основных элементов 102
Расчет настила 102
Расчет поперечин 103
Расчет перил 104
Расчет прогонов 105
Расчет прогонов на подбалках 108
Расчет балок на шпонках 109
Расчет шпонок 109
Расчет болтов 111
Сопряжение свай с насадкой 111
Расчет сваи 112
Расчет свайных опор на давление ветра 115

НТБ ДНУЗТ

Расчет подкосных мостов

§ 22. Расчет мостов трапецоидально-подкосной системы 114
§ 23. Расчет мостов ригельно-подкосной системы 118
§ 24. Расчет комбинированных подкосных систем 123
§ 25. Расчет арочно-подкосных мостов 125
§ 26. Расчет врубок и сопряжений подкосных мостов 126
Сопряжение подкоса с ригелем 126
Сопряжение подкоса с подбалкой 126
Сопряжение подкоса со сваей помощью зубчатой подушки 128
§ 27. Расчет опор подкосных мостов 129
Расчет колодок 131
Расчет болтов 133
Расчет сопряжения сваи с насадкой 134
Расчет свай 135
Расчет широких решетчатых опор 136

Глава VII. Деревянные арочные мосты

§ 28. Арочные мосты с ездой по верху 138
§ 29. Арочные мосты с ездой по низу 140
§ 30. Конструкция арок 141
Сопряжение с опорами 143
Связи 144
§ 31. Конструкция арочных мостов с ездой по верху 145
§ 32. Расчет деревянных арок 148

Глава VIII. Деревянные трубы

§ 33. Общие сведения 153
§ 34. Конструкция деревянных труб 155
Треугольные трубы 155
Прямоугольные и трапецоидальные трубы 158
Круглые трубы 163
§ 35. Расчет деревянных труб 164

Глава IX. Мосты с решетчатыми фермами

§ 36. Общие сведения 167
§ 37. Подвесные мосты 169
§ 38. Конструкция подвесных мостов 171
§ 39. Расчет подвесных ферм 174
§ 40. Пролетные строения с фермами системы Гау 174
Связи между фермами 177
§ 41. Проезжая часть мостов системы Гау 178
При езде по верху 178
При езде по низу 179
§ 42. Конструктивные детали главных ферм 181
Пояса 181
Раскосы 183
Подушки 184
Тяжи ферм Гау 185

Конструкция пролетных строений системы Гау

§ 43. Пролетные строения системы Гау с ездой по верху 186
§ 44. Пролетные строения системы Гау с ездой по низу 190
§ 45. Пролетные строения системы Гау с полигональными верхними поясами 195
§ 46. Расчет ферм системы Гау 198
Поперечная установка нагрузки 199
Учет начального натяжения ферм 199
§ 47. Конструктивные расчеты элементов и сопряжений ферм сист. Гау 204
Пояса 204
Расчет стыка пояса, перекрытого металлическими шпоночными накладками 205
Проверка смятия дерева шпонками 206

НТБ ДНУЗТ

Раскосы 209
Расчет подушек 211
§ 48. Расчет пролетных строений на ветровую нагрузку 211
Проверка устойчивости. 212
Расчет продольных горизонтальных связей 213
§ 49. Пролетные строения с досчатыми фермами 215
§ 50. Конструкция пролетных строений с фермами системы Тауна 219
§ 51. Расчет ферм системы Тауна 221
Расчет нагельных соединений 224
§ 52. Пролетные строения с фермами Лембке 228

Глава X. Новейшие системы деревянных пролетных строений с решетчатыми фермами

§ 53. Схемы главных ферм мостов больших пролетов 230
§ 54. Новейшие способы соединений деревянных элементов 232
Кольцевые соединения 233
Гвоздевые соединения 239
Расчет гвоздевых сопряжений 240
Размещение гвоздей в сопряжениях 243
Нагельные соединения 243
Соединения на шпоночных накладках (гребенках) 244
Хомутные соединения 245
§ 55. Пролетные строения на кольцевых соединениях 247
§ 56. Пролетные строения системы Боровика 251
§ 57. Пролетные строения гвоздевыми соединениями 254
§ 58. Пролетные строения системы Лангера 258
Расчет ферм Лангера 264
§ 59. Пролетные строения с хомутными соединениями 269
§ 60. Висячие мосты 271
Конструкции висячих мостов 273

Глава XI. Легкие и пешеходные мосты

§ 61. Конструкция пешеходных мостов 278

Глава XII. Опоры деревянных мостов больших пролетов

§ 62. Свайные опоры 283
§ 63. Рамные опоры 288
Основные типы рам 288
Конструкция рамных опор 290
Многоярусные рамные опоры 291
§ 64. Ряжевые опоры 292
§ 65. Ледорезы 300
Простейшие ледорезы 301
Плоские ледорезы 302
Широкие ледорезы 308
Ряжевые ледорезы. 312

Глава XIII. Особенности устройства искусственных сооружений в условиях вечной мерзлоты

§ 66. Свойства грунтов в районах вечной мерзлоты 314
Воздействие вечной мерзлоты и активного слоя на деревянные искусственные сооружения 316
§ 67. Меры, предохраняющие сооружения от деформации в условиях вечной мерзлоты 319
Особенности постройки мостов и труб в вечной мерзлоте 325

Глава XIV. Наплавные мосты и переправы

§ 68. Плотовые мосты 326
Расчет плотовых мостов 329
§ 69. Понтонные мосты 332

НТБ ДНУЗТ

§ 70. Плашкоутные мосты 333
§ 71. Конструкция плашкоутных мостов 335
§ 72. Расчет плашкоутных мостов 337
Расчет плашкоутов 337
Расчет цепи плашкоутов 339
Погружение плашкоута при эксцентричном действии усилия 341
Плашкоутные мосты с неразрезными пролетными строениями 342
§ 73. Паромные переправы 345
§ 74. Ледяные переправы 348

Глава XV. Производство работ по постройке деревянных мостов

§ 75. Составление плана работ 350
§ 76. Лесной материал, его заготовка и приемка 352
Хранение лесоматериала 355
§ 77. Устройство вспомогательных зданий и сооружений 357
§ 78. Разбивка моста 358
§ 79. Устройство подмостей, постройка опор, изготовление и сборка пролетных строений 360
Обработка лесоматериала 366
Сопряжение моста с берегами 370
§ 80. Изготовление и сборка сквозных ферм 370
Сборка досчатых ферм 373
§ 81. Освидетельствование и испытание деревянных мостов 374
§ 82. Защита деревянных мостов и труб от загнивания 375
Физические меры борьбы с загниванием 376
Химические меры борьбы с загниванием 379
§ 83. Предохранение деревянных мостов от пожаров 381

Глава XVI. Эксплоатация деревянных мостов

§ 84. Содержание искусственных сооружений 382
Надзор за искусственными сооружениями 382
Постоянный надзор 382
Периодический (текущий) надзор 383
§ 85. Дефекты и повреждения мостов и их обнаружение 383
Выявление дефектов и повреждений мостов 386
§ 86. Пропуск ледохода и высокой воды через искусственные сооружения 388
Подготовительные работы 388
Пропуск ледохода 391
Пропуск высокой воды 392
§ 87. Ремонт искусственных сооружений 392

Глава XVII. Деревянные мосты на службе обороны

§ 88. Требования, предъявляемые к мостам в условиях военного времени 396
§ 89. Нагрузки, габариты и допускаемые напряжения для военных мостов 397
§ 90. Легкие военно-полевые мосты 397
Деревянные мосты на козлах и простейших опорах 397
Колейные мосты для пропуска автомобилей и танков 401
Приспособления для быстрой наводки мостов 404
§ 91. Понтонные мосты 405
§ 92. Деревянные мосты простых типов для тылового обслуживания транспорта 407
§ 93. Усиление мостов для пропуска тяжелой военной нагрузки 409
§ 94. Защита мостов от нападения 411
§ 95. Временное восстановление мостов, разрушенных во время военных действий 412
§ 96. Общие сведения о капитальном восстановлении мостов, разрушенных во время военных действий 413
§ 97. Уничтожение и разрушение мостов 414
ПРИЛОЖЕНИЕ 417

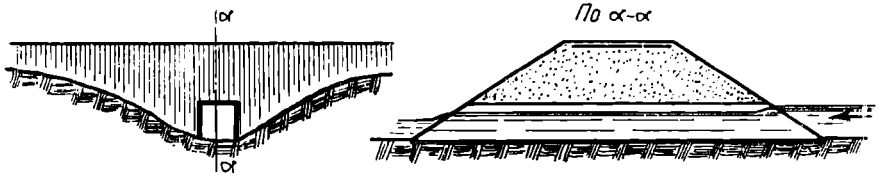
НГВ ДИУЗТ

ГЛАВА I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МОСТАХ

1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Дорога на своем пути встречает различные препятствия в виде ручьев, рек, оврагов, суходолов и др. Для перевода дороги через такие препятствия и сохранения непрерывности пути устраивают специальные искусственные сооружения: мосты или трубы.

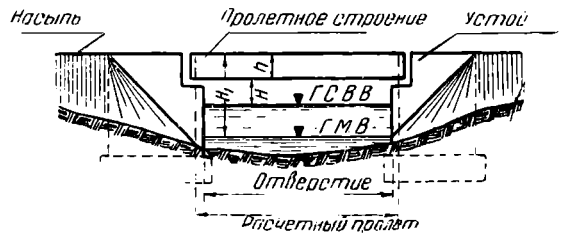


Фиг. 1. Схема трубы.

В случае, если препятствием является гора, то дорога может быть проведена путем устройства тоннеля.

Трубы являются простейшими искусственными сооружениями, устраиваемыми в тех местах, где под полотном дороги необходимо пропустить незначительное количество воды. Отличительной особенностью трубы является засыпка ее насыпью (фиг. 1).

В тех случаях, когда количество притекающей воды значительно, прибегают к устройству моста (фиг. 2 и 3).



Фиг. 2. Схема однопролетного моста.

Всякий мост состоит из пролетного строения, поддерживающего уздовое полотно, и опор, передающих опорные давления пролетных строений на грунт.

Если опор у моста только две, по концам моста, то мост называют однопролетным (фиг. 2); при наличии же промежуточных опор — многопролетным (фиг. 3).

Крайние опоры, расположенные в местах сопряжения моста с насыпями, называют устоями, промежуточные опоры — быками.

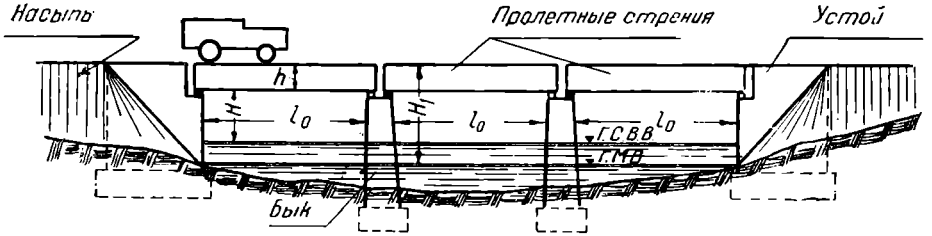
Расстояние между внутренними гранями устоев, предназначенное для пропуска воды, в однопролетном мосту называют отвер-

НТБ ДГУЗТ

с т и е м моста в свету; в многопролетных мостах отверстием называется сумма оставленных для пропуска воды расстояний в свету между отдельными опорами (Σl_0).

Расстояние между центрами опорных точек пролетного строения называют р а с ч е т н ы м п р о л е т о м (фиг. 2).

Расстояние от поверхности проезда на мосту до поверхности нижележащей дороги или до горизонта меженних вод (г. м. в.) реки на-

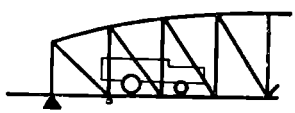


Фиг. 3. Схема многопролетного моста с ездой по верху.

зывают в ы с о т о й м о с т а — H_1. Расстояние H от н и з а пролетных строений до горизонта самых высоких вод (г. с. в. в.) реки или расчетного судоходного горизонта определяется безопасностью пропуска высокой воды или же требованиями судоходного габарита для данной реки.

Расстояние h от поверхности проезда на мосту до самых нижних частей пролетного строения называют с т р о и т е л ь н о й в ы с о т о й моста.

Отверстие моста, величина пролетов (в свету и расчетных), высота моста, а также и ширина проезда на мосту — являются основными (генеральными) размерами моста и обусловливают все особенности его устройства.



Фиг. 4. Схема пролетного строения с ездой по низу.

В зависимости от расположения уровня проезда на мосту различают:

а) м о с т ы с е з д о й п о в е р х у — когда проезжая часть расположена по верху пролетных строений (фиг. 2 и 3);

б) м о с т ы с е з д о й п о н и з у — в которых проезжая часть расположена вдоль низа пролетных строений (фиг. 4).

Кроме того бывают также мосты, в которых проезжая часть располагается в пределах высоты пролетных строений.

По материалу, из которого выполнены пролетные строения, мосты могут быть разделены на: 1) деревянные, 2) каменные и бетонные, 3) железобетонные, 4) металлические.

В зависимости от рода обращающейся по мосту нагрузки различают: 1) мосты под авто-гужевую дорогу, 2) мосты под железную дорогу, 3) пешеходные мосты, 4) мосты для пропуска трубопроводов (акведуки) или каналов (мосты-каналы), 5) мосты совмещенного назначения.

РТБ ДПУЗТ

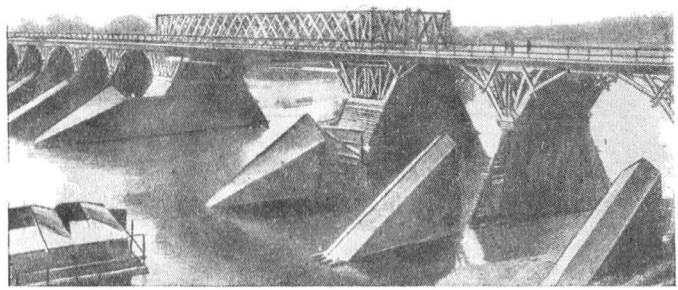
В зависимости от своего назначения и конструктивных особенностей мосты могут быть разделены на следующие основные типы:

1) мосты обычного типа (высокого уровня),
2) разводные мосты,
3) трансбордеры или мостовые паромы,
4) наплавные мосты.

Кроме того мосты могут быть разделены на:

1) собственно мосты,
2) путепроводы,
3) виадуки,
4) эстакады.

Мостами обычного типа или мостами высокого уровня называют мосты, переводящие дорогу через реку настолько возвышен-



Фиг. Мост обычного типа (высокого уровня).

но, чтобы не препятствовать имеющемуся на реке судоходству или сплаву (фиг. 3 и 5). Поэтому характерной особенностью мостов обычного типа является возвышение низа пролетных строений над горизонтом самых высоких вод на величину H (фиг. 3), равную или большую величины судоходного габарита для данной реки. В случае отсутствия на реке судоходства или сплава леса величина H определяется безопасностью пропуска под мостом высоких вод (обычно $H \geqslant 0{,}25—0{,}5$ *м*).

Разводными мостами называют мосты пониженного типа, в которых низ пролетных строений опущен настолько близко к воде, что препятствует пропуску судоходства. В этом случае для пропуска судов приходится устраивать разводной пролет (фиг. 6). Обычно к разводным мостам приходится прибегать в тех случаях, когда на реке имеется судоходство, отметки же дороги не могут быть подняты настолько, чтобы обеспечить пропуск судов под мостом. Недостатком разводных мостов является сложность и высокая стоимость конструкции, а также неизбежность перерывов в движении как по мосту — при разведенном пролете, так и по реке — при закрытии разводного пролета.

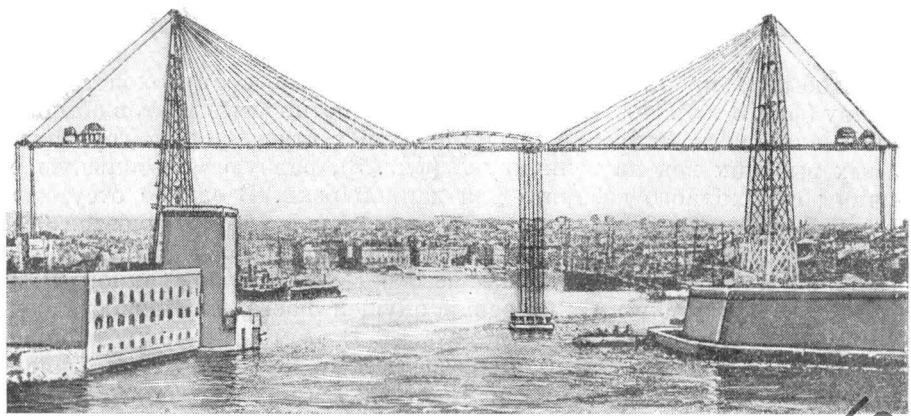
НТБ ДПУЗТ

Трансбордеры или мостовые паромы устраиваются при необходимости пересечения широкого водного пространства дорогой со слабым движением. Трансбордер состоит из легкой кон-



Фиг. 6. Разводной мост.

струкции, перекрывающей водное препятствие и поддерживающей движущуюся между берегами подвесную платформу, служащую для пере-



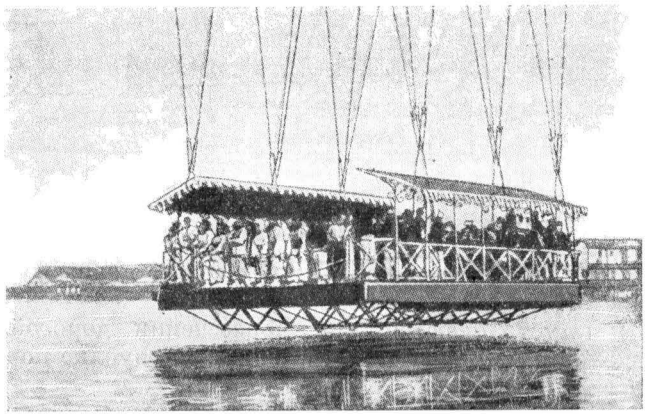
Фиг. 7. Трансбордер.

возки грузов (фиг. 7 и 8). Трансбордеры обычно выполняются из металла.

Наплавные мосты (фиг. 9) представляют собой мосты на плавучих опорах из плотов, барж, понтонов и пр. Наплавные мо-

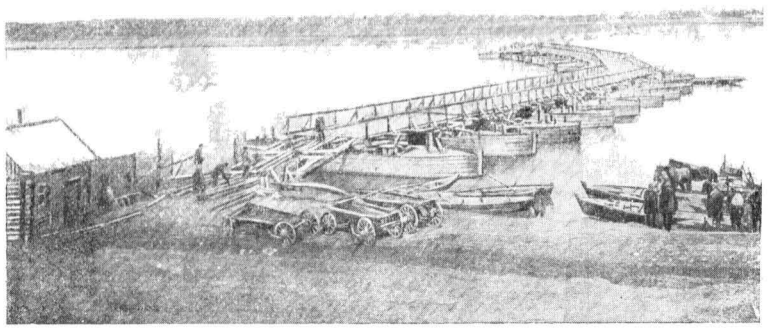
НТБ ДГУЗТ

сты применяют при пересечении широких и многоводных рек в тех случаях, когда устройство моста на постоянных опорах слишком дорого и не оправдывается предполагаемым грузооборотом по мосту.



Фиг. 8. Подвесная платформа трансбордера.

А к в е д у к и — это сооружения, служащие для перевода трубопровода (водо-, нефте- или газопровода) через какое-либо препятствие: реку, овраг, лощину и др. На фиг. 10 представлена конструкция деревянного акведука.

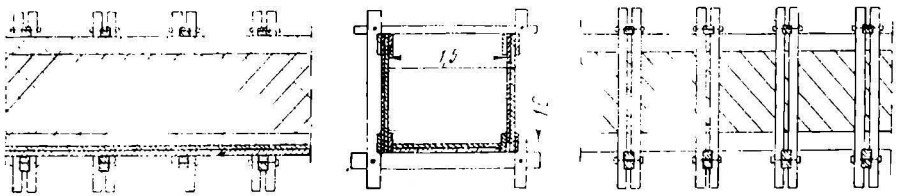


Фиг. 9. Наплавной мост.

М о с т ы - к а н а л ы устраиваются при пересечении судоходным каналом реки или иного препятствия. В этом случае устраивается мост с наполненной водой корытообразной конструкцией, служащей для перевода канала. Мосты-каналы представляют собою весьма тяжелые сооружения, выполняемые из камня или железобетона и реже из металла.

НТБ ДНУЗТ

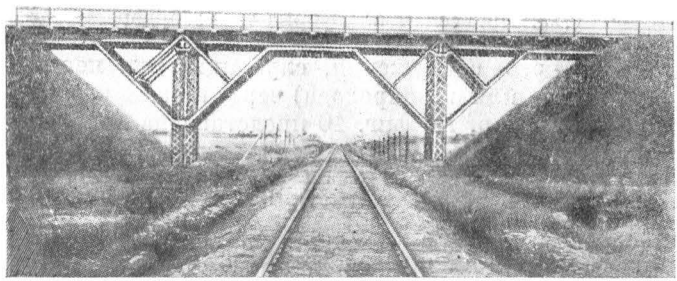
Путепроводами называют мосты, предназначенные для перевода одной дороги над другой (пересечение в разных уровнях). На автодорогах к устройству путепроводов обычно приходится при-



Фиг. 10. Конструкция деревянного акведука.

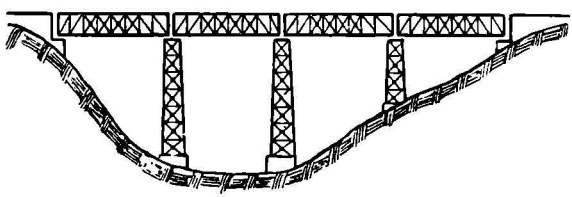
бегать при пересечении железнодорожных путей дорогой с интенсивным движением (фиг. 11).

Виадуки устраиваются при пересечении дорогой глубоких лощин, суходолов и др. (фиг. 12). При большой глубине пересекаемого



Фиг. 11. Путепровод через железнодорожный путь.

препятствия устройство высокой насыпи может потребовать настолько больших и дорого стоящих земляных работ, что дешевле окажется построить мостовое сооружение — виадук. Обычно применение виадука становится выгоднее насыпи при глубине пересекаемого препятствия более 25—30 *м*.



Фиг. 12. Схема деревянного виадука.

Эстакадой называют мостовую конструкцию, служащую для ведения дороги на некоторой высоте над поверхностью земли с тем, чтобы нижележащее пространство могло быть использовано для поперечного проезда, расположения каких-либо устройств, пропуска воды и т. п. Эстакады наиболее часто встречаются в промышленном транспорте (фиг. 13), а также при пересечении широких речных пойм.

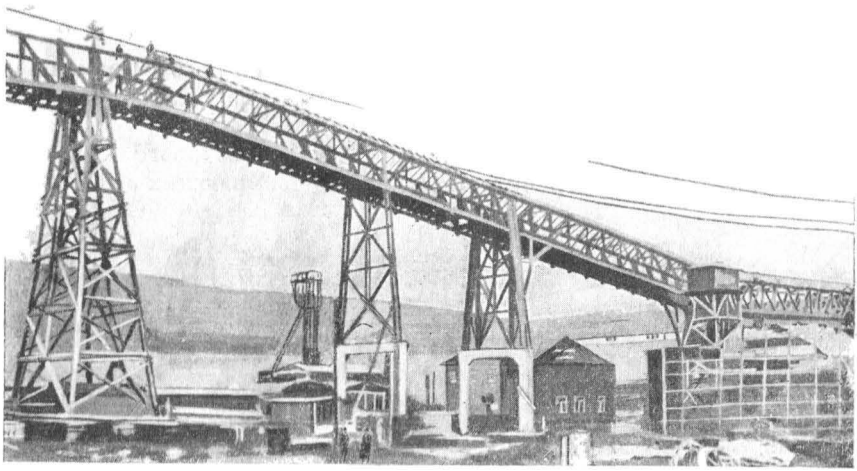
ДГТУ ЗТ

Основные системы мостов

Различные системы мостов, применяемые для перекрытия пролетов между опорами, могут быть разделены на следующие три основные вида:

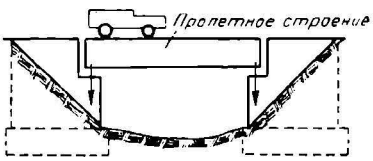
1) балочная система,
2) арочная система,
3) висячая система.

В мостах балочной системы (фиг. 14) пространство между опорами перекрывается жесткой балкой сплошного или сквозного (ферма) сечения. Балочное пролетное строение работает под действием вертикальной нагрузки на изгиб и передает опорам вертикальные опорные давления.

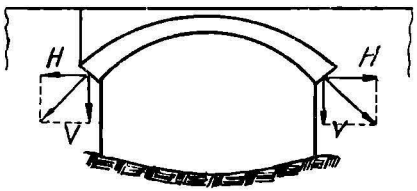


Фиг. 13. Деревянная промышленная эстакада.

В арочных мостах пространство между опорами перекрывается изогнутым брусом — аркой, упирающейся своими пятами в опоры. В арочном мосту реакции, вызываемые действием вертикальной нагрузки, оказывают на опоры наклонное действие, которое может быть разложено на вертикальные V и горизонтальные H составляющие (фиг. 15). Горизонтальные составляющие H опорных реакций арки называют распором. Арка под действием вертикальной нагрузки работает на неравномерное сжатие.



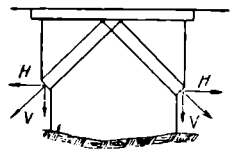
Фиг. 14. Схема балочного моста.



Фиг. 15. Схема арочного моста.

НТБ ДПИЗТ

Как частный случай распорного моста может рассматриваться п о д к о с н а я система, составленная из балки, подпертой подкосами (фиг. 16). Подкосные системы различных типов широко применяются в деревянных мостах.



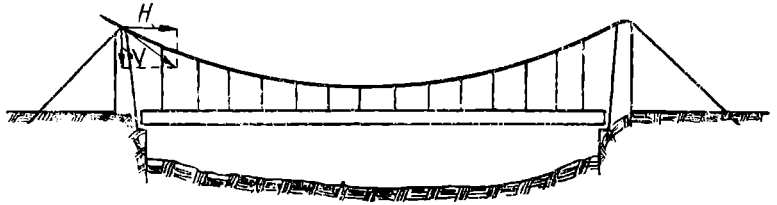
Фиг. 16. Схема подкосного моста.

В и с я ч и х м о с т а х пространство между опорами перекрывается канатами (кабелем) или цепями, работающими на растяжение и передающими на опоры, кроме вертикального давления, также и горизонтальный распор, направленный внутрь моста (фиг. 17).

Основные элементы пролетных строений мостов

Конструкция, служащая для передачи давлений от проходящих по мосту грузов главным несущим элементам пролетного строения, называется п р о е з ж е й ч а с т ь ю.

П р о е з ж а я ч а с т ь состоит поэтому из ездового полотна и системы продольных поперечных балок, поддерживающих это полотно.



Фиг. 17. Схема висячего моста.

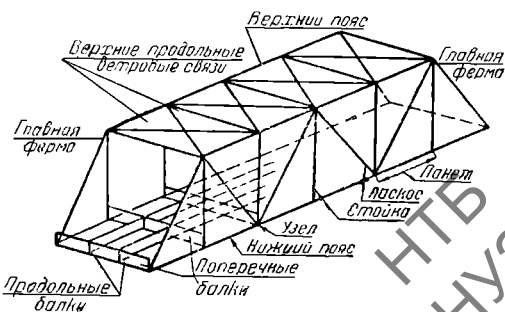
По сторонам ездового полотна устраивают т р о т у а р ы, предназначенные для прохода пешеходов.

Основные несущие элементы пролетного строения, перекрывающие пролет и поддерживающие проезжую часть, называют г л а в н ы м и ф е р м а м и. Главные фермы могут быть балочного, арочного. висячего или другого типа. Главные фермы располагаются вдоль моста и передают свои давления опорам.

На фиг. 18 приведена схема пролетного строения с ездой по низу, имеющего две главные фермы решетчатой системы.

Верхний и нижний элементы, проходящие на всю длину ферм, называют поясами (верхний и нижний пояс). Решетка ферм составляется из раскосов и стоек.

Так как кроме вертикальной нагрузки на пролетное строение могут также действовать горизонтальная ветровая нагрузка, а также горизонтальные толчки и усилия, вызванные проходом по



Фиг. 18. Схема пролетного строения моста.

НТБ ДНУЗТ

мосту временной нагрузки, то для поперечной устойчивости главные фермы пролетных строений соединяются связями, которые обычно принято называть ветровыми.

Ветровые связи бывают горизонтальные или продольные и вертикальные или поперечные. Продольные связи обычно располагаются вдоль поясов главных ферм. Поперечные связи устраивают в вертикальных плоскостях между главными фермами пролетного строения.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МОСТУ

Всякий мост, являющийся ответственным дорожным сооружением, должен удовлетворять ряду требований эксплоатационного, технического, экономического и эстетического характера.

1. Эксплоатационные требования заключаются в том, что движение по мосту должно быть удобным и безопасным. Для этого проезжая часть моста должна иметь достаточную ширину проезда и тротуаров, чтобы не вызывать задержек движения. Полотно проезжей части должно быть выполнено из удобного для движения материала, дающего возможность быстрого и удобного ремонта. Должен быть обеспечен отвод дождевой воды с поверхности полотна.

Все сооружение должно иметь конструкцию, обеспечивающую необходимый срок службы и дающую возможность удобного осмотра и ремонта отдельных элементов.

2. Технические требования сводятся к необходимости обеспечения прочности, устойчивости и жесткости всего сооружения в целом и отдельных его элементов.

Прочность элементов сооружения выражается условием, при котором напряжения во всех элементах, сопряжениях и соединениях сооружения не превосходят определенных допускаемых пределов.

Проверка прочности сооружения заключается в определении усилий в его элементах от действия наиболее опасных загрузок и дальнейшем подсчете наибольших напряжений в различных частях конструкции.

Методы, применяемые для расчета мостов, имеют различную степень точности, в зависимости от схемы рассчитываемой системы и принимаемых при расчете исходных предпосылок.

Наиболее совершенными являются те методы расчета, которые дают результаты, наиболее близкие к действительным условиям работы сооружения.

Устойчивостью сооружения называют способность его сохранять свою первоначальную форму и положение при действии внешних нагрузок.

Пролетное строение в целом должно быть устойчиво против опрокидывания при действии ветра; сжатые элементы должны быть устойчивыми на продольный изгиб и т. д.

Устойчивость пролетных строений и опор моста в целом, а также отдельных их элементов проверяется обычными методами статики сооружений. Запасы устойчивости и конструктивные требования продия-

НТБ ДИИЗТ

вляемые при расчетах на устойчивость, определяются рядом норм и условий, выработанных практикой мостостроения.

Жесткость сооружения определяется условием, чтобы деформации его под действием нагрузок не превосходили известных пределов. Значительные деформации (недостаточная жесткость) могут вызвать расстройство соединений в конструкции, увеличение усилий под нагрузкой и др.

Так например, если мост или отдельные его элементы недостаточно жестки, при проходе по мосту подвижной нагрузки могут возникнуть значительные вибрации, ослабляющие и расстраивающие соединения элементов. Большие прогибы пролетного строения могут привести к вредным для конструкции провесам.

Необходимая жесткость пролетных строений, опор и отдельных их элементов определяется выработанными практикой мостостроения условиями и нормами.

3. Экономические требования заключаются в обеспечении наименьшей стоимости сооружения, слагающейся из стоимости постройки и капитализированной стоимости содержания и ремонта.

Обозначим стоимость постройки моста через K.

Стоимость ежегодного ремонта в процентах от капитала K обозначим через $p^0/_0$. Далее предположим, что через t лет мост придется заменить новым, причем стоимость нового моста будет:

$$K_1 = \beta K,$$

старый же мост тоже сохранит некоторую ценность $K_2 = \alpha K$.

Тогда полная капитализированная стоимость моста, содержащая затраты на постройку, капитал, годовые проценты с которого покрывают издержки по содержанию и ремонту моста, и капитал, который по истечении t лет даст процентное накопление (по сложным процентам), достаточное для возможности постройки нового моста, т. е. сумму $K_1 - K_2$, может быть определена по формуле:

$$K + \frac{p}{100} K \frac{100}{\gamma} + \frac{K(\beta - \alpha)}{\left(1 + \frac{\gamma}{100}\right)^t - 1} = K\left[1 + \frac{p}{\gamma} + \frac{\beta - \alpha}{\left(1 + \frac{\gamma}{100}\right)^t - 1}\right],$$

где γ — годовой процент роста капитала.

Стоимость постройки моста K исчисляется по смете.

Значения величин p, β, α и t определяются на основании существующего практического опыта постройки, ремонта и содержания мостов. Процент ежегодных затрат на содержание и ремонт деревянных мостов p составляет $2—3^0/_0$, для металлических мостов около $1^0/_0$, для каменных и железобетонных около $0{,}5^0/_0$.

Стоимость постройки в будущем нового моста может быть оценена только ориентировочно; обычно принимают $\beta = 1$.

Коэфициент использования ценности старого моста α для деревянных мостов обычно принимается $\alpha = 0$ или не более $\alpha = 0{,}1—0{,}15$; для металлических мостов $\alpha = 0{,}3—0{,}5$.

Срок службы t для деревянных мостов принимается 10—15 лет; при обеспечении защитных мер против загнивания срок службы деревянных мостов достигает 25—30 лет и более.

НТБ ДНУЗТ

Срок службы металлических мостов составляет 50—70 лет, каменных и железобетонных — не менее 80—100 лет.

При проектировании моста необходимо стремиться к максимальному снижению стоимости постройки за счет уменьшения количества потребных материалов, упрощения конструкции, рациональной организации и механизации производства работ и др.

Выведенная выше формула конечно далеко не полно отражает весь комплекс экономических требований, предъявляемых к сооружению.

Здесь необходимо учитывать общие народнохозяйственные условия, конкретные условия сооружения данного объекта и др.

При выборе материала моста, его системы и конструкции необходимо также стремиться к возможно более экономному пользованию дефицитными материалами.

4. Эстетические требования заключаются в придании красивого внешнего вида мосту как при наблюдении со стороны, так и при проезде по нему.

Наиболее серьезные эстетические требования предъявляют к мостам, расположенным в городах или вблизи населенных центров.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА II

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕРЕВЯННЫХ МОСТАХ

§ 3. МАТЕРИАЛ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Основным материалом для постройки деревянных мостов является дерево, применяемое как для изготовления пролетных строений, так в большинстве случаев и для устройства опор моста.

Дерево является хорошим и широко распространенным строительным материалом. Благодаря малому удельному весу, легкости обработки, простоте устройства сопряжений отдельных частей и возможности изготовления конструкций без сложного оборудования инструментов и пр. при минимальной потребности в квалифицированной рабочей силе — дерево является чрезвычайно подходящим материалом для постройки мостов.

Являясь местным строительным материалом, позволяющим произвести быстро заготовку и обработку, дерево обеспечивает обычно наиболее экономичное решение и позволяет осуществить постройку моста в наиболее краткий срок.

Кроме лесоматериала для постройки деревянных мостов требуется также и металл. Металл необходим для мелких скреплений и частей, для устройства сопряжений деревянных элементов, укрепления и связи различных частей конструкции и др.

Постройка деревянных мостов может производиться в любое время года за исключением периода весеннего половодья и ледохода.

К недостаткам деревянных мостов необходимо в первую очередь отнести опасность загнивания.

При устройстве защиты конструкции моста от действия влаги и хорошем надзоре за его состоянием во время эксплоатации, деревянные мосты могут служить весьма долго, до 40—50 лет и даже более.

Однако, при применении недостаточно хорошего леса (сырого или имеющего пороки), а также при неудовлетворительном содержании, деревянные мосты могут быстро притти в негодность вследствие загнивания дерева и разрушения сопряжений. В среднем можно считать срок службы деревянных мостов, при правильной постройке и надлежащей эксплоатации, равным не менее 15—20 лет.

Опасность возгорания дерева, вполне реальная в железнодорожных мостах от искр паровозов, не имеет такого значения в автодорожных мостах.

Для предохранения дерева от загнивания в деревянных мостах принимается ряд мер, подробно описанных ниже в § 82.

В прежние годы дерево применялось преимущественно для мостов с небольшими пролетами, редко превышавшими 20—30 *м*. Ограниче-

НТБ ТИУЗТ

ние применения дерева лишь мостами малых пролетов вызывалось тем, что, благодаря относительно небольшой прочности лесоматериала и сложности устройства сопряжений деревянных элементов при больших действующих усилиях, конструкция ферм больших пролетов получалась весьма сложной и громоздкой.

В настоящее время, благодаря значительному прогрессу в области постройки деревянных конструкций и наличию новейших способов сопряжений деревянных элементов, техника деревянного мостостроения значительно продвинулась вперед.

Поэтому в настоящее время дерево, при условии принятия мер, предотвращающих опасность загнивания и пожара, может рассматриваться как материал, вполне пригодный для перекрытия также и больших пролетов, достигающих 50—70 *м*.

Лесной материал

Для постройки мостов может применяться как хвойный, так и лиственный лес. Как строительный материал предпочтительнее хвойный лес, обладающий более прямыми и ровными стволами, менее суковатый, а также имеющий более мягкую и упругую древесину. Из хвойных пород наиболее часто для постройки мостов употребляются: сосна, ель, лиственница и пихта.

Из лиственных пород: дуб, бук, граб, ясень и др.

Из хвойных пород наиболее широко для постройки мостов применяется сосна.

Сосна широко распространена по СССР, обладает прямым и ровным стволом, хорошими механическими свойствами древесины и устойчивостью против загнивания. Предпочтительно применять для мостов сосну в возрасте 80—150 лет, растущую на песчаной почве в возвышенных местах и обладающую плотной древесиной.

Ель и пихта обладают менее прочной и стойкой древесиной сравнительно с сосной и легче подвергаются загниванию. Особенно быстро загнивание возникает в условиях переменной влажности дерева. Поэтому для постройки мостов ель и пихта могут применяться только при условии весьма хорошего качества дерева.

Лиственница обладает древесиной, весьма сходной по качеству с сосной, но более плотной и смолистой. Поэтому древесина лиственницы крепче и более стойка, чем сосны, но труднее обрабатывается. Лиственница является прекрасным материалом для мостов, хорошо сопротивляющимся гниению даже в условиях переменной влажности. Древесина лиственницы подвержена сильному растрескиванию, а потому требует медленного и тщательного просушивания.

Из лиственных пород наибольшее применение в мостостроении имеет дуб.

Дуб обладает весьма прочной, плотной и стойкой древесиной. Вследствие ценности он применяется исключительно для мелких ответственных частей мостов, воспринимающих большие сосредоточенные усилия (например подушки, нагели, шпонки и т. п.).

В условиях переменной влажности стойкость дуба выше сосны и даже лиственницы.

ГПБ ДНУЗТ

Б у к и г р а б обладают крепкой древесиной, но весьма нестойки против загнивания, особенно в условиях переменной влажности; при усыхании сильно коробятся и растрескиваются. Древесина бука значительно повышает стойкость при условии консервирования.

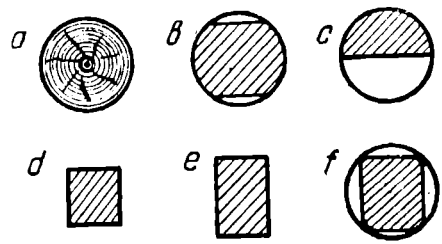
Я с е н ь обладает древесиной, по крепости мало уступающей дубу, но менее стойкой, особенно в условиях переменной влажности.

Основные качества, которым должен удовлетворять лесоматериал, применяемый для мостов, описаны далее, в главе о постройке деревянных мостов.

Сортамент лесного материала

Для постройки деревянных мостов применяется как круглый, так и пиленый лес различных сечений.

Б р е в н а м и называют круглый лес, очищенный от сучьев и коры, имеющий естественную толщину первоначального ствола дерева (фиг. 19,*а*). Так как ствол деревьев постепенно утончается кверху, то и бревна имеют коничность или так называемый «сбег» к вершине. В хвойных породах сбег обычно составляет 6—9 *мм* на 1 *пог. м* бревна.



Фиг. 19. Сортамент лесоматериала.

Более толстый, нижний конец бревна называют «комлем», более тонкий, верхний конец — «отрубом».

Бревнами называют круглый лес, имеющий диаметр в верхнем отрубе не менее 16 *см*.

Бревна, отесанные на два канта (фиг. 19, *b*), носят название лежней.

Распиливая бревно вдоль по оси на две половины, получаем так называемый р а с п и л или п л а с т и н ы (фиг. 19, *c*).

Т о н к и м к р у г л я к о м называют круглый лес диаметром от 2 до 15 *см*. При этом кругляк толщиной 2—7 *см* называют жердями; толщиной же 8—15 *см* — накатником или накатом.

П и л е н ы й л е с получается при продольной распиловке бревен на части прямоугольного сечения и разделяется на д о с к и (при отношении ширины к толщине более двух) и б р у с ь я и б р у с к и (при отношении ширины к толщине менее или равном двум).

Б р у с ь я в поперечном сечении имеют прямоугольную или квадратную форму (фиг. 19, *d* и *e*) и получаются путем продольной распиловки или отески бревен. Брусья могут иметь чистые или нечистые кромки (обливины) — фиг. 19, *f*.

Б р у с к и получаются от распиловки досок и отличаются от брусьев меньшими размерами сечения (меньше 5 *см*).

Р е й к и и л и п л а н к и получаются путем продольной распиловки досок и имеют толщину 2,5—5 *см*, при ширине 5—10 *см*.

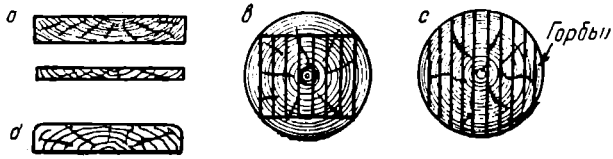
Д о с к и в поперечном сечении представляют прямоугольник с отношением сторон большим двух (фиг. 20, *a*). Доски получаются рас-

МИТБ ДИУЗТ

пиловкой брусьев или бревен и в зависимости от этого называются чистыми или получистыми.

Ч и с т ы е или о б р е з н ы е доски имеют все прямые углы и получаются распиловкой бруса (фиг. 20, *b*).

П о л у ч и с т ы е доски получаются путем распиловки бревен и вовсе не имеют прямых углов (фиг. 20, *c*). Крайние доски, имеющие одну криволинейную сторону, называют г о р б ы л я м и. Различают также еще полуобрезные доски, у которых два угла прямые, два других же с обливинами (фиг. 20, *d*).



Фиг. 20. Сортамент досок.

Металлические элементы и скрепления

Металл в деревянных мостах применяется преимущественно для различного рода скреплений (болтов, хомутов, гвоздей и пр.) и реже для основных элементов пролетных строений (например тяжи фермы Гау). В качестве металла, применяемого в мостах, употребляется литая сталь, которая должна удовлетворять общим требованиям, предъявляемым к этому материалу в инженерных сооружениях.

Для ответственных металлических частей деревянных мостов (тяжей и накладок ферм Гау, стяжек шпренгельных балок и т. п.) сталь должна быть марки Ст-2 (по ОСТ) с временным сопротивлением разрыву 35—42 *кг/мм*^{2} и удлинением 26% или Ст-3 с временным сопротивлением разрыву 37—44 *кг/мм*^{2} и удлинением 22%. Сталь, применяемая для металлических элементов деревянных ферм, должна быть тщательно очищена от ржавчины стальными щетками и затем покрыта олифой.

Наиболее часто в деревянных мостах применяются следующие металлические скрепления.

Б о л т ы. Болт состоит из стержня с нарезкой на одном конце и головкой на другом, гайки и шайбы (фиг. 21). Стержень болта имеет круглое сечение с острой нарезкой и четырехгранной или шестигранной гайкой. Чтобы при натяжении болта гайка не вминалась в дерево, под нее необходимо подкладывать металлическую (круглую или прямоугольную) шайбу. Под головки толстых болтов также следует подкладывать шайбы. В деревянных мостах обычно применяются болты диаметром от 1,6 до 2,5 *см*.



Фиг. 21. Болт с гайкой и шайбой.

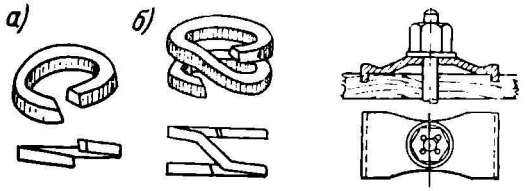
Вследствие усушки дерева и сотрясений от действия временной нагрузки возможно ослабление гаек болтов. Поэтому их приходится периодически (раза два в год) подтягивать.

Иногда для предупреждения ослабления болтов между гайкой и шайбой прокладывают пружинящие кольца или прокладки (фиг. 22). При сборке деревянной конструкции болты натягиваются настолько,

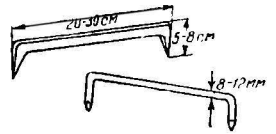
НТБ ДГУЗТ

чтобы кольца были полностью сжаты; тогда при усушке дерева кольцо расправляется, и натяжение болта сохраняется.

Скобы представляют собой куски круглого или полосового железа с отогнутыми и заостренными концами (фиг. 23). Длина скоб



Фиг. 22. Пружинящие кольца.



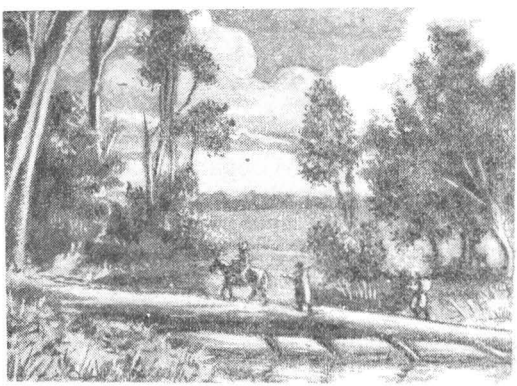
Фиг. 23. Металлические скобы.

обычно делается 20—30 *см*, отогнутых концов 5—8 *см*, толщина 8—12 *мм*. Концы скоб иногда делают заершенными. Скобы обычно применяются как дополнительные скрепления в сопряжениях мостов простейших типов.

Гвозди для соединения элементов деревянных мостов применяют проволочные или кузнечные. В мостах простейших типов, а также для второстепенных элементов пролетных строений применяют кованые кузнечные гвозди. Для улучшения связи с деревом гвозди часто делают заершенными.

Проволочные гвозди применяют для сопряжений элементов досчатых ферм новейших систем (см. далее).

Кроме перечисленных выше типов металлических скреплений в деревянных мостах применяется целый ряд более сложных металлических деталей (накладок, кольцевых вкладышей, хомутных соединений и др.), подробно описанных в дальнейшем, в связи с соответствующими системами пролетных строений мостов.



Фиг. 24. Простейший балочный мост из ствола дерева.

§ 4. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК РАЗВИТИЯ ДЕРЕВЯННОГО МОСТОСТРОЕНИЯ

Человек издавна пользовался для перехода через различные препятствия (реки, пропасти и др.) мостами примитивных типов. Ствол дерева, перекинутый с берега на берег (фиг. 24), служивший для перехода через небольшие препятствия, являлся простейшим типом балочного моста. Сплетенный из ветвей деревьев висячий переход через более широкое препятствие (фиг. 25) являлся примитивным типом висячего моста.

РТБ ДИЗЗТ

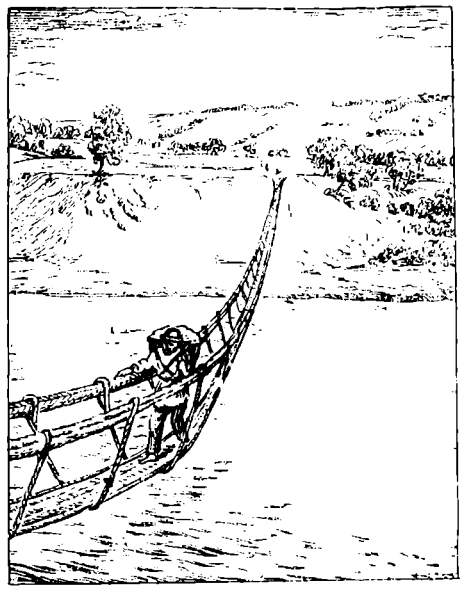
Такого рода примитивные мосты можно и до сего времени встретить в глухих углах земного шара, в местах еще мало затронутых культурой.

Однако, и более совершенные по своему устройству мосты начали применяться еще в глубокой древности.

В документах древней истории встречаются весьма частые упоминания о мостах, доказывающие, что мостостроение было развито в древнем Риме, Греции и других странах Европы.

О древних мостах, построенных более 2 000 лет назад, до нас дошли лишь скудные сведения.

Одним из древнейших мостов являлся мост через р. Ефрат в Вавилоне, соединявший две половины города. По описаниям древних историков, мост имел в длину более 1 000 футов (305 *м*), в ширину 20 футов (6,1 *м*), расстояние между опорами около 12 футов (3,7 *м*). Мост был построен из отесанных кипарисовых и кедровых балок, покрытых настилом из пальмовых брусьев. Опоры моста были каменные. На ночь два или три пролета моста разбирались.

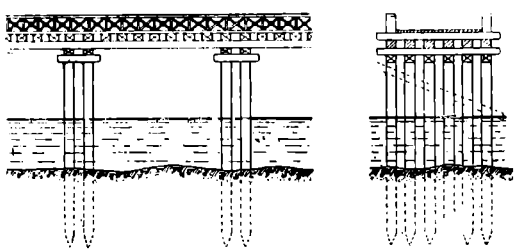


Фиг. 25. Примитивный висячий мост.

Для постройки опор моста русло реки было отведено в сторону.

Время постройки моста относят к периоду 625—1 200 гг. до начала нашей эры.

Так как следов этого моста не осталось, то время и место его сооружения не могут быть точно установлены.



Фиг. 26. Мост через р. Тибр в Риме (630 г. до нашей эры).

Наиболее искусными древними мостостроителями были римляне, строившие свои военные дороги и переправы с большим умением.

Первый построенный в Риме мост, о котором до нас дошли сведения, это мост через р. Тибр в Риме, у подножья горы Авентин (фиг. 26).

Построенный в период между 614—638 гг. до начала нашей эры, мост этот характерен полным отсутствием железных скреплений; опоры моста были свайные, отчего мост получил название «Pont sublicius» (sublica — свая). Сваи соединялись насадками, на которых укладывались по две поперечные

НТБ ДИИЗТ

балки, поддерживавшие 6 прогонов. На последних лежали поперечины, поверх которых был уложен деревянный настил.

Конструкция этого моста имеет много общего с современными мостами, и повидимому мосты этого типа имели распространение в древнем Риме.

Устройство мостов через большие и многоводные реки в глубокой древности, когда человек не имел в своем распоряжении достаточно развитой техники, представляло огромные трудности. Наибольшие препятствия представляла постройка опор, так как способы производства кладки ниже уровня воды хотя и были известны еще в древности, но требовали преодоления чрезвычайных трудностей. Для сооружения опор часто отводили реки в новое искусственно вырытое русло. Римляне пользовались для постройки мостовых опор непроницаемыми понтонными ящиками, погружавшимися на дно.

Однако, на многоводных реках, особенно при быстром течении, постройка мостовых опор оказывалась невозможной, и единственным средством для переправы являлись плоты, лодки и корабли, служившие также опорами для пловучих мостов. Достоверные исторические данные свидетельствуют о том, что сооружение мостов на пловучих опорах через большие реки было распространено в глубокой древности. Так например, персидские летописи указывают, что царь Кир (538 г. до начала нашей эры) строил понтонные мосты на наполненных воздухом мешках из толстой кожи.

Дарий при походе против скифов перевел в 513 г. до начала нашей эры по понтонным мостам семисоттысячное войско через Босфор и Дунай.

В 481 г. до начала нашей эры персидский царь Ксеркс построил переправу через Геллеспонт в Херсонесе, длиной около 1 *км*, устроенную на лодках, связанных льняными канатами и укрепленных якорями.

При отступлении из Персии в 400 г. до нашей эры греки перешли через р. Тигр по пловучему мосту, устроенному на судах.

Александр Македонский при своих походах пользовался для переправы через реки разборными лодками, из которых устраивались мосты.

Древнеримские источники указывают, что римляне пользовались для своих переправ пловучими мостами на бочках. Устройство пловучих мостов было известно в древние времена и китайцам, строившим мосты на лодках, связанных железными цепями.

Древнее мостостроение достигло наибольшего развития в период расцвета Римской империи; многочисленные деревянные мосты были построены римскими легионерами во время походов в другие страны, о чем свидетельствуют остатки, найденные в различных местах Германии, Франции и Англии.

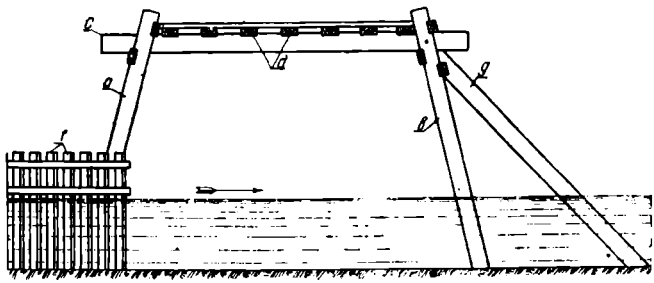
Из мостов, описания которых дошли до наших дней, заслуживают внимания древние римские мосты Цезаря и Траяна.

Во время преследования Юлием Цезарем германских племен (около 56 г. до начала нашей эры) им был в 10 дней построен мост через р. Рейн для переправы войск. Мост этот имел следующее устройство (фиг. 27). Сваи *а* толщиной 1½ фута, соединенные попарно, подвозились на плотах и наклонно забивались в дно реки. Другая пара свай

НТБ ДПИЗТ

b, забитая с противоположным уклоном на расстоянии 40 футов ниже по течению, соединялась с первой по верху брусьями c, толщиной 2 фута. Концы брусьев помещались между сваями и были связаны с ними болтами. Поверх этих брусьев укладывались прогоны d и досчатый настил e.

Против подмыва свайных опор и для защиты их от повреждения плавающими бревнами и плотами, с верховой стороны был устроен

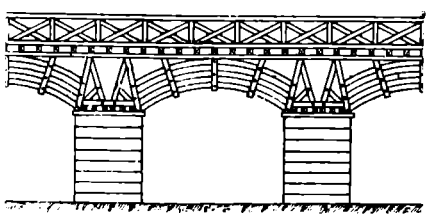


Фиг. 27. Мост Юлия Цезаря (56 г. до нашей эры) через Рейн (поперечное сечение).

забор f из коротких свай, а с низовой стороны — добавочные упорные сваи.

В 104 г. при походе Траяна против даков, знаменитый строитель Апполодор Дамасский построил замечательный мост через р. Дунай. Рисунок этого моста изображен на фиг. 28.

Мост этот, по дошедшим до нас сведениям, имел 20 каменных опор высотой 150 футов (46 *м*) и шириной 60 футов (до 18,3 *м*) с пролетами между ними по 170 футов (52 *м*). Пролеты были перекрыты деревянными арками, составленными из трех рядов брусьев. Косяки арок были зажаты между парными радиальными схватками. Пяты арок упирались в деревянные опорные части, надстроенные над каменными быками. Эти упорные козлы вместе с арками поддерживали главные прогоны, поверх которых лежали поперечины с досчатым настилом. Мост этот является, видимо, первым примером применения дерева для постройки арок.



Фиг. 28. Мост Траяна через Дунай (104 г.).

Остатки 13 каменных быков этого моста сохранились до сих пор в Венгрии близ Башели.

С падением Римской империи (460 г.) и до X века в Европе, вследствие переселения народов и постоянных войн, искусство, наука и техника, в том числе и мостостроение, находились в полном застое.

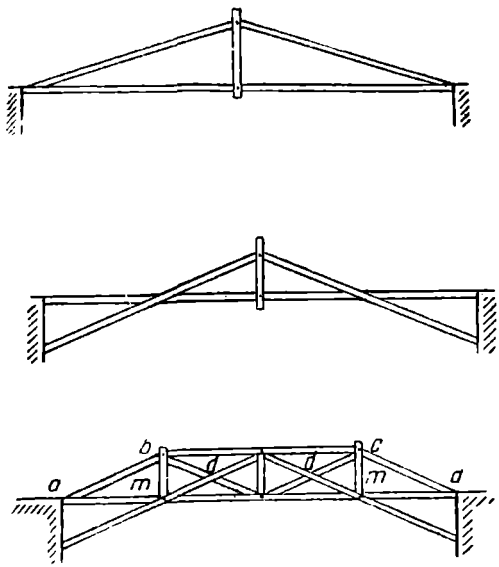
Новый подъем техники снова наблюдается в период средних веков.

Однако в этот период дерево как строительный материал для мостов отступило на второй план, уступив место камню. Поэтому средние века

КПИ
АНУЗТ

в области деревянного мостостроения не дали новых достижений. До нас дошли лишь немногочисленные сведения о построенных в этот период деревянных мостах.

Значительный стимул развитию дорожного строительства и возрождению мостостроения дало развитие торгово-промышленного капитала.



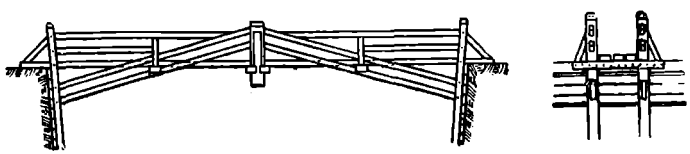
Фиг. 29. Схема мостов малых пролетов системы Палладио.

Большой шаг вперед сделала техника деревянного мостостроения в XVI в. трудами известного итальянского строителя Палладио (1518—1580 гг.).

Будучи искусным строителем, Палладио путем обдуманного выбора схемы своих мостов придавал им наиболее простую и рациональную конструкцию. Для перекрытия небольших пролетов Палладио были впервые применены простейшие шпренгельные системы (фиг. 29), аналогичные современным стропильным конструкциям. Конструкция моста такого типа через канал в Utrecht приведена на фиг. 30.

Тем же Палладио, при постройке моста через р. Бренто у Бассано, в Италии, была впервые применена широко распространенная в современном мостостроении ригельно-подкосная система (фиг. 31). Мост этот длиной 60 *м* имел 5 пролетов по 12 *м*. Пролетные строения были покрыты крышей для защиты от дождя.

Для перекрытия больших пролетов Палладио применял мосты с решетчатыми фермами, аналогичными применяемым и ныне деревянным фермам.

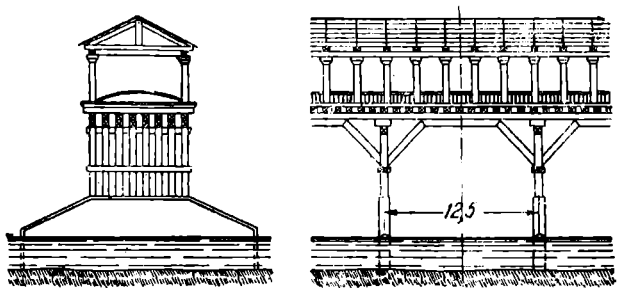


Фиг. 30. Мост системы Палладио через канал Utrecht.

Одним из наиболее интересных примеров мостов с решетчатыми фермами является изображенный на фиг. 32 деревянный мост Палладио. Фермы этого моста имеют параллельные пояса, схваченные вертикальными деревянными стойками, работающими на растяжение, и диагоналями между поясами, работающими на сжатие.

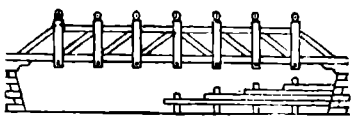
НТБ ДПИЗТ

Фиг. 33 изображает деревянную арочную ферму, запроектированную Палладио для моста через р. Сену близ Севра.

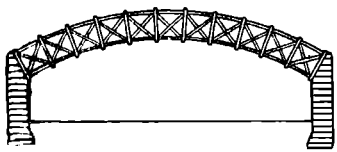


Фиг. 31. Мост через р. Бренто у Бассано, построенный Палладио в XVI веке.

После блестящих с технической точки зрения мостов Палладио деревянное мостостроение долгое время не находило новых форм.

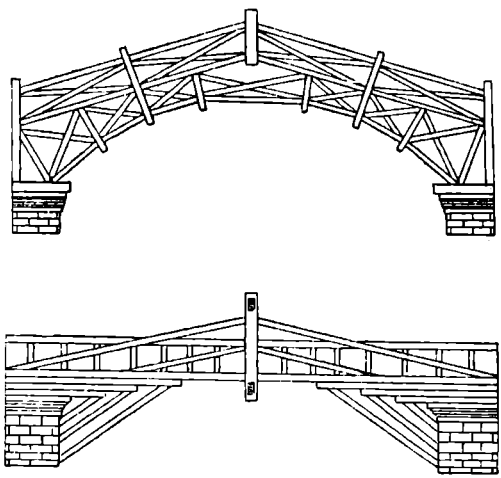


Фиг. 32. Решетчатая деревянная ферма Палладио.



Фиг. 33. Арочная ферма Палладио.

Наиболее рациональные по схеме решетчатые фермы Палладио не нашли себе применения из-за трудности сопряжения деревянных элементов, работающих попеременно на сжатие и растяжение, а также из-за отсутствия способов расчета этих систем.



Фиг. 34. Мосты системы Файолэ.

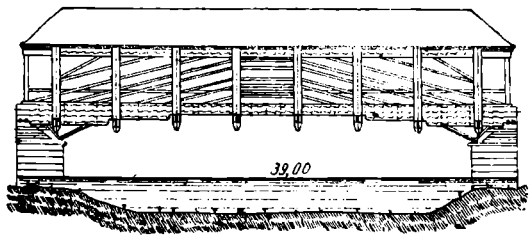
Применявшиеся конструкции страдали чрезвычайной сложностью схем, представлявших обычно комбинацию различных систем и требовавших огромной затраты лесоматериала.

К числу таких сооружений относятся мосты, построенные французским инженером Файолэ (Fayolles) в начале XVIII в. (фиг. 34). Первая из приведенных систем представляет комбинацию арочной и шпренгельной систем с радиальными схватками и диагоналями; вторая — шпренгельную балку, подпертую на концах подбалками с подкосами. Мосты первого типа Файолэ применял при пролетах до 42 *м*, второго типа — до 20 *м*.

НТБ ДНУЗТ

Дальнейшему развитию техники деревянного мостостроения, в особенности в деле применения дерева для перекрытия больших пролетов, сильно способствовали во второй половине XVIII в. швейцарские плотники-самоучки братья Грубенман из Teuffen'а. Эти строители возвели ряд крупнейших деревянных мостов с пролетами, возбуждавшими удивление в смелости и изобретательности строителей и не превзойденными и современным деревянным мостостроением. По системе мосты братьев Грубенман представляли фермы подвесной системы с двумя мощными поясами из брусьев, сплоченных между собой с помощью зубьев и болтов, и ряда подкосных шпренгелей, обеспечивающих связь между поясами и передачу нагрузки на опоры.

Фиг. 35 изображает первый построенный Иоанном-Ульрихом Грубенман в 1757 г. мост через р. Лиммат в Цюрихе. Отверстие моста равняется 39 *м*. Нижний пояс моста состоит из трех брусьев с подбалками, верхний пояс — из двух брусьев, связанных зубьями и болтами. Оба пояса связаны между собой восемью стойками и рядом шпренгелей, из которых средние имеют самостоятельные распорки — ригели. Ширина моста равнялась 5,85 *м*.



Фиг. 35. Мост через р. Лиммат в Цюрихе, построенный Грубенманом в 1757 г.

Мост покрыт сверху крышей, а по бокам закрыт обшивкой, предохраняющими его сложную конструкцию от загнивания под влиянием атмосферных деятелей.

Аналогичной конструкции мост с пролетами 52 и 59 *м* был построен тем же Грубенманом через р. Рейн в Шафгаузене в 1757 г. Мост этот был также защищен крышей, и, несмотря на интенсивное движение по нему, просуществовал 42 года, не требуя почти никакого ремонта.

Поощренный достигнутыми им успехами, Иоанн-Ульрих Грубенман совместно со своим братом Иоанном Грубенман построили в 1778 г. через р. Лиммат близ аббатства Веттинген деревянный мост отверстием в 119 *м*, до сих пор не имеющий равного себе по пролету.

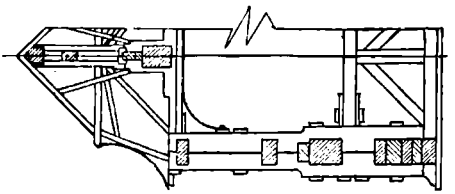
Конструкция этого моста, изображенная в фасаде и поперечном разрезе на фиг. 36, аналогична описанному выше мосту через р. Лиммат. Нижний пояс составлен из двойного бруса, верхний пояс постепенно утолщается к середине пролета. Число подкосов в каждой половине моста равняется 10; мост разделен стойками на 23 панели. Для уменьшения сжимающих усилий в средней части верхнего пояса над ним устроена подвесная конструкция, облегчающая его работу. Мост этот также был покрыт крышей и обшит с боков досками.

По системе Грубенмана в 1808 г. в Галиции Гросс построил мост отверстием 101 *м*.

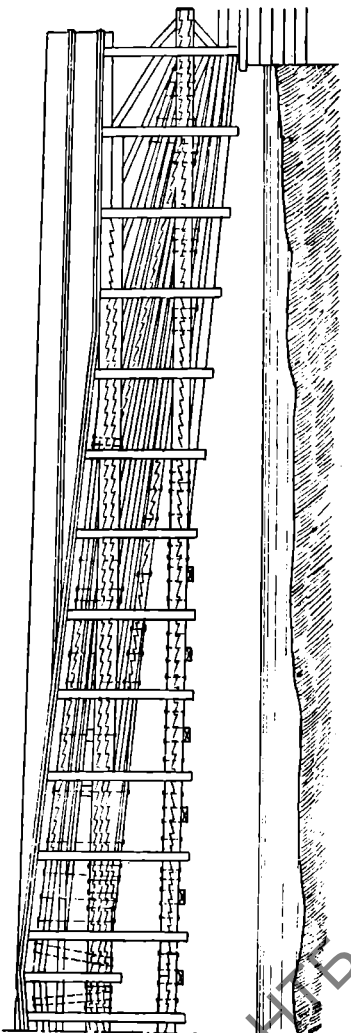
Конец XVIII и начало XIX вв. характерны для деревянного мостостроения применением арочной системы, заимствованной из широко распространенного в этот период каменного мостостроения.

НТБ ДНУЗТ

Арочные деревянные мосты делались наиболее часто из гнутых или обтесанных по кривой деревянных брусьев, а в дальнейшем и из гнутых досок. Опоры этих мостов делались каменными.



Первые арочные мосты были построены швейцарским плотником Иосифом Риттером, соорудившим мосты через р. Кандель в кантоне Берн пролетом 51 *м* и через Reuss в Mellingen'е отверстием 48 *м*. Конструкция последнего приведена на фиг. 37. Полотно этого моста подвешено к двум деревянным аркам с подъемом 1/6, состоящим каждая из 6 сосновых брусьев сечением 12 дюймов в квадрате, расположенных один на другом. Под проезжей частью устроена дополнительная более пологая поддерживающая арка. Мост был покрыт крышей и обшит досками.



Фиг. 36. Мост через р. Лиммат у Веттингена, построенный братьями Грубенман в 1778 г. ($l = 119$ *м*)

В конце XVIII в. кроме мостов Риттера обращали на себя внимание также арочные мосты, построенные в Тироле и Баварии плотником Кинком из выгнутых брусьев.

Арочные мосты небольших пролетов 20—35 *м* были построены в большом количестве во Франции в начале XIX в., однако в них не видно каких-либо новых усовершенствований ни в схемах, ни в деталях конструкции.

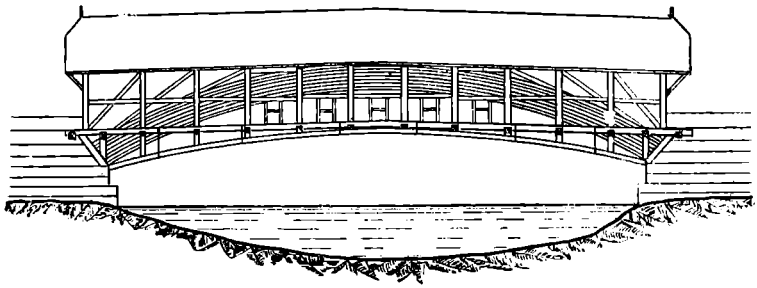
Эти мосты в большинстве случаев имели арки, составленные из деревянных брусьев, к которым подвешивалась или опиралась сверху проезжая часть.

Как пример, на фиг. 38 приведена схема деревянного арочного моста, построенного в 1828 г. через р. Сену в Ivry близ Парижа. Мост имел 5 пролетов величиной от 21,3 до 23,8 *м*. Каждое пролетное строение было образовано из семи арок из тройных брусьев. Опоры моста каменные. Вследствие тщательного выполнения и рациональной конструкции мост в Ivry просуществовал 53 г. и только в 1881 г. был заменен металлическим.

Наиболее талантливым и смелым строителем арочных мостов в начале XIX в. был баварец Вибекинг.

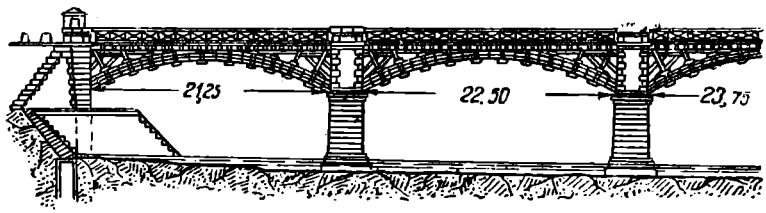
НТБ ДНУЗТ

Проделав опыты над выгибом деревянных элементов, Вибекинг пришел к заключению, что без помощи пропаривания свежесрубленному смолистому дереву можно придавать выгиб со стрелкой от 1/30



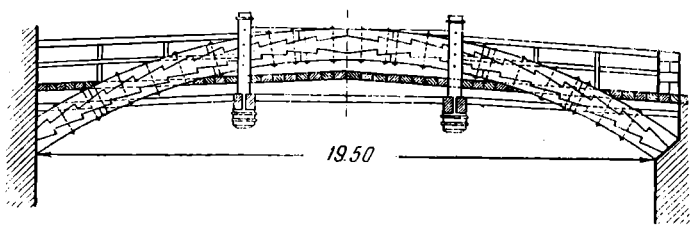
Фиг. 37. Мост через р. Reuss в Mellingen'е, построенный Риттером (конец XIX в.).

до 1/20, без заметной потери деревом прочности. Основываясь на результатах своих опытов, Вибекинг построил в Германии ряд деревянных арочных мостов пролетами от 30 до 55 *м*, пологость которых не превышала определенных им опытным путем пределов.



Фиг. 38. Мост в Ivry через Сену (1828 г.).

Фиг. 39 представляет один из арочных мостов Вибекинга, построенный через р. Neckar в Штуттгарте. Мост отверстием 19,5 *м* имеет арки, составленные из тройных брусьев, соединенных зубьями и болтами. Балки, поддерживающие полотно, подвешены к аркам помощью вер-



Фиг. 39. Арочный мост через р. Neckar, построенный Вибекингом (начало XIX в.).

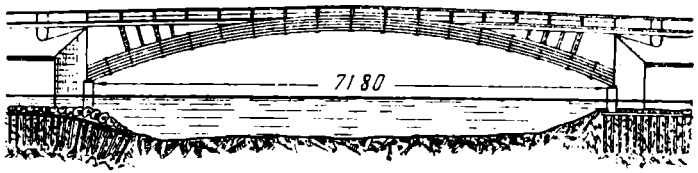
тикальных деревянных стоек, а у опор соединены непосредственно с арками.

Сложность сопряжений и большое число врубок заставляли Вибекинга предохранять мосты от атмосферных воздействий устройством обшивки и крыши

НТБ ДИЗТ

В дальнейшем Вибекинг несколько изменил конструкцию своих мостов, заменив применявшееся им сплачивание брусьев помощью зубьев более простым соединением помощью шпонок.

Переход к новой форме соединения деревянных частей был вероятно вызван стремлением упростить постройку мостов, а также предотвратить быстрое загнивание, которому подвержена сложная и обильная врубками конструкция на зубьях.

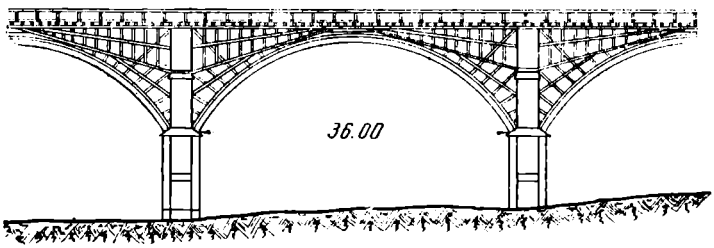


Фиг. 40. Мост через р. Regnitz, построенный Вибекингом в 1809 г.

Примером одного из крупнейших по пролету мостов Вибекинга является мост через Regnitz в Bamberg'е (фиг. 40), построенный в 1809 г., с пролетом 71,8 *м* и стрелой подъема 5,1 *м*. Арки, поддерживающие проезжую часть, составлены из связанных между собой шпонками и болтами брусьев.

Вибекинг не остановился на этих пролетах и разработал проект деревянного арочного моста отверстием 83 *м* и предполагал даже построить мост пролетом 175 *м*. Однако оба эти проекта не были приведены в исполнение.

Мосты Вибекинга не получили большого распространения из-за того, что свежесрубленное дерево, подвергнутое кроме того выгибанию,



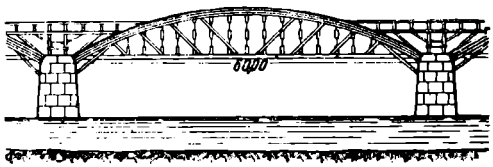
Фиг. 41. Виадук Willington-Dean (досчатые арки).

плохо сопротивлялось атмосферным влияниям. Деревянное арочное мостостроение перешло в дальнейшем на применение арок из толстых досок, ввиду того, что выгиб оказывает на доски значительно меньшее ослабляющее действие, чем на брусья.

Примером моста с досчатыми арками является виадук Willington-Dean близ Newcastle (фиг. 41), имевший 7 пролетов величиной от 35 до 41 *м*. Арки его были образованы каждая из 15 досок толщиной по 7,5 *см*. Надарочное строение, служившее для поддержания проезжей части, представляло собою сквозную деревянную конструкцию, составленную из стоек и схваток.

Другим интересным образцом моста с досчатыми арками и ездой по низу является мост через Delaware в Trenton (фиг. 42), построенный в 1804 г. Вернвагом (Wernwag).

Арки моста пролетом до 62 *м* образованы из толстых выгнутых досок, к которым на железных тяжах подвешена проезжая часть. Для большей жесткости моста между аркой и проезжей частью были включены диагонали из твердого дерева. Пролетные строения были защищены от атмосферных влияний крышей и обшивкой.



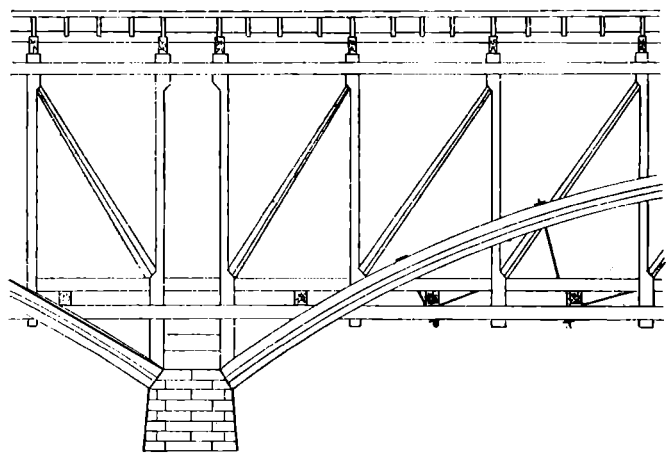
Фиг. 42. Мост через Delaware в Trenton (1804 г.).

Мост этот прослужил 40 лет, после чего был усилен и использован для пропуска железной дороги. При замене его в 1874 г. металлическим мостом деревянные элементы были еще в полной сохранности.

Арочная система, усиленная подкосами, получила в начале XIX в. дальнейшее распространение в Америке под названием системы Бурр (Burr).

Характерным примером этой системы является мост через р. Susquehannah близ Harrisburg, построенный в 1832—34 гг. (фиг. 43). Мост этот имел 23 пролета по 43 *м*.

Из наиболее значительных по пролету деревянных мостов с досчатыми арками заслуживает упоминания мост через ущелье Cascade-

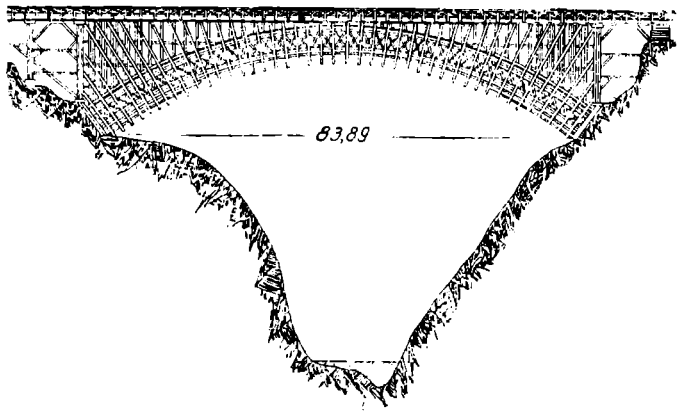


Фиг. 43. Мост системы Burr (1832—34 гг.).

Gleen в Америке (фиг. 44), построенный в 1848—49 гг. инженерами Браун и Адам (Brown и Adam). Отверстие моста, равное 84 *м*, перекрыто деревянными решетчатыми арочными фермами со стрелой подъема 13,4 *м*. Высота арочных ферм у пят 5,6 *м*, в середине — 4,6 *м*; пояса арочных ферм образованы из толстых досок, толщина которых изменяется от 0,75 *м* в середине до 1,5 *м* у пят.

ГПБ ДИЗТ

Для уменьшения воздействия арочных мостов на опоры, американским инженером Лейве (Laves) впервые было применено устройство арок с деревянной затяжкой, расположенной в уровне пят или несколько повышенной. Лейве построил также мосты с уравновешенным распором, составленные из двух арок (прямой и опрокинутой), соединенных между собой вертикалями и диагоналями.

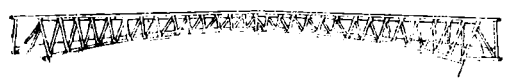


Фиг. Мост через ущелье Cascade-Gleen в Америке.

Заканчивая обзор деревянного арочного мостостроения, характерного для конца XVIII и начала XIX вв., необходимо отметить один из крупнейших мостов через Schuylkill в Филадельфии (фиг. 45), построенный инженером Вернаг в 1813 г. Мост этот отверстием 104 *м* и стрелой подъема 11,6 *м* перекрыт арками из весьма толстых деревянных брусьев с решетчатой надарочной частью.

Интенсивное развитие американской техники в начале XIX в. выдвинуло в области мостостроения ряд новых проблем.

Географические условия Америки с ее широкими и многоводными реками требовали перекрытия их мостами с минимальным числом опор и максимальной величиной пролетов. Вместе с тем обилие леса делало целесообразным широкое применение его для постройки мостов. Поэтому деревянное мостостроение в Америке быстро пошло по пути изыскания новых систем и конструкций, достигнув ряда существенных результатов.



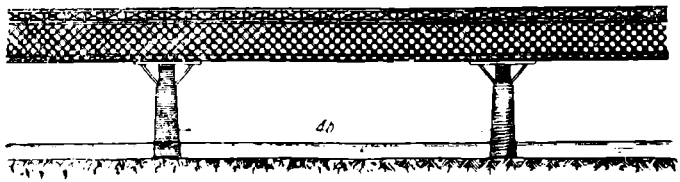
Фиг. 45. Мост через Schuylkill в Филадельфии, пролетом 104 *м* (1813 г.).

Так как балочные мосты подвесных систем больших пролетов, применявшиеся в Европе, страдали чрезвычайной сложностью конструкций и громоздкостью, арочные же мосты при глубоких реках и высоких опорах не могли иметь применения, то американская мостовая техника пошла по пути изыскания новых систем балочных пролетных строений.

Первое решение этой задачи было дано нью-йоркским архитектором Гауном около 1835 г. Пролетные строения, предложенные Тауном,

НТБ ДГУЗТ

имели решетчатые фермы, составленные из досок. Фермы имели верхний и нижний досчатые пояса, между которыми была устроена решетка из двойного или тройного ряда досок. Скрепление досок производилось помощью деревянных нагелей, имевших коничность, для возможности их подбивки при усушке дерева. Фермы Тауна, требуя минималь-



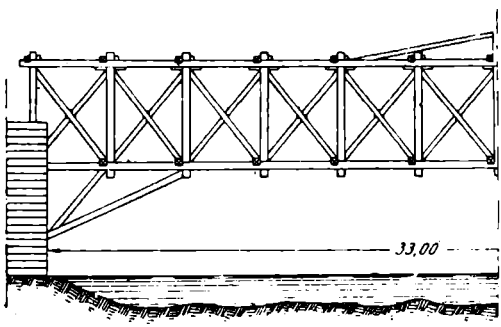
Фиг. 46. Мост системы Тауна через р. St.-James 1837—38 гг.).

ного количества леса, обладали максимальной легкостью и экономичностью.

Недостатком их являлась лишь недолговечность, причиной которой была малая толщина составлявших фермы досок, которые легко подвергались загниванию.

Примером моста системы Тауна является построенный в 1837—38 гг. мост через р. St.-James-River в Richmond (фиг. 46), имевший 12 отверстий по 47 *м*. Высота ферм составляла 5,12 *м*; езда расположена в уровне нижнего пояса.

Вслед за Америкой фермы Тауна нашли себе применение в Англии и Германии (в 60-х годах). Однако, благодаря недолговечности ферм Тауна, а также благодаря обнаружившейся недостаточной жесткости досок, составляющих конструкцию, при работе их на сжатие с продольным изгибом, применение их приостановилось. В дальнейшем фермы Тауна все же снова вошли в применение и с несколько измененной и улучшенной конструкцией нашли широкое применение в мостостроении в России.



Фиг. 47. Мост системы Лонга.

Одновременно с системой Тауна в Америке появился ряд мостов с решетчатыми фермами из брусьев. Решетчатые фермы переродились из арочной системы Бурра, в которой арка заменилась верхним поясом, балки проезжей части — нижним поясом, а раскосы, служившие там для дополнительной жесткости, превратились в решетку ферм. Постепенно криволинейный верхний пояс был заменен более удобным прямым, и таким образом арочная система переродилась в решетчатую ферму с параллельными поясами, применявшуюся еще в XVI в. Палладио (см. фиг. 32), но не нашедшую в свое время должной оценки и не применявшуюся с тех пор в течение трехсот лет.

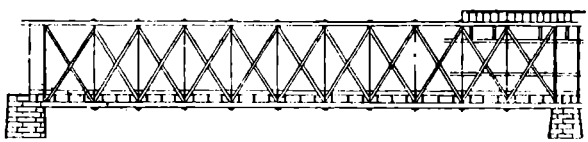
ДИЗТ

Из мостов с решетчатыми фермами, образованными из брусьев, получили значительное распространение в Америке мосты системы Лонга (фиг. 47). Фермы Лонга состояли из двух параллельных поясов, связанных деревянными стойками и диагоналями. У опор концы ферм подпирались подкосами; в средней части верхнего пояса для некоторой его разгрузки устанавливались наклонные брусья в виде стропильных ног, связанные со средней стойкой.

Обладая сравнительно с фермами Тауна большей жесткостью и долговечностью, фермы Лонга применялись в 40-х годах XIX в. на железных дорогах Америки.

С ростом нагрузок фермы Лонга оказались все же недостаточно жесткими; поэтому после ряда не давших положительных результатов попыток усиления их арками фермы эти перестали применяться.

Одним из слабых мест решетчатых ферм является наличие в них растянутых элементов решетки, закрепление которых на концах всегда затруднительно, в особенности в мостах под тяжелую нагрузку. Поэтому предложенная в 40-х годах XIX в. американцем Гау система, в которой растянутые стойки были заменены металлическими тяжами, сразу завоевала себе широкое применение.



Фиг. 48. Ферма системы Гау.

Фермы системы Гау имели деревянные пояса, связанные деревянными крестообразными раскосами и железными тяжами. Последние пропускались сквозь пояса и натягивались помощью железных гаек. Благодаря такому устройству, а также начальному натяжению тяжей, раскосы ферм Гау работали только на сжатие, что позволяло весьма упростить их сопряжение с поясами, просто упирая их в подушки из твердого дерева.

Вид фермы Гау ездой по низу приведен на фиг. 48.

Благодаря простоте конструкции, значительной жесткости и долговечности, мосты системы Гау получили большое распространение как в Америке и Европе, так и в России.

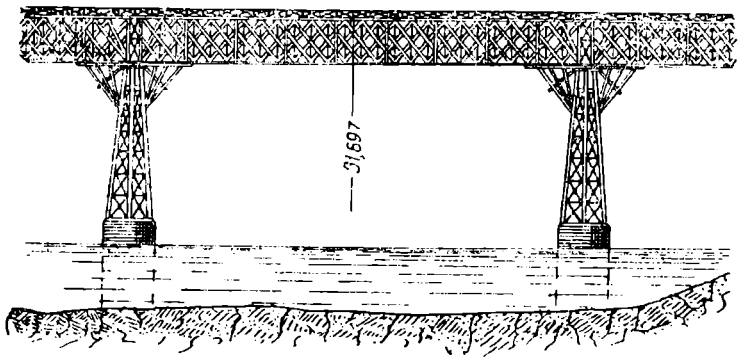
Из наиболее крупных по пролету мостов системы Гау заслуживают упоминания: мост через Chikaroё на железной дороге Connecticut (Америка) отверстием 53 *м* при ширине 5,5 *м*; мост через Connecticut у Springfield, имевший 7 пролетов по 55 *м*; мост через р. Мсту на быв. Николаевской ж. д. (Россия), построенный инженером Крутиковым в 1844 г. и имевший 9 пролетов по 61 *м* (фиг. 49); двухпутный железнодорожный мост Поганек через Саву в Австрии отверстием более 47 *м*; мост в Bandon (Франция) отверстием 60 *м*.

Идеей Гау о начальном натяжении раскосов воспользовался Мак-Келлум (Mc-Callum), отказавшийся однако от металлических тяжей и заменивший их по образцу ферм Лонга деревянными стойками (фиг. 50).

Для придания начального сжатия раскосам Мак-Келлум при постройке ферм сначала собирал их без обратных диагоналей и загружал

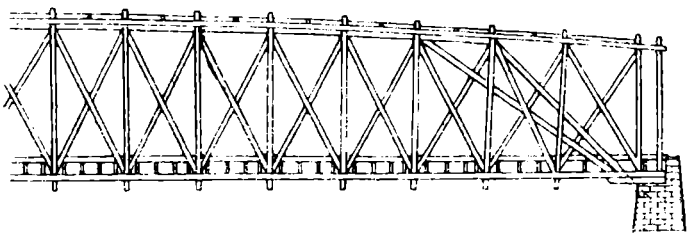
ГПБ
АНУЗТ

расчетной нагрузкой, после чего вставлялись обратные диагонали, которые при разгрузке ферм получали сжимающие усилия. Таким образом Мак-Келлум достигал в своих фермах начального сжатия диа-



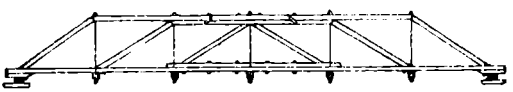
Фиг. 49. Ж.-д. мост системы Гау через Мсту (1844 г.).

гоналей в ненагруженном мосту, благодаря чему при максимальной нагрузке сжимающие усилия в главных диагоналях возрастали, а в обратных — доходили до нуля.



Фиг. 50. Решетчатая ферма Mc-Callum.

Для мостов под легкую нагрузку на обыкновенных дорогах при пролетах до 25 *м* нашла себе применение упрощенная система Виппля (Whipple), аналогичная фермам Гау, но без обратных раскосов (фиг. 51).



Фиг. 51. Схема фермы Whipple.

Мосты системы Гау, как указано ниже, имеют широкое применение и ныне как на железнодорожной, так и на автодорожной сети. За исключением некоторых улучшений в конструктивных деталях, современные мосты системы Гау мало отличаются от первых американских образцов.

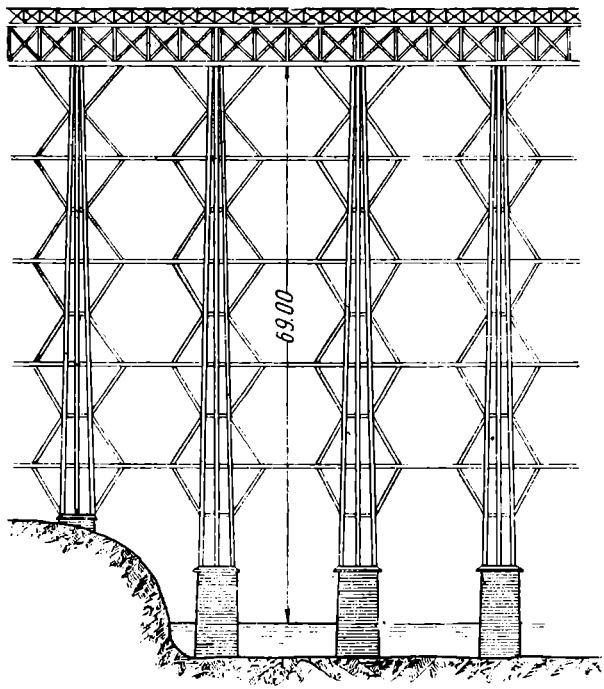
Необходимость пересечения железными дорогами глубоких долин вызвала в Америке появление нового типа деревянных сооружений — виадуков. Деревянные виадуки применялись в тех случаях, когда бла-

НТБ ДНУЗТ

годаря изобилию леса постройка деревянной мостовой конструкции была более дешевой, чем постройка земляной насыпи.

Значительная высота виадуков заставляла, в целях обеспечения устойчивости сооружения, применять небольшие пролеты, преимущественно балочной системы.

Одним из наиболее замечательных по своим размерам сооружений является построенный в 1852 г. Portage-Viaduct на железной дороге Erie в Америке (фиг. 52).



Фиг. 52. Виадук на ж. д. Erie в Америке (1852 г.).

Длина его превышала 260 *м*, а высота — 69 *м*. Расстояние между осями опор составляло 15,25 *м*. Для обеспечения жесткости опоры виадука были связаны несколькими ярусами связей. Виадук просуществовал 23 года и погиб от пожара.

Образец высокого деревянного виадука, построенного на Южной железной дороге в Австрии, приведен на фиг. 53. Виадук имеет деревянные башенные опоры высотой около 60 *м*; расстояние между опорами перекрыто балочными фермами системы Гау.

Высокие деревянные виадуки требовали огромной затраты материала и сложной громоздкой конструкции, поэтому с развитием металлостроения они были постепенно вытеснены ставшими более экономичными и наиболее удобными для сборки металлическими виадуками.

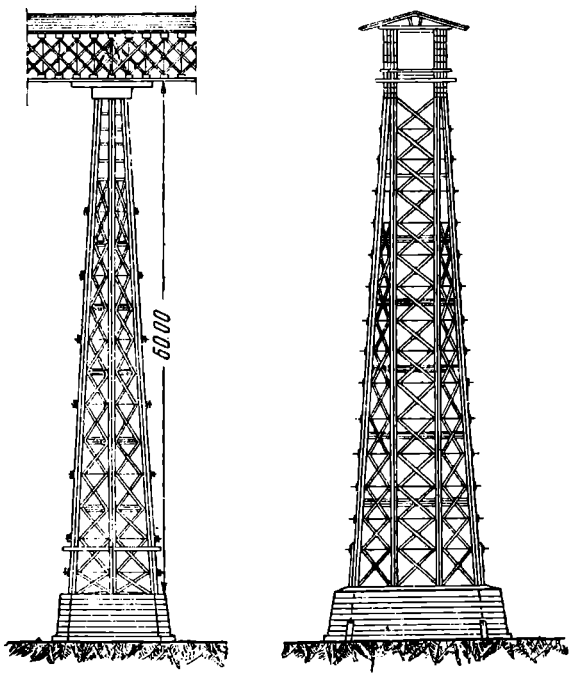
В России необходимость улучшения путей сообщения возникла в начале XIX в. и вызвала значительное развитие дорожного строитель-

НТБ ДИУЗТ

ства. Построенные в этот период шоссейные дороги потребовали устройства большого числа как малых, так и больших мостов.

Не обладая еще достаточными силами для проектирования и постройки больших мостов, Россия принуждена была обратиться к помощи крупных иностранных инженеров (главным образом французских).

Поэтому построенные в России в начале XIX в. крупные деревянные мосты вполне соответствовали уровню мостовой техники во Франции, но разработка проектов была произведена иностранцами.



Фиг. 53. Виадук на Южной ж. д. в Австрии, высотой 60 *м*.

Из различных систем деревянных мостов наиболее частое применение в этот период получили: для небольших пролетов — различные типы подкосных мостов, для больших пролетов — арочные мосты и мосты с фермами Гау и Таупа.

Во второй половине XIX и в начале XX вв. наблюдается сильное развитие применения металлических мостов. Поэтому техника постройки деревянных мостов за этот период не дала почти ничего нового.

Наконец новый подъем в строительстве деревянных мостов возник уже после Октябрьской революции в связи с развитием социалистического строительства и реконструкцией транспорта.

Характеристике мостов этого, современного, периода посвящены далее специальные главы.

§ 5. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ СОВРЕМЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Различные типы современных деревянных автодорожных мостов могут быть разделены на следующие основные системы:

1) простейшие балочные мосты,
2) подкосные мосты различных систем,
3) арочные мосты,
4) балочные мосты с решетчатыми фермами,
5) висячие мосты.

Выбор системы моста и характерные особенности конструкции зависят в первую очередь от величины перекрываемых пролетов, а также и от высоты моста, интенсивности нагрузки и других факторов.

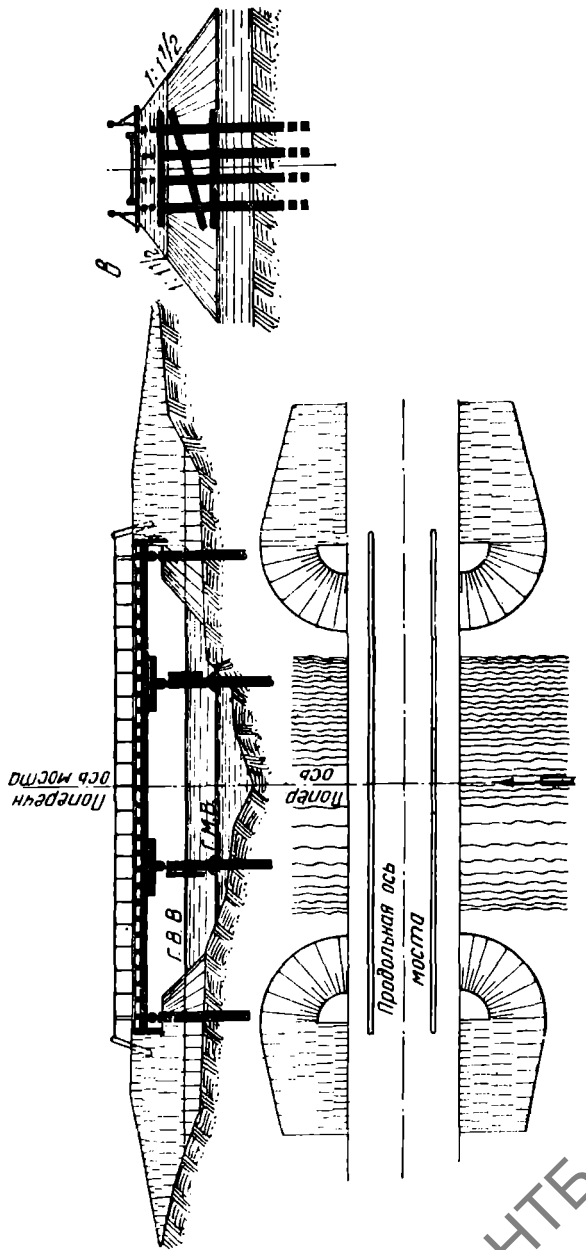
НТБ ДНУЗТ

Подавляющее большинство мостов на автодорогах, как по числу, так и по протяженности, представляют мосты малых отверстий, а следовательно и малых пролетов.

Трубы и мосты малых пролетов в среднем, по своей протяженности, составляют не менее 80—90% от общего протяжения искусственных сооружений.

Главной причиной, определяющей преобладание мостов малых пролетов на автодорогах, является большое число пересекаемых мелких водотоков и суходолов и небольшая высота насыпей в местах пересечений дорогами водотоков.

Простейшей системой деревянного моста, служащей для перекрытия малых пролетов (до 6—8 *м*), является простая балочная (фиг. 54).



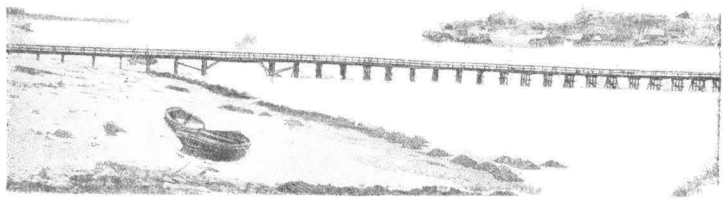
Фиг. 54. Схема деревянного балочного моста.

Балочные мосты применяются наиболее часто для переходов через малые реки. Однако, бывают также случаи применения балочной системы и для мостов больших отверстий через широкие реки (фиг. 55).

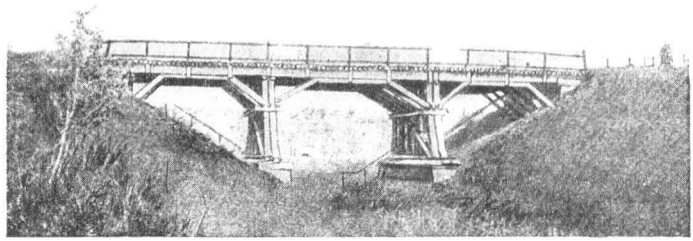
При больших пролетах или большой высоте моста простейшая балочная система оказывается уже нецелесообразной. Пролеты более 6—8 *м* не могут быть перекрыты простой балочной системой из-за сложности устройства прогонов; при большой же высоте опоры получаются сложными и дорогими, а поэтому экономически целесообразным становится уменьшение их количества за счет перехода к большим пролетам.

НТБ ДНУЗТ

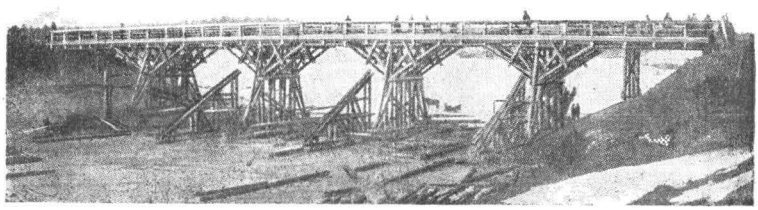
Для перекрытия пролетов от 8 до 20 *м* и более применяют различные типы подкосных систем. Подкосные системы по своей идее представляют как бы балочную систему с дополнительными опорами, образованными подкосами. При пролетах 8—12 *м* достаточно постанов-



Фиг. 55. Балочный мост через широкую реку.



Фиг. 56. Мост простой подкосной системы.



Фиг. 57. Мост более сложной подкосной системы.

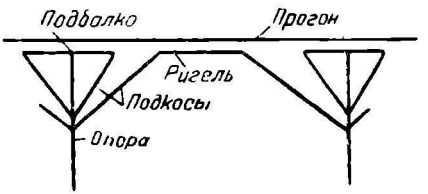
ки одной пары подкосов в каждом пролете (фиг. 56); при пролетах 12—16 *м* в каждом пролете приходится ставить по две пары подкосов (фиг. 57) и, наконец, для пролетов более 16 *м* приходится применять сложные системы с большим числом подкосов.

НТБ ДИЗТ

Кроме подкосов в мостах подкосных систем балочные прогоны поддерживаются горизонтальными ригелями и подбалками (фиг. 58).

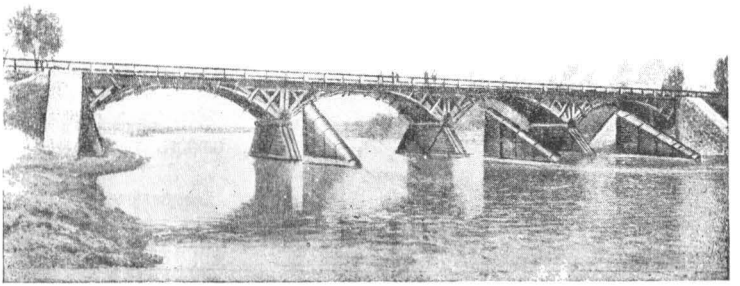
В случае необходимости подкосная система может быть применена и для моста с ездой по низу. В этом случае получается мост так называемой подвесной системы.

Дальнейшее усложнение подкосной системы превращает ее в арочно-подкосную (фиг. 59), по своему виду и условиям работы близкую к арочным мостам.

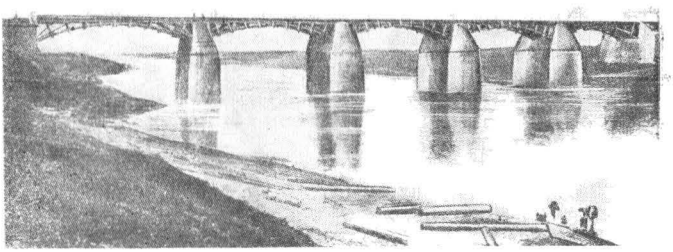


Фиг. 58. Схема подкосного моста.

Мосты арочно-подкосных и арочных (фиг. 60) систем применяются для перекрытия пролетов до 25 *м*. Арочные мосты иногда применяются и для еще больших пролетов, причем в таких случаях они обычно устраиваются с ездой по низу.



Фиг. 59. Мост арочно-подкосной системы.



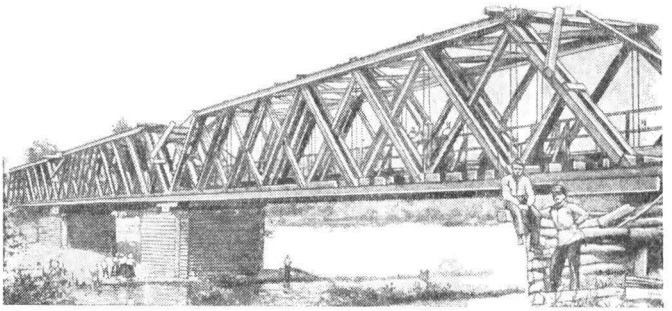
Фиг. 60. Мост арочной системы.

Для перекрытия пролетов более 20 *м* обычно применяют мосты с решетчатыми фермами различных типов. В настоящее время наиболее широкое применение находят мосты с фермами системы Гау (фиг. 61). Мосты системы Гау, в зависимости от имеющихся ограничений в от-

НТБ ДГУЗТ

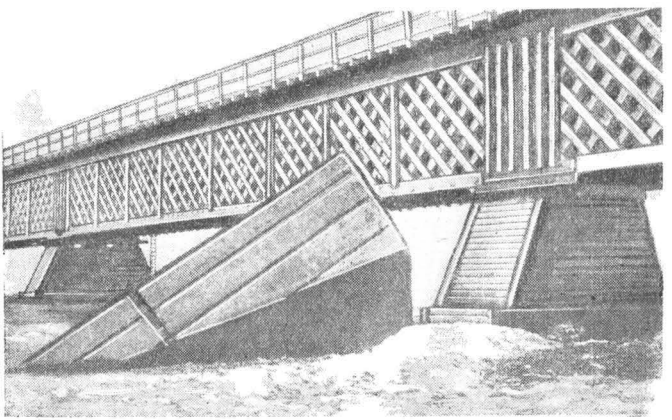
метках насыпей и требуемой свободной высоты под мостом, т. е. в зависимости от величины строительной высоты моста, устраиваются с ездой по верху или по низу.

Довольно широкое применение получили также мосты с досчатыми фермами системы Тауна (фиг. 62).



Фиг. 61. Мост системы Гау с ездой понизу.

Кроме этих двух систем, как в прежнее время, так и за последние годы, применялись и применяются различные другие системы мостов больших пролетов, не получившие, однако, столь широкого распро-



Фиг. 62. Мост системы Тауна с ездой по верху.

странения, как системы Гау и Тауна. Описанию этих систем посвящены в дальнейшем специальные главы настоящего курса.

Пролетными строениями с решетчатыми фермами пользуются для перекрытия пролетов до 50—60 *м*. Перекрытие более значительных пролетов решетчатыми фермами становится уже затруднительным. Поэтому в таких случаях необходимо прибегать к применению систем комбинированных из арки с балкой или же к висячим мостам.

НТБ ДИИЗТ

ГЛАВА III

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 6. ОБЩИЕ ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Проектирование всякого сооружения, и в частности моста, является задачей, сочетающей технические и экономические моменты и требующей для своего разрешения творческой работы проектировщика.

Процесс проектирования может быть разбит на три основные этапа:

1) разработка схем сооружения в виде эскизных проектов;

2) технико-экономическое сравнение различных вариантов эскизных проектов и выбор наиболее целесообразного решения;

3) разработка детального проекта для выбранного варианта.

Выбор основной схемы мостового сооружения, заключающийся в разбивке отверстия на пролеты, выборе системы пролетных строений, типа опор и схематической наметке конструкции, является ответственнейшим моментом проектирования.

Искусственные сооружения по своей стоимости и трудоемкости являются наиболее дорого стоящими элементами автодорожной сети.

Стоимость сооружения погонного метра простейшего балочного моста в несколько раз превосходит стоимость постройки погонного метра дороги усовершенствованного типа.

Погонная же стоимость более сложных деревянных мостов, а в особенности железобетонных и металлических, оказывается в несколько десятков раз более погонной стоимости постройки дороги.

Поэтому при назначении искусственных сооружений на трассе дороги, определении величины их отверстий и выборе типа конструкции необходимо, учитывая высокую стоимость искусственных сооружений, стремиться к уменьшению их числа путем рационального проектирования трассы, устройства продольного водоотвода, сведения нескольких малых водотоков в одно искусственное сооружение и т. п.

При устройстве больших мостов необходимо тщательно выбирать место перехода, сравнивать различные варианты и т. д.

От правильности выбора основной схемы моста зависит как стоимость сооружения моста, так и вся последующая его работа в процессе эксплоатации.

Так например, неудачно выбранное расположение опор моста может вызвать затруднения для пропуска высоких вод, ледохода или привести к подмывам опор, что потребует в дальнейшем ежегодных увеличенных расходов на содержание и ремонт.

Нерационально выбранная система моста потребует излишних затрат материала и расходов по сооружению, при этом исправление де-

НТБ ДНУЗТ

фектов схемы последующим конструированием редко приводит к положительным результатам.

Для того чтобы правильно подойти к разработке вариантов эскизного проекта, дать полноценный критический анализ сравниваемых проектов и наиболее обоснованно осуществить выбор варианта, необходимо иметь основательное знакомство с мостами различных систем, особенностями их конструкции и технико-экономическими преимуществами и недостатками.

При сравнении вариантов должны учитываться как технические, так и экономические характеристики каждого из сравниваемых проектов.

При этом при экономическом сравнении обычно пользуются сопоставлением строительных стоимостей вариантов. Однако при сравнении вариантов мостов из различных материалов или же резко отличающихся друг от друга систем мостов, выполняемых из одного и того же материала, необходимо произвести сравнение капитализированных стоимостей вариантов, пользуясь соображениями, приведенными в § 2.

Детальное проектирование заключается в подробной разработке конструкции выбранного варианта и расчетной проверке прочности, устойчивости и жесткости как всего сооружения в целом, так и отдельных его частей.

§ 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕНЕРАЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ МОСТА

Основными или генеральными размерами моста, обусловливающими все характерные особенности проекта, являются:

1) отверстие моста и величины отдельных пролетов;

2) ширина проезда на мосту;

3) расстояние от поверхности проезда на мосту до горизонта межени реки или поверхности нижележащей дороги для путепроводов;

4) подмостовый габарит, т. е. расстояние от низа пролетных строений до судоходного горизонта реки, и расстояние между опорами моста, необходимые для свободного пропуска судоходства.

К числу основных данных должна быть также отнесена величина нагрузки, которая будет обращаться по проектируемому мосту.

Разбивка моста на пролеты

Отверстие моста определяется гидравлическим расчетом на пропуск воды при наивысшем ее горизонте; тем же расчетом определяются возможная глубина размыва дна, необходимые срезки грунта, необходимость укрепления русла, потребные струенаправляющие устройства и т. п.[1]

Величины отдельных пролетов моста могут определяться как судоходными требованиями или условиями беспрепятственного пропуска под мостом ледохода, так и экономическими соображениями.

На судоходных или сплавных реках наименьшие величины пролетов в свету и необходимая высота моста устанавливаются в соответствии с условиями судоходства.

[1] Вопросы расчета отверстий мостов не входят в программу настоящего курса и излагаются в пособиях по изысканиям мостовых переходов.

НТБ ДНУЗТ

Все реки, в зависимости от своей многоводности и размеров обращающихся или предполагаемых к обращению судов, разделяются на несколько категорий. Для каждой категории рек установлены определенные минимальные требования в отношении пролетов в свету и подмостовых габаритов для пролетов моста, предназначенных для пропуска судоходства (судоходные пролеты).

В несудоходных частях моста и на несудоходных реках величины пролетов назначаются по экономическим соображениям (см. ниже).

В случае устройства моста с разводным пролетом величина последнего назначается в зависимости от ширины габаритов проходящих судов, скорости течения и др.

Пролеты городских мостов, путепроводов и др. устанавливаются в зависимости от местных условий каждый раз особо.

В путепроводах через железнодорожные пути необходимо считаться габаритом подвижного состава. Ширина габарита приближения строений для ширококолейных железных дорог равна 4,9 *м*; наименьшее расстояние между осями соседних путей — 4,1 *м*. Если железнодорожные пути расположены на кривой, то указанные габариты увеличиваются. Высота габарита между уровнем головки рельса и низом деревянного путепровода должна быть не менее 6,7 *м*.

В путепроводах над авто-гужевыми дорогами необходимо учитывать соответствующие габариты. В городских путепроводах следует учитывать возможную необходимость пропуска трамвая.

Определение наивыгоднейшего пролета

Основными теоретическими предпосылками для приблизительного выяснения величины наивыгоднейшего пролета, при котором полная стоимость моста будет наименьшей, могут служить приводимые ниже соображения.

Затрата материала на пролетные строения моста слагается из двух частей:

а) затраты материала на проезжую часть,

б) затраты материала на главные фермы и связи между ними.

Затрата материала на проезжую часть определяется величиной временной нагрузки, шириной проезда и основными особенностями предполагаемой к применению системы пролетных строений. Что касается величины выбираемого пролета, то она влияет на затрату материала в проезжей части в значительно меньшей степени.

Поэтому с известной степенью приближения можно считать затрату материала на 1 *пог. м* проезжей части F не зависящей от пролета.

Что касается погонной затраты материала на главные фермы p, то она растет с увеличением пролета l, т. е. $p=f(l)$. Зависимость затраты материала от величины пролета различна для разных систем и может быть представлена соответствующими графиками. Однако для приближенного решения задачи можно предположить, что затрата материала на главные фермы со связями пропорциональна величине пролета, т. е. $p=al$, где a — некоторый коэфициент, имеющий различные значения для различных пролетов и различных систем пролетных строений.

ГПБ ДПУЗТ

фектов схемы последующим конструированием редко приводит к положительным результатам.

Для того чтобы правильно подойти к разработке вариантов эскизного проекта, дать полноценный критический анализ сравниваемых проектов и наиболее обоснованно осуществить выбор варианта, необходимо иметь основательное знакомство с мостами различных систем, особенностями их конструкции и технико-экономическими преимуществами и недостатками.

При сравнении вариантов должны учитываться как технические, так и экономические характеристики каждого из сравниваемых проектов.

При этом при экономическом сравнении обычно пользуются сопоставлением строительных стоимостей вариантов. Однако при сравнении вариантов мостов из различных материалов или же резко отличающихся друг от друга систем мостов, выполняемых из одного и того же материала, необходимо произвести сравнение капитализированных стоимостей вариантов, пользуясь соображениями, приведенными в § 2.

Детальное проектирование заключается в подробной разработке конструкции выбранного варианта и расчетной проверке прочности, устойчивости и жесткости как всего сооружения в целом, так и отдельных его частей.

§ 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕНЕРАЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ МОСТА

Основными или генеральными размерами моста, обусловливающими все характерные особенности проекта, являются:

1) отверстие моста и величины отдельных пролетов;

2) ширина проезда на мосту;

3) расстояние от поверхности проезда на мосту до горизонта межени реки или поверхности нижележащей дороги для путепроводов;

4) подмостовый габарит, т. е. расстояние от низа пролетных строений до судоходного горизонта реки, и расстояние между опорами моста, необходимые для свободного пропуска судоходства.

К числу основных данных должна быть также отнесена величина нагрузки, которая будет обращаться по проектируемому мосту.

Разбивка моста на пролеты

Отверстие моста определяется гидравлическим расчетом на пропуск воды при наивысшем ее горизонте; тем же расчетом определяются возможная глубина размыва дна, необходимые срезки грунта, необходимость укрепления русла, потребные струенаправляющие устройства и т. п.[1]

Величины отдельных пролетов моста могут определяться как судоходными требованиями или условиями беспрепятственного пропуска под мостом ледохода, так и экономическими соображениями.

На судоходных или сплавных реках наименьшие величины пролетов в свету и необходимая высота моста устанавливаются в соответствии с условиями судоходства.

[1] Вопросы расчета отверстий мостов не входят в программу настоящего курса и излагаются в пособиях по изысканиям мостовых переходов.

РТБ ДНУЗТ

Все реки, в зависимости от своей многоводности и размеров обращающихся или предполагаемых к обращению судов, разделяются на несколько категорий. Для каждой категории рек установлены определенные минимальные требования в отношении пролетов в свету и подмостовых габаритов для пролетов моста, предназначенных для пропуска судоходства (судоходные пролеты).

В несудоходных частях моста и на несудоходных реках величины пролетов назначаются по экономическим соображениям (см. ниже).

В случае устройства моста с разводным пролетом величина последнего назначается в зависимости от ширины габаритов проходящих судов, скорости течения и др.

Пролеты городских мостов, путепроводов и др. устанавливаются в зависимости от местных условий каждый раз особо.

В путепроводах через железнодорожные пути необходимо считаться габаритом подвижного состава. Ширина габарита приближения строений для ширококолейных железных дорог равна 4,9 *м*; наименьшее расстояние между осями соседних путей — 4,1 *м*. Если железнодорожные пути расположены на кривой, то указанные габариты увеличиваются. Высота габарита между уровнем головки рельса и низом деревянного путепровода должна быть не менее 6,7 *м*.

В путепроводах над авто-гужевыми дорогами необходимо учитывать соответствующие габариты. В городских путепроводах следует учитывать возможную необходимость пропуска трамвая.

Определение наивыгоднейшего пролета

Основными теоретическими предпосылками для приблизительного выяснения величины наивыгоднейшего пролета, при котором полная стоимость моста будет наименьшей, могут служить приводимые ниже соображения.

Затрата материала на пролетные строения моста слагается из двух частей:

а) затраты материала на проезжую часть,

б) затраты материала на главные фермы и связи между ними.

Затрата материала на проезжую часть определяется величиной временной нагрузки, шириной проезда и основными особенностями предполагаемой к применению системы пролетных строений. Что касается величины выбираемого пролета, то она влияет на затрату материала в проезжей части в значительно меньшей степени.

Поэтому с известной степенью приближения можно считать затрату материала на 1 *пог. м* проезжей части F не зависящей от пролета.

Что касается погонной затраты материала на главные фермы p, то она растет с увеличением пролета l, т. е. $p=f(l)$. Зависимость затраты материала от величины пролета различна для разных систем и может быть представлена соответствующими графиками. Однако для приближенного решения задачи можно предположить, что затрата материала на главные фермы со связями пропорциональна величине пролета, т. е. $p=\alpha l$, где α — некоторый коэфициент, имеющий различные значения для различных пролетов и различных систем пролетных строений.

ДГТБ ДПУЗТ

Таким образом затрата материала на 1 *пог. м* пролетного строения:

$$F + p = F + al.$$

Затрата материала на каждую из опор моста зависит главным образом от высоты опоры и в меньшей степени от передаваемого на опору давления, зависящего от величины пролетов. Обозначим затраты материала на одну промежуточную опору с ледорезом через V_1, на береговую опору через V_2 и предположим, что они не зависят от величины выбираемого пролета.

Обозначая далее через:

L — полную длину проектируемого моста,

k_1 — стоимость единицы материала пролетного строения в деле,

k_2 — стоимость единицы материала опоры в деле,

n — предполагаемое число пролетов в мосту,

получим:

стоимость одного пролетного строения:

$$(F + al)\, lk_1;$$

стоимость всех пролетных строений моста:

$$w_1 = (F + al)\, Lk_1;$$

стоимость всех опор моста:

$$w_2 = 2V_2 k_2 + \left(\frac{L}{l} - 1\right) V_1 k_2,$$

где:

$$\left(\frac{L}{l} - 1\right) = (n - 1)$$

число промежуточных опор моста.

Полная стоимость моста:

$$w = w_1 + w_2 = (F + al)\, Lk_1 + 2V_2 k_2 + \left(\frac{L}{l} - 1\right) V_1 k_2.$$

Величина пролета l, при котором стоимость моста будет наименьшей, определится из условия:

$$\frac{dw}{dl} = aLk_1 - \frac{LV_1 k_2}{l^2} = 0,$$

откуда:

$$al^2 k_1 = V_1 k_2.$$

Так как al представляет затрату материала на 1 *пог. м* главных ферм и связей пролетного строения, то $al^2 k_1$ представляет стоимость одного пролетного строения.

Поэтому выведенное равенство показывает, что наивыгоднейшей будет такая разбивка моста на пролеты, при которой стоимость одного пролетного строения, без учета проезжей части, равна стоимости одной опоры.

Из выведенного равенства можно также непосредственно выразить величину наивыгоднейшего пролета:

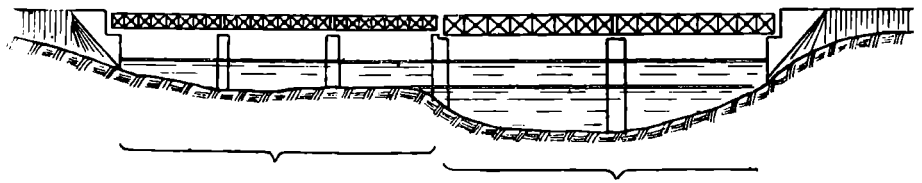
$$l_{\text{наив}} = \sqrt{\frac{V_1 k_2}{ak_1}}.$$

НТБ ДНУЗТ

В тех случаях, когда русло реки имеет ряд характерных участков разными глубинами (фиг. 63), стоимость сооружения опор на каждом из этих участков будет различна. В этом случае величину наивыгоднейшего пролета подсчитывают для каждого участка в отдельности.

Необходимо подчеркнуть, что полученные нами выводы о наивыгоднейшей величине пролетов моста основываются на ряде условных допущений и поэтому могут рассматриваться только как ориентировочное приближение.

В действительности затрата материала на пролетные строения отклоняется от принятого нами прямолинейного закона, затрата мате-



Фиг. 63. Разбивка моста на пролеты.

риалов на опоры зависит от величины пролетов моста (особенно в арочных мостах), в стоимость моста входит также стоимость подходов, зависящая от отметки верха проезда на мосту и т. д.

Поэтому окончательный выбор величины пролетов моста следует делать путем детального технико-экономического сравнения вариантов.

Определение ширины моста

Ширина моста определяется требуемыми в зависимости от интенсивности движения по дороге габаритом проезда и шириной тротуаров.

Габаритом моста называют предельное очертание моста в поперечном разрезе, внутрь которого не могут вдаваться никакие части конструкции моста.

Габариты мостов на автогужевых дорогах стандартизованы (ОСТ 5265) и приводятся в нормах и технических условиях проектирования мостов на авто-гужевых дорогах.

Для мостов с движением, не предусмотренным нормами технической классификации дорог, и для мостов, строящихся по специальным заданиям, габариты проезда устанавливаются в каждом частном случае особо.

Габариты проезда для городских мостов определяются специальными нормами, установленными Наркомхозом.

Уровень расположения ездового полотна на мосту и отметки насыпей на подходах определяются системой и конструкцией устраиваемого моста.

В тех случаях, когда отметки подходов к мосту определяются условиями проектирования продольного профиля дороги, можно, зная отметку ездового полотна на мосту и величину подмостового габарита,

НТБ ДИУЗТ

определить разность между ними или так называемую строительную высоту пролетных строений.

Получающаяся величина строительной высоты сильно влияет на выбор схемы моста и конструкцию пролетных строений и в первую очередь на выбор уровня расположения езды: по верху или по низу.

§ 8. РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

Мосты подвергаются действию ряда различных нагрузок, которые могут быть разделены на следующие основные типы.

1. Вертикальная нагрузка:
   а) подвижная или временная,
   б) постоянная.
2. Горизонтальная нагрузка:
   а) ветровая,
   б) центробежная,
   в) тормозная.

Кроме перечисленных выше вертикальных и горизонтальных нагрузок, на мосты могут также оказывать воздействия: удары и толчки временной нагрузки, изменения температуры, просадки опор и т. п.

Вертикальная нагрузка является основной нагрузкой моста.

При этом нагрузка от проходящих по мосту автомобилей, экипажей, толпы и т. п. называется временной или подвижной нагрузкой.

Постоянной нагрузкой называется нагрузка от собственного веса моста. В задачи рационального проектирования всегда входит стремление к доведению постоянной нагрузки до возможного минимума.

Ветровая нагрузка на мост является дополнительным силовым фактором, требующим учета при проектировании, для обеспечения достаточной жесткости и устойчивости моста при действии сильного ветра. Наиболее опасно действие ветра, перпендикулярное к оси моста; этот случай и принимается при расчете.

Как правило, мосты располагают на прямых участках дороги. При расположении моста на кривой появляется дополнительная горизонтальная нагрузка в виде центробежных сил, возникающих вследствие движения временной нагрузки по кривой.

В случае внезапного торможения автомобилей на мосту возникает дополнительная горизонтальная тормозная нагрузка, действующая вдоль моста.

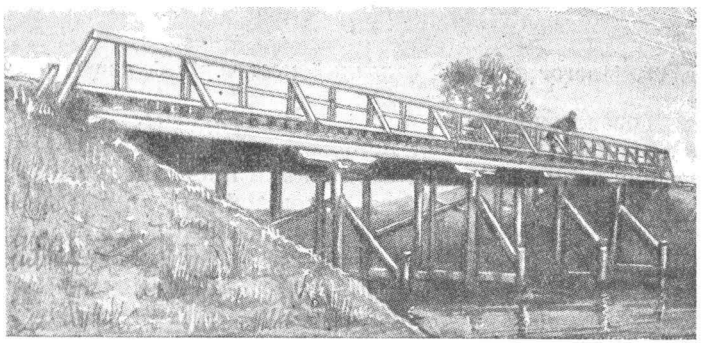
Дополнительные воздействия, могущие возникнуть от изменений температуры, просадок опор и других факторов, в деревянных мостах оказывают весьма слабое влияние и обычно совершенно не учитываются при расчете.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА IV

БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

Простейшим типом деревянных мостов являются балочные. Балочные мосты применяются для перекрытия незначительных пролетов, не более 6—8 *м*. Основными элементами балочных мостов являются опоры и пролетные строения в виде балок (прогонов), перекрывающих



Фиг. 64. Многопролетный балочный мост.

расстояние между опорами. Поверх (прогонов) укладывается проезжая часть моста. Таким образом основными несущими элементами таких мостов являются прогоны, поддерживающие проезжую часть моста и работающие под действием постоянной и временной нагрузок на изгиб, как балки; отсюда и название «балочные мосты».

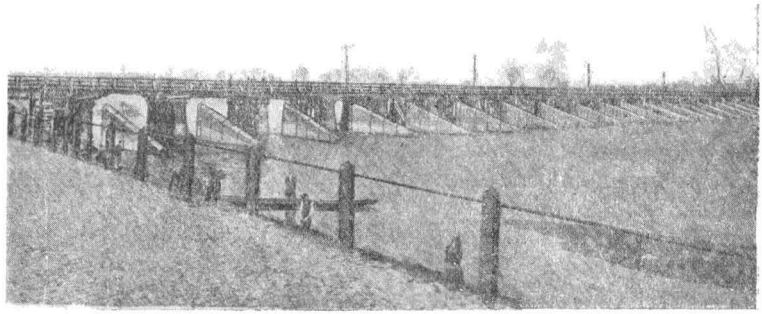
При устройстве перехода через небольшие водотоки балочный мост устраивают однопролетным. В случае перехода более значительных водотоков мост делают многопролетным (фиг. 64). В мостах через широкие реки балочная система применяется редко, так как для больших рек из экономических соображений обычно выгоднее устройство больших пролетов, перекрытие которых простой балочной системой невозможно. На фиг. 65 представлен многопролетный балочный мост через большую реку.

§ 9. ПРОСТЕЙШИЕ БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

Устройство простейшего балочного мостика небольшого пролета под легкую нагрузку представлено на фиг. 66. Прогоны моста, образованные из отесанных на два канта бревен, опираются на деревянные ложки, непосредственно уложенные на поверхность земли, укрепленную втрамбованным щебнем.

НТБ ДИЗТ

Для уменьшения просадок лежня и предохранения его от загнивания целесообразно устроить подсыпку толщиной 30—50 *см* из щебня или гравия. Поверхность грунта для стока просачивающейся сквозь



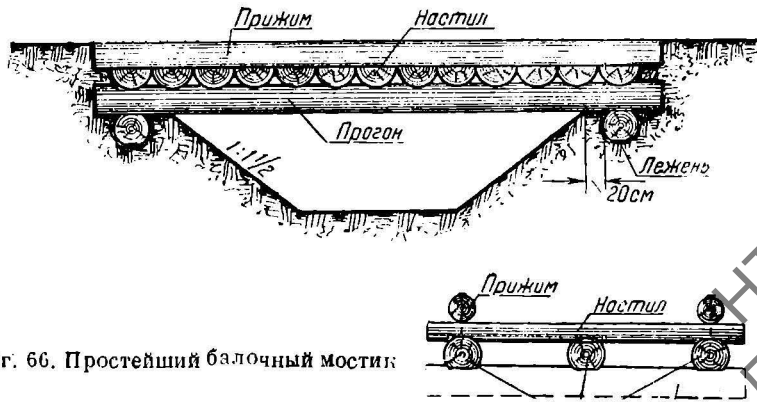
Фиг. 65. Многопролетный балочный мост через большую реку.

щебень воды срезается с уклоном около $^1/_{20}$ (фиг. 67). Для предотвращения сдвига лежень укрепляется кольями, забитыми по обе его стороны. Торцы прогонов защищаются от загнивания просмоленной доской.

Поверх прогонов укладывается сплошной настил из пластин, неподвижно укрепленных на прогонах прижимными бревнами, пришитыми заершенными гвоздями. Прижимные бревна или брусья обычно служат не только для укрепления настила, но одновременно также для предохранения автомобилей и повозок от падения с моста или для защиты перил от повреждения их кузовами повозок. Поэтому брусья эти называют также колесоотбойными или просто отбойными.

В случае необходимости пропуска по мосту более тяжелых грузов и при устройстве моста через небольшую реку или ручей приходится устраивать мост на опорах из свай или стульев.

Конструкция простейшего мостика через небольшую реку, с опорами на стульях, приведена на фиг. 68.



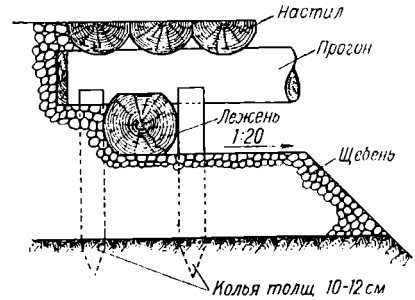
Фиг. 66. Простейший балочный мостик

НТБ ДНУЗТ

Опоры моста состоят каждая из четырех столбов — «стульев», зарытых в землю на глубину не менее 2—2,5 *м*. Внизу стулья своими торцами опираются на камни или деревянные лежни, служащие для распределения давлений, передаваемых стульями на грунт. Сверху на стойки уложена насадка, связывающая сваи в поперечном направлении и служащая для поддержания концов прогонов.

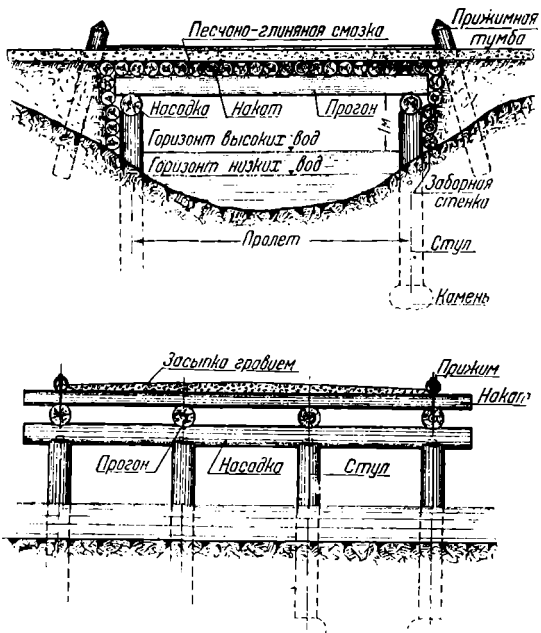
Для обеспечения устойчивости насадок на верхних концах стоек нарезаны шипы, входящие в гнезда, сделанные в насадках.

На насадки опираются прогоны, размещаемые обычно над стойками опор. Низ прогонов должен возвышаться над горизонтом самых высоких вод не менее чем на 0,3—0,5 *м*.



Фиг. 67. Деталь сопряжения с берегом.

Поверх прогонов уложен сплошной настил из наката, покрытого сверху слоем смазки из мятой глины с песком, предохраняющим накат от загнивания. Поверх этой смазки устроена засыпка из щебня, гравия или песка. Песчано-глиняная смазка и засыпка тщательно утрамбовываются или укатываются. Для предохранения проезжающих повозок от падения с моста засыпка ограждена с обеих сторон бревнами, прикрепленными к настилу и прогонам помощью длинных железных нагелей. Бревна эти одновременно служат и для укрепления и прижатия наката и называются «прижимами». Концы прижимов на берегах врублены в прижимные тумбы или н а д о л б ы, служащие также для обозначения ширины проезда на мосту.



Фиг. 68. Простейший балочный мост с опорами на стульях.

Перила на небольших мостиках не обязательны (см. ниже).

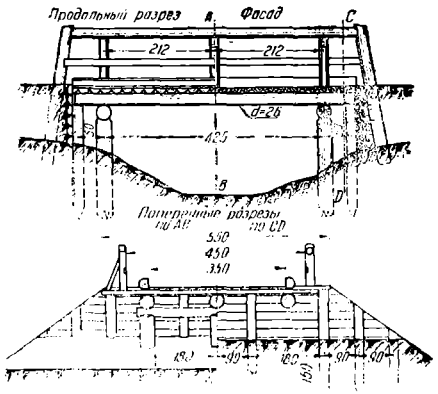
Насыпь, примыкающая к мосту, поддерживается заборными стенками из наката, уложенного сзади стульев.

При интенсивном движении по мосту необходимо устройство более совершенного типа полотна проезжей части, перил

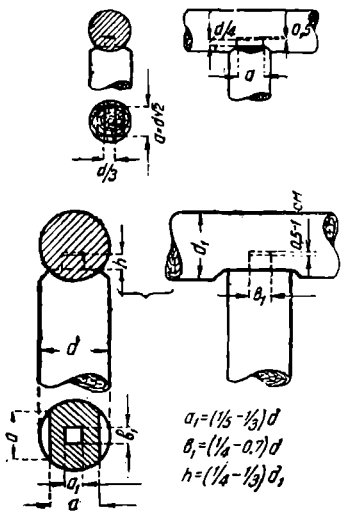
НТБ ДИУЗТ

Фиг. 69 представляет конструкцию такого мостика, расчетным пролетом 4,25 *м*. Опоры моста состоят каждая из ряда свай, соединенных сверху насадкой. Глубина забивки свай в грунт зависит от плотности грунта, веса проходящих по мосту нагрузок, но во всяком случае должна быть не менее 3—3,5 *м*.

Насадка укрепляется на сваях помощью шипов, входящих в гнезда, выдолбленные в насадке (см. деталь на фиг. 70). Глубина гнезда должна быть на 0,5—1,0 *см* больше высоты шипа для того, чтобы в случае неточности обработки сопряжения или при усушке и обмятии его давление от насадки не могло передаться на шип и сломать его. Иногда насадку скрепляют со сваями еще и хомутами из полосового железа, хомуты обхватывают насадку и прибалчиваются к свае (фиг. 71). На насадки опираются прогоны, расположенные над осями свай.

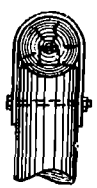


Фиг. 69. Однопролетный балочный мост на свайных опорах.



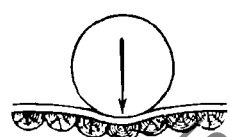
Фиг. 70. Деталь сопряжения насадки со сваей.

Поверх прогонов уложен сплошной поперечный настил из пластин. В пределах ширины проезда поверх пластин пришит верхний настил из досок, расположенных вдоль моста. Доски верхнего настила работают на износ и распределяют давления от колес автомобилей на несколько пластин (фиг. 72).



Фиг. 71. Соединение насадки со сваей помощью металлического хомута.

По краям ездового полотна уложены отбойные брусья. Расстояние от обращенной к ездовому полотну стороны отбойного бруса до перил, или ширина так называемой охранной или предохранительной полосы, делается не



Фиг. 72. Распределение давления верхним настилом.

НТБ ДНУЗТ

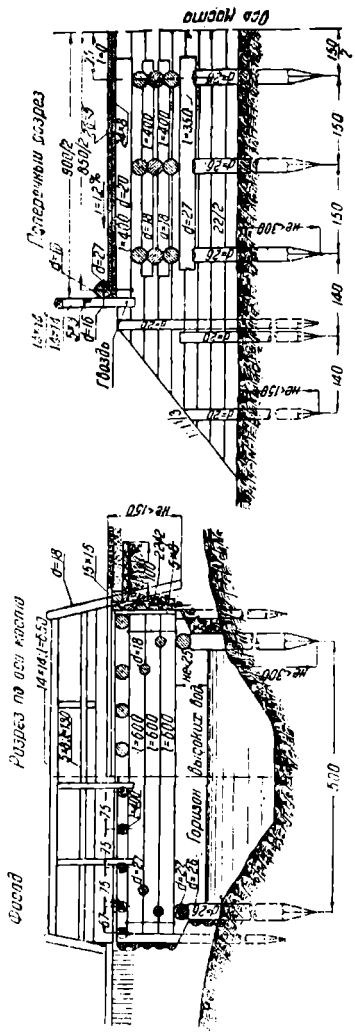
Конструкция однопролетного балочного моста пролетом $l=5$ *м* под тяжелую автодорожную нагрузку приведена на фиг. 73.

Проезжая часть этого моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам. По бокам проезжая часть ограничена колесоотбойными брусьями и перилами. Поперечины имеют длину, равную половине ширины моста, и уложены комлями к середине, отрубами к краям ездового полотна. Благодаря этому естественная коничность бревен обеспечивает поперечный сток воды с поверхности настила.

Прогоны моста трехъярусные. Для обеспечения поперечной устойчивости прогонов и жесткой связи между ними поставлены анкеры из тонких бревен $d=18$ *см* врубленные в прогоны и связывающие между собой по три прогона.

Каждая опора моста состоит из 6 свай, связанных насадками. Вследствие большой ширины моста насадки разделены на две части и связывают по три сваи.

Заборные стенки, поддерживающие насыпь, в нижней своей части опираются на коренные сваи, в верхней же части — на специально забитые свайки диаметром 20 *см*. Для улучшения сопряжения дороги с мостом и предотвращения выбоин и просадок при въезде на мост у обоих концов его поверхность земляного полотна укреплена щитами из пластин, распределяющими давление, передаваемое колесами автомобилей, на большую площадь поверхности земляного полотна.



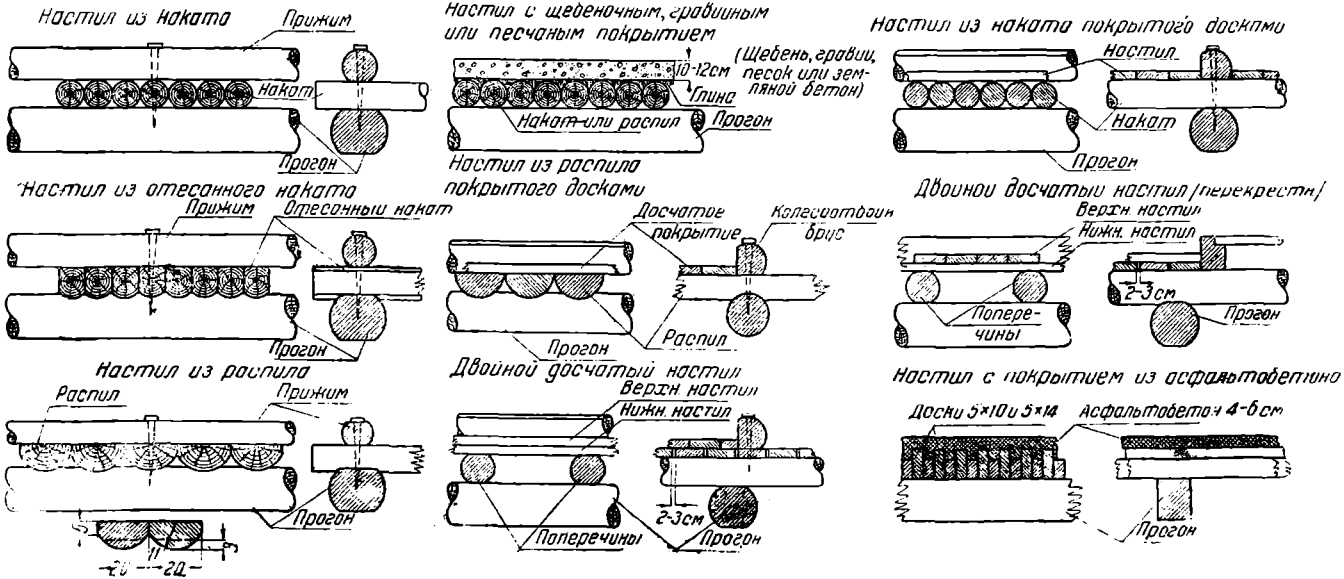
Фиг. 73. Однопролетный балочный мост под тяжелую нагрузку.

§ 10. ПРОЕЗЖАЯ ЧАСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Типы настилов

Различные типы настилов, применяемых в автодорожных мостах, приведены на фиг. 74. При неинтенсивном автомобильном и гужевом движении в мостах на дорогах второстепенного значения может быть применен простой настил из ряда круглых или отесанных накатин или

НТБ ДГУЗТ



Фиг. 74. Типы настилов.

НТБ ДНУЗТ

укрепления такого настила поверх него укладываются «прижимы» из подтесанных на два канта бревен, пришиваемых к прогонам железными нагелями.

Для улучшения условий движения нагрузок по мосту, создания однородности пути на мосту и для распределения давлений, передаваемых колесами, на большее число накатин (распилов) настила, последний часто накрывают сверху слоем щебня или гравия толщиной 10—12 *см*.

Для предохранения настила от загнивания рекомендуется при этом покрывать его сперва смазкой из мятой глины.

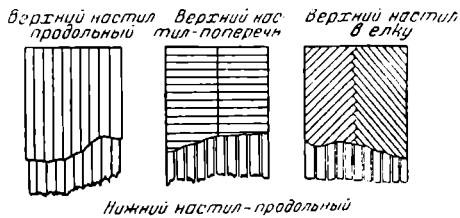
Устройство щебеночного слоя оказывается необходимым на мостах, предназначенных для пропуска гусеничных тракторов, комбайнов и др., повреждающих деревянный настил.

Весьма употребительным типом настила, обладающим небольшим весом и простой конструкцией, является досчатый настил. Досчатый настил может быть одиночным или двойным. Одиночный настил обычно укладывают поверх ряда пластин или накатин.

Двойной досчатый настил укладывают по поперечинам. При устройстве двойного досчатого настила нижний настил укладывают по поперечинам вдоль моста с зазорами по 2—3 *см* для обеспечения его вентиляции, предотвращающей загнивание.

Верхний настил служит для распределения давлений от временной нагрузки, работает на износ и может быть продольным или поперечным (фиг. 75).

Поперечный настил несколько меньше подвергается износу, но в случае износа требует сплошной смены всех досок. Продольный настил изнашивается несколько быстрее, но при ремонте требует смены лишь части досок, находящихся под местом прохода колес подвижной нагрузки. Продольный настил несколько более скользок в гололед для лошадей.



Фиг. 75. Типы досчатых настилов.

Иногда верхний настил укладывают в елку (фиг. 75). Такой настил обеспечивает более спокойную езду и довольно хорошо работает на износ. У нас, однако, настил в елку применяется редко.

В последние годы начинают применять настил американского типа из досок, уложенных на ребро, покрытых сверху слоем асфальтобетона.

Доски укладываются непосредственно по прогонам в балочных или подкосных мостах и поверх поперечных балок — на мостах больших пролетов с решетчатыми фермами.

Доски связываются между собой в горизонтальном направлении забивкой гвоздей. Слой асфальтобетона, покрывающий доски, обеспечивает гладкую поверхность для проезда проходящих по мосту повозок, предохраняет проезжую часть от действия влаги и обладает хорошими эксплоатационными качествами. Толщину слоя асфальто-

РНБ ДИЗТ

бетона делают 4 и 6 *см* при более легкой нагрузке, 5 и 7 *см* при более тяжелой нагрузке.

Тротуары и перила

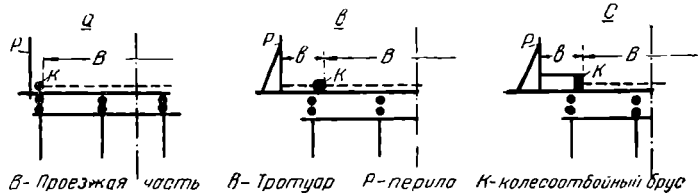
В мостах с габаритом проезда Г1 и Г2 устройство тротуаров обязательно (см. технические условия). Ширина тротуаров принимается равной 0,75 *м* при слабом пешеходном движении и 1,25 или 1,50 *м* при сильном пешеходном движении.

Для остальных габаритов тротуары устраиваются лишь при наличии достаточно интенсивного пешеходного движения, а также на мостах, находящихся в пределах населенных пунктов.

При слабом же пешеходном движении тротуаров не устраивают вовсе (фиг. 76, *а* и 77).

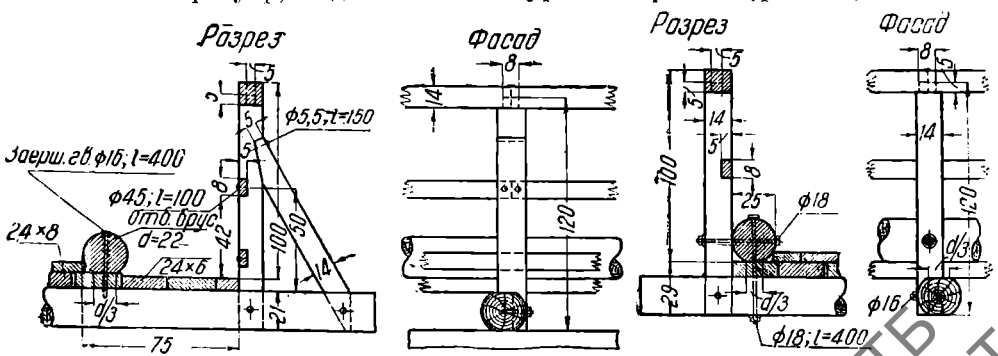
Для мостов, расположенных в городах и сильно населенных центрах, ширина тротуаров определяется в зависимости от требований уличного пешеходного движения и в больших городах, при сильном пешеходном движении, доходит до 2—2,5 *м* и более.

Тротуары, в зависимости от уровня расположения, могут быть «пониженными» или «повышенными». «Пониженным» называют тротуар,



Фиг. 76. Типы тротуаров.

находящийся в одном уровне с поверхностью проезжей части и отделяемый от нее колесоотбойным брусом (см. фиг. 76 *b*). «Повышенным» называют тротуар, поднятый выше уровня проезда (фиг. 76, *с*), для



Фиг. 77. Конструкция тротуаров пониженного типа.

обеспечения большей безопасности пешеходов и для предохранения тротуаров от загрязнения и сырости.

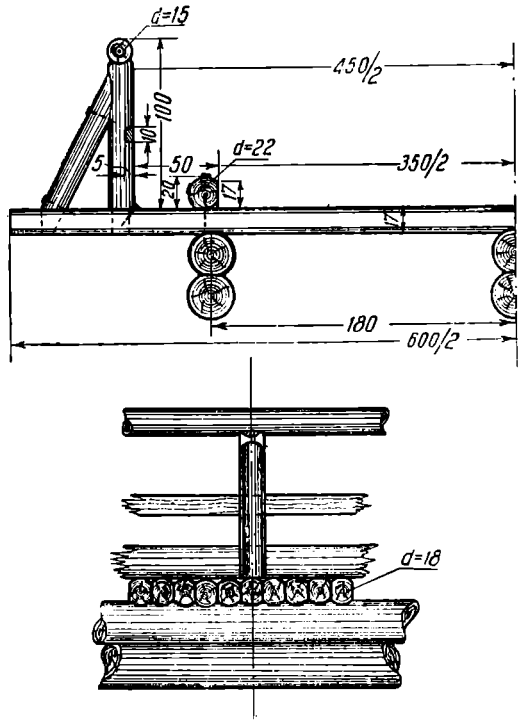
Конструкция тротуаров пониженного типа приведена на фиг. 77.

НТБ ДНУЗТ

Настил тротуара из продольных досок толщиной 5—7 *см* опирается на концы длинных поперечин, укладываемых через каждые 2—2,5 *м* по длине моста.

Колесоотбойный брус, отделяющий тротуар от проезжей части, прикрепляется к поперечинам помощью болтов, шурупов или длинных заершенных гвоздей.

Перила моста состоят из поручня, укрепленного на перильных стойках помощью шипов. Стойки нижним своим концом опираются на выпущенные концы поперечин помощью врубки в полдерева, укрепленной болтом.



Фиг. 78. Устройство тротуара при настиле из накатин.

Расстояние между перильными стойками 2—2,5 *м*. Нормальная высота перил 0,9—1,2 *м*; наиболее употребительна высота в 1 *м*.

По высоте перильных стоек к ним пришивается одна или две рейки, врезанные заподлицо и образующие перильное заполнение, необходимое для безопасности прохода по мосту пешеходов.

Для увеличения боковой устойчивости перил могут быть установлены перильные подкосы.

В случае устройства моста без специальных тротуаров конструкция ограждающего устройства состоит из перил и колесоотбойного бруса (фиг. 77). Перильные стойки врубаются нижним концом в поперечину и прикрепляются к колесоотбойному брусу.

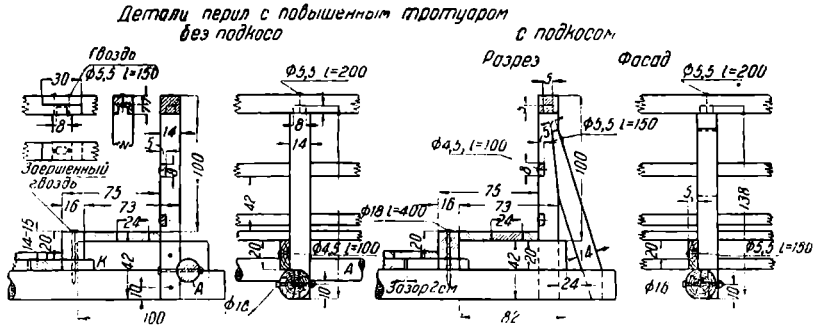
В мостах с простейшими типами настила из пластин или накатника тротуаром служат концы настила, перила же с подкосами укрепляются на специально уложенных удлиненных пластинах (накатинах); для этого концы длинных пластин (накатин) следует выпускать на 0,5—0,6 *м*.

Перильная стойка врубается в длинную пластину сквозным шипом и кроме того поддерживается подкосом, верхний конец которого врубается зубом в перильную стойку, а нижний — сквозным шипом в пластину (накатину). На фиг. 78 изображено устройство тротуара при настиле из накатин.

В мостах с интенсивным пешеходным или авто-гужевым движением

НТБ ДНУЗТ

тротуар, для безопасности пешеходов, следует делать «повышенным», подымая его на 0,12—0,2 *м* над уровнем проезда. Настил тротуара обычно делается одиночным, продольным или поперечным. Продольный тротуарный настил поддерживается короткими поперечными брусками



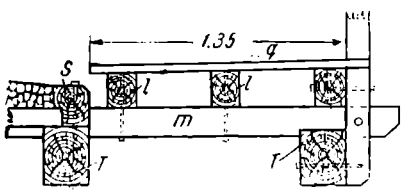
Фиг. 79. Конструкция тротуаров повышенного типа.

или досками на ребро, уложенными на выпущенные концы длинных поперечин.

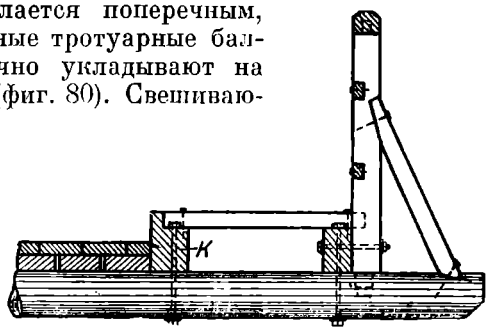
Тротуар с продольным настилом, пришитым к положенным на ребро досчатым коротышам, изображен на фиг. 79. Досчатый коротыш, уложенный на выступающий конец длинной поперечины, одним своим концом входит в вырезанное в колесоотбойном брусе гнездо и прирезан к выступающей из-под этого бруса доске нижнего настила. Другим концом коротыш пришит нагелем к перильной стойке.

В случае устройства перил без подкосов перильная стойка прикрепляется к продольному бревну *А*, врезанному между концом поперечины и досчатым коротышем.

Если тротуарный настил делается поперечным, то он укладывается на продольные тротуарные балки. Эти продольные балки обычно укладывают на выпущенные концы поперечин (фиг. 80). Свешиваю-



Фиг. 80. Конструкция тротуара с продольными балками.



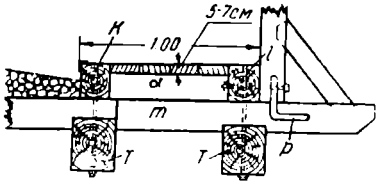
Фиг. 81. Тротуар с продольными балками.

щиеся концы досок тротуарного настила могут легко задираться колесами повозок; чтобы этого не происходило, можно окаймить края досок железом или, что лучше, устраивать тротуарный настил по

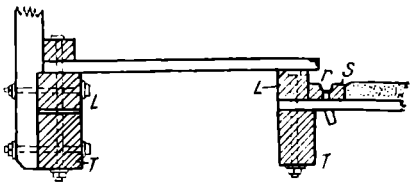
НТБ ДИЗТ

Если проезжая часть имеет гравийное или щебеночное покрытие, то тротуар делается по одному из способов, приведенных на фиг. 80, 82, 83.

Тротуар, изображенный на фиг. 80, имеет поперечный досчатый настил, уложенный на трех продольных тротуарных балках *e*, лежа-



Фиг. 82. Конструкция тротуара с продольным настилом.



Фиг. 83. Конструкция тротуара с поперечным досчатым настилом.

щих в свою очередь на поперечинах *m*. Тротуару для стока воды придается поперечный уклон от $^1/_{20}$ до $^1/_{50}$ внутрь моста. Щель *s* обеспечивает хороший отвод воды как с проезжей части, так и с тротуара. Под щелью может быть укреплен желоб для продольного отвода стекающей воды.

В конструкции, приведенной на фиг. 83, для отвода воды уложен желобчатый брусок *s*, снабженный водоспускными трубками *r* через каждые 3—5 *м*.

§ 11. МНОГОПРОЛЕТНЫЕ БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

Многопролетные балочные мосты по своей конструкции аналогичны однопролетным мостам. Особенностью многопролетных мостов является лишь устройство опор и стыков прогонов (фиг. 84, 85 и 86, см. вклейку).

Пример конструкции балочного моста с небольшими пролетами по 3,25 *м* приведен на фиг. 84.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам. Оба настила продольные; верхний сплошной, нижний — с зазорами по 2 *см*. Поперечины расположены на расстоянии 0,75 *м* друг от друга и опираются на одноярусные прогоны, из бревен длиною по 6,5 *м*. Прогоны опираются на свайные опоры через подбалки длиною 1,3 *м*. Подбалки служат для поддержания стыков прогонов, а также в некоторой степени для усиления прогонов при работе их на изгиб. Подбалки связываются с прогонами болтами.

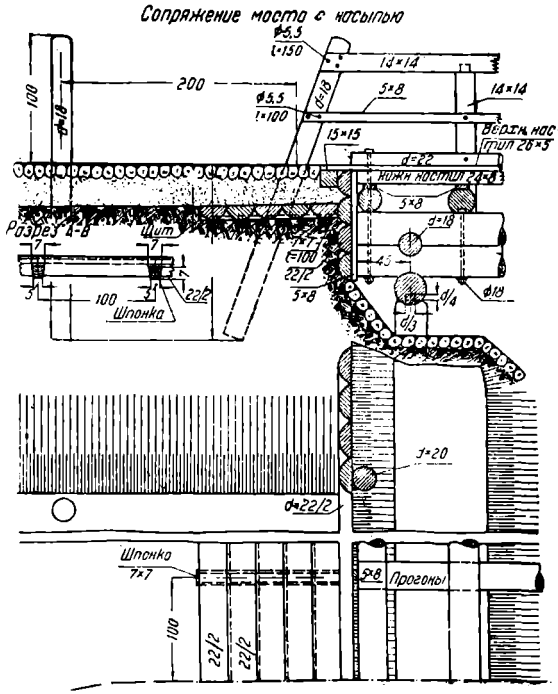
Стыки прогонов располагаются над сваями через один пролет. Для легкой нагрузки (например Н2,5) проезжая часть может быть образована из распила, уложенного непосредственно по прогонам и укрепленного прижимными бревнами (см. вынесенную деталь).

Сопряжение с насыпью (фиг. 87) устроено при помощи конуса с уклоном 1:1, мощенного одиночной мостовой. Верхняя часть насыпи поддерживается заборной стенкой, опирающейся на короткие сваи, забитые на глубину не менее 1,5 *м*. Для предотвращения просадок полотна дороги при въезде на мост под песчаным слоем устроен деревянный щит длиною 1 *м*, распределяющий давление от колес на поверхность насыпи. Щиту придается уклон около 4% в сторону от моста, для обеспечения стока с него воды.

ДИЗЭТ

Проезжая часть ограничивается отбойными брусьями, уложенными с просветами по 20 *см* для стока воды. По бокам проезжей части устроены перила. Перильные стойки укрепляются на выпущенных концах длинных поперечин.

Конструкция многопролетного балочного моста с пролетами по 4,0 *м* приведена на фиг. 85. В этом случае прогоны имеют двухъярусное сечение. Стыки прогонов устроены над каждой опорой. Стыки прогонов поддерживаются подбалками, связанными с прогонами болтами. Для обеспечения поперечной жесткости и устойчивости прогонов они связаны между собой поперечными анкерами. Анкеры располагаются около стыков прогонов и образованы из бревен диаметром 18 *см*, врубленных в прогоны. Деталь врубки анкера в прогон приведена на фиг. 88 и 89.



Фиг. 87. Сопряжение моста с насыпью.

При большой высоте свайных опор приходится устраивать наращивание свай. Наращивание располагается на высоте не менее 0,3—0,5 *м* над горизонтом меженних вод. Стык свай укрепляется поперечными схватками и деревянными коротышами, связанными со сваями болтами (фиг. 90). Торцы свай укрепляются металлическим потайным штырем.

Другой способ устройства стыка свай, в полдерева, с металлическими хомутами, приведен на фиг. 91. Стык тоже обжимается поперечными схватками.

На фиг. 86 приведены типовые поперечные разрезы балочных мостов для разных габаритов проезда.

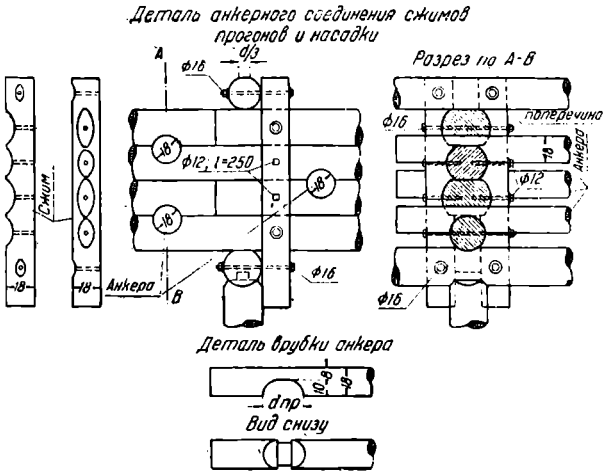
При габарите Г2 поперечины проходят на половину ширины проезда и укладываются комлем к середине, отрубом к сторонам моста, чем обеспечивают поперечный уклон 1—2% в обе стороны для отвода воды. Левая часть разреза соответствует небольшой высоте моста, при которой свайные опоры могут не иметь поперечных скреплений. Правая часть соответствует высоте *H* более 3—4 *м*. Поперечная жесткость опоры обеспечивается в этом случае горизонтальными и диагональными схватками из пластин, врубленных в сваи, прикрепленных к ним заершенными гвоздями или болтами.

В левой части поперечного разреза изображен тротуар пониже-

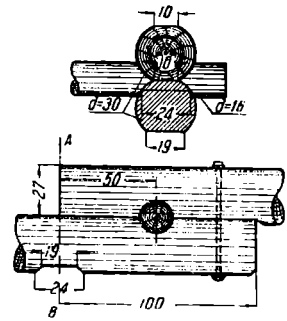
ГПБ ДНЗТ

ного типа, в правой же части — повышенный тротуар. Для связи между прогонами поставлены анкеры длиною 2,25 и 4 *м*, схватывающие между собой 2 или 3 прогона.

При габаритах Г5 и Г4 поперечины устроены цельными на всю ширину моста. В попереч-



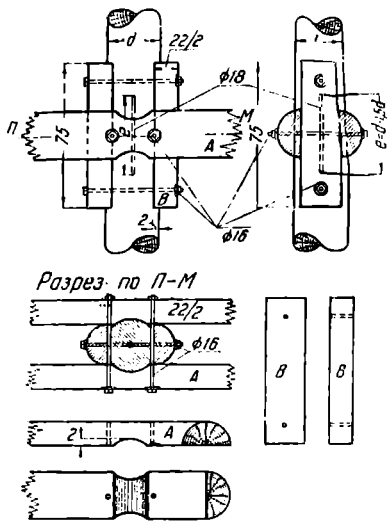
Фиг. 88. Деталь устройства сжимов и анкеров.



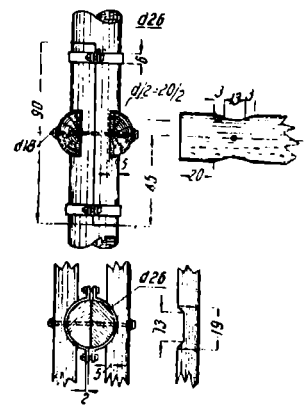
Фиг. 89. Деталь сопряжения анкера с прогоном.

ном разрезе (фиг. 86) видны клиновидные прокладки, обеспечивающие поперечный уклон настила.

При высоте опор $H>5$—6 *м*, для увеличения поперечной жесткости моста при действии горизонтальных нагрузок (ветер, горизонтальные



Фиг 90. Деталь устройства наращивания свай.



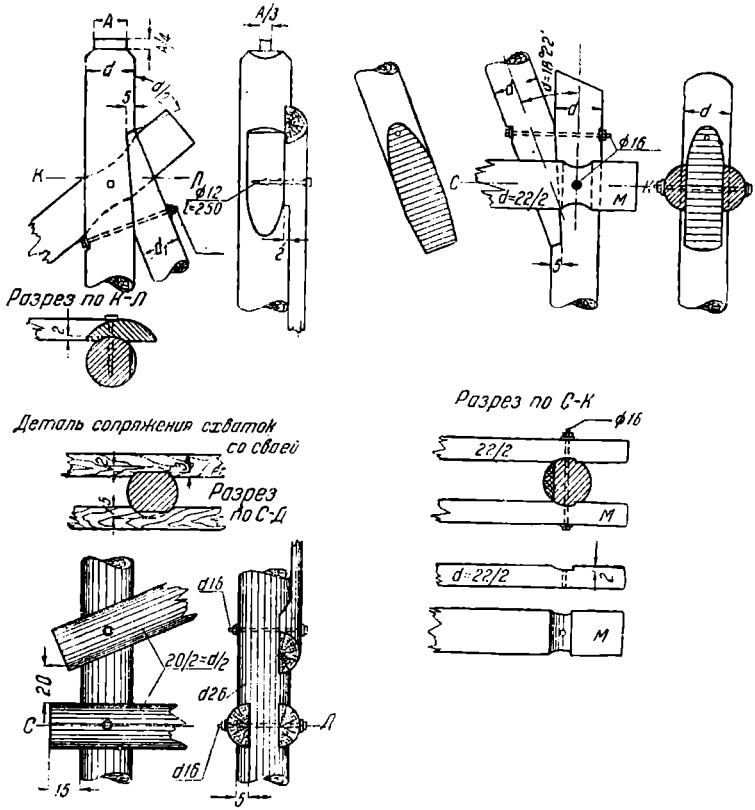
Фиг. 91. Стык свай в полдерева с металлическими хомутами.

толчки при проходе временной нагрузки), кроме горизонтальных и диагональных схваток, связывающих сваи, устраиваются специальные

НТБ ДНУЗТ

подкосы или «укосины», упирающиеся нижними концами в дополнительные «откосные» или «укосные» сваи. Детали сопряжений укосин, диагональных и горизонтальных схваток со сваями приведены на фиг. 92.

При габарите Г6 (фиг. 86) проезжая часть устроена из пластин, уложенных по прогонам и покрытых сверху продольным досчатым настилом. Тротуар при этом устроен пониженным.



Фиг. 92. Детали сопряжения элементов свайных опор.

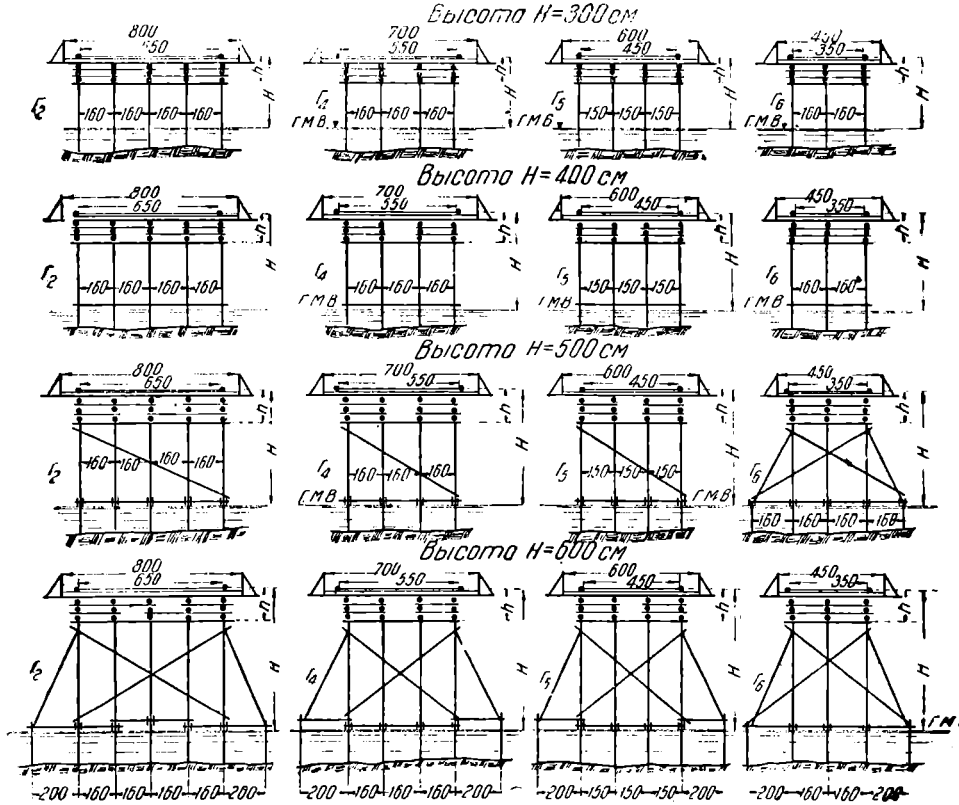
Типовые схемы опор балочных мостов при различной высоте насыпи H=3, 4, 5 и 6 *м* приведены на фиг. 93.

При скалистом или каменистом грунте взамен свайных опор устраивают опоры рамного типа, опирающиеся на лежни, непосредственно укладываемые на грунт.

На фиг. 94 изображена конструкция рамной опоры небольшой высоты для балочных мостов l=2—5 *м* под нагрузку Н8 при габарите Г4. Рама состоит из лежня с установленными на нем четырьмя стойками. Поверх стоек уложена насадка. Стойки сопрягаются с лежнем и насадкой помощью шипов и укрепляются к насадке еще металличе-

НТБ ДПИЗТ

скими хомутами. Для обеспечения поперечной жесткости рамы поставлены подкосы, связанные со стойками и нижним лежнем. Таким образом рама представляет собою целое звено, элементы которого связаны между собой. Рама устанавливается в углубление — траншею, устраиваемую в грунте; для лучшего распределения давления под лежень рамы подложены коротыши и слой песка или гравия. На фиг. 94 приведены также детали основных сопряжений рассматриваемой опоры.



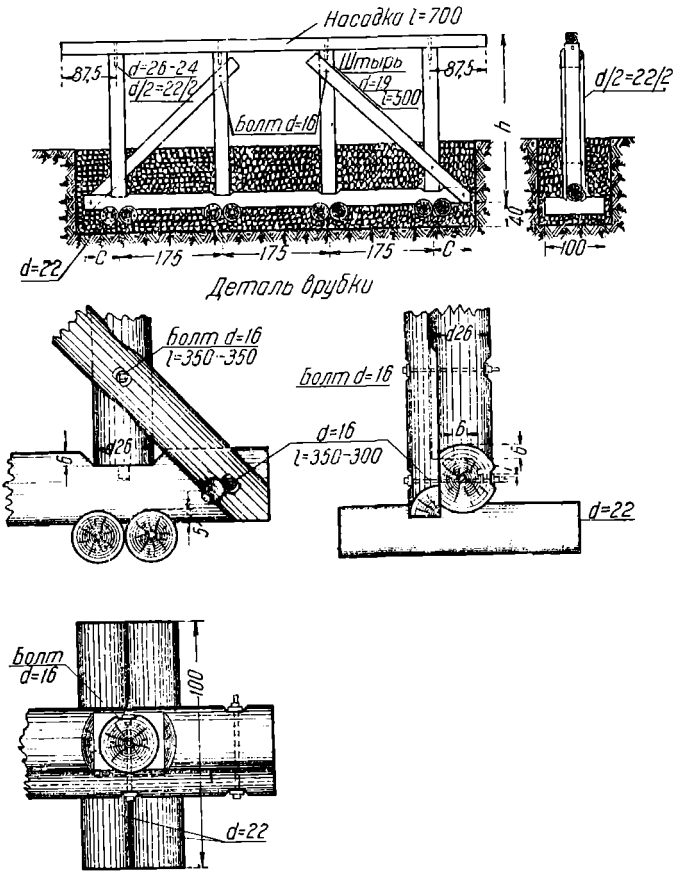
Фиг. 93. Типовые схемы опор балочных мостов.

Для перекрытия пролетов более 5—6 *м* балочной конструкцией приходится прибегать к устройству или многоярусных прогонов, составленных из нескольких бревен, положенных друг на друга и прочно скрепленных между собой болтами и сжимными брусьями, или же применять прогоны составного сечения на шпонках, колодках или зубьях.

На фиг. 95 приведена конструкция моста с многоярусными прогонами, перекрывающими пролеты по 6,5 *м*. Прогоны моста трехъярусные с подбалками над опорами.

ДНЗТ

Для обеспечения устойчивости высоких прогонов, над опорами и в средине каждого пролета бревна прогонов обхвачены с обеих сторон специальными брусками — сжимами, пригнанными к боковой поверхности бревен и связанными с ними болтами и заершенными гвоздями. Сжимы, располагаемые над опорами, имеют длину несколько большую высоты прогона с тем, чтобы выступающие концы сжимов

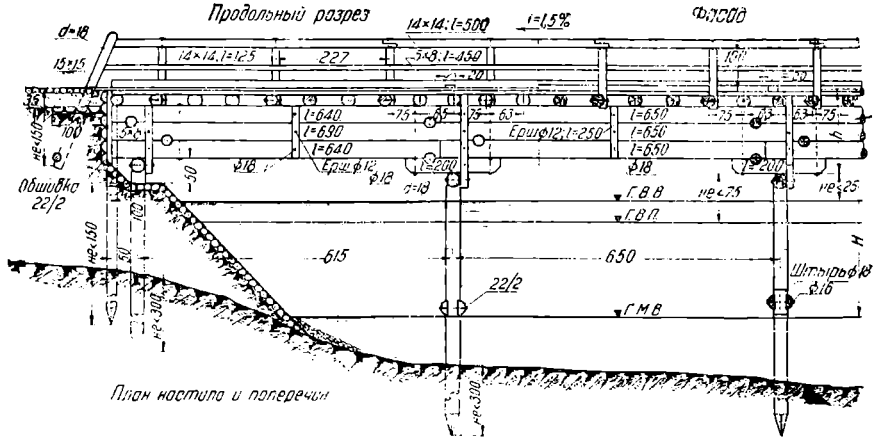


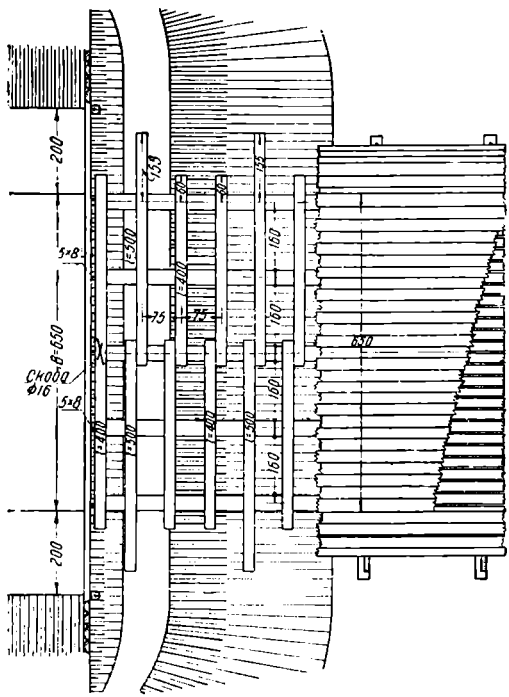
Фиг. 94. Конструкция рамной опоры небольшой высоты.

могли быть связаны с поперечиной проезжей части, с другой же стороны — с насадкой опоры. Этим обеспечивается большая жесткость и надежность связи. Кроме устройства сжимов прогоны связываются между собой в поперечном направлении также и анкерами. Анкеры располагаются над опорами, вблизи стыков бревен прогона. Стыки располагаются вразбежку над опорами, в пределах длины подбалки. Деталь укрепления прогонов сжимами и анкерами приведена на фиг. 88.

Балочные мосты с многоярусными прогонами вследствие громоздкости и сложности конструкции требуют большой затраты лесомате-

НТБ ДГТУ





Фиг. 95. Балочный мост с многоярусными прогонами.

Поэтому более целесообразным для перекрытия балочной системой значительных пролетов является применение мостов с составными или же одноярусными прогонами.

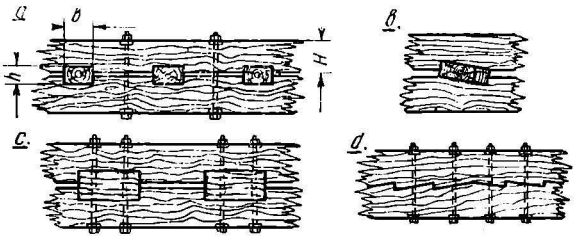
§ 12. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ С СОСТАВНЫМИ ПРОГОНАМИ

В балочных мостах с прогонами составного сечения бревна каждого прогона связываются между собой помощью ш п о н о к или к о л о д о к.

Соединение на шпонках представлено на фиг. 96, *а*. Шпонки представляют собою дубовые бруски прямоугольного сечения высотой h около 0,25—0,30 от высоты соединяемых брусьев (бревен) и шириной $b \geqslant 2{,}5\ h$. Шпонки располагаются волокнами перпендикулярно к направлению продольной оси балки. Для того чтобы при усушке дерева шпоночное соединение не ослаблялось, прибегают к подбивке шпонок, для чего им приходится придавать несколько клинообразную в продольном направлении форму. Длина шпонок делается на 5—8 *см* больше ширины соединяемых элементов для обеспечения запаса на подбивку.

НТБ ДНУЗТ

около $^1/_{10}H$, где H — толщина элемента. Зазор предохраняет балку от загнивания, позволяет подтягивать болты при усыхании и повышает также момент сопротивления балки. Болты устанавливаются в промежутках между шпонками, чтобы не препятствовать их подбивке. Для усиления работы шпонок можно располагать их наклонно (фиг. 96, *b*); однако это усложняет выполнение соединения и применяется поэтому редко.

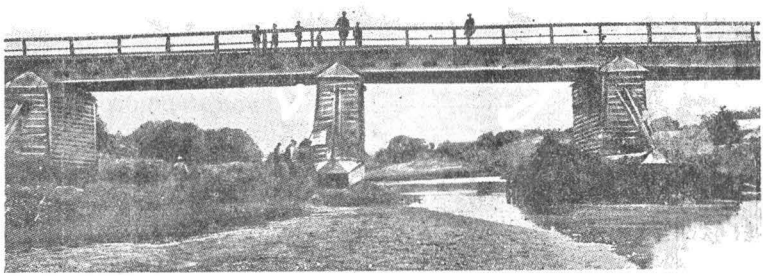


Фиг. 96. Типы составных прогонов на шпонках, колодках и зубьях.

Соединение на колодках представлено на фиг. 96, *c*.

Колодки представляют собою небольшие отрезки брусьев из того же леса, что и бревна прогона, располагаемые волокнами вдоль моста. Благодаря такому устройству и расположению колодок усушка их происходит в тех же условиях, что и бревен прогона; поэтому ослабление их с течением времени меньше сравнительно со шпонками.

Так как колодки не требуют подбивки, то болты, стягивающие элементы балки, обычно пропускают через колодки.



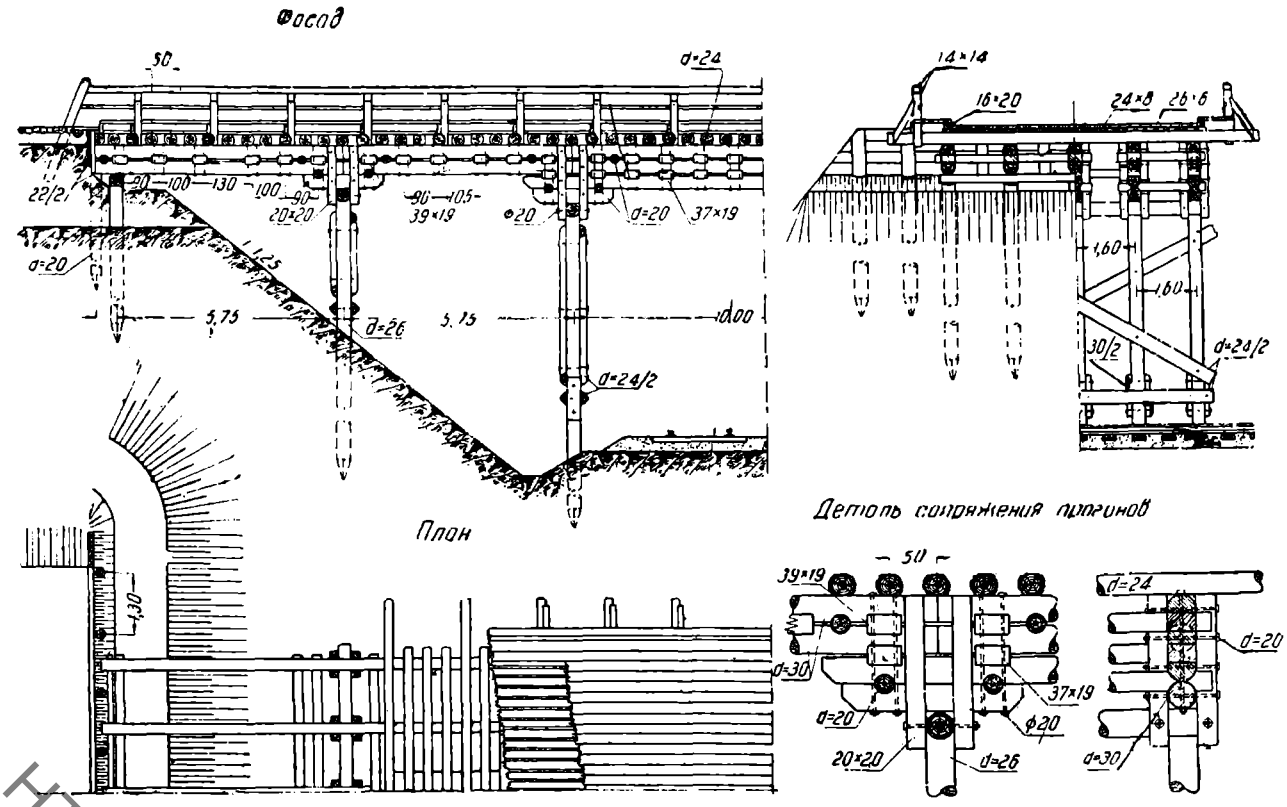
Фиг. 98. Общий вид моста с прогонами на колодках.

Одним из применявшихся ранее способов соединения является устройство зубьев (фиг. 96, *d*). Вследствие трудности обработки и пригонки соединение зубьями в настоящее время не применяется.

Назначение шпонок, колодок и зубьев — препятствовать скольжению связываемых элементов друг по другу и обеспечение совместной их работы при изгибе.

Усилия, действующие на шпонки и колодки, возрастают по мере увеличения скалывающих усилий в балке. У опор шпонки работают наиболее интенсивно, у середины пролета значительно меньше. Потому шпонки иногда располагают на различных расстояниях друг от друга по длине

НТБ ДИЗТ



Фиг. 97. Балочный путепровод с прогонами на колодках.

НТБ ДНУЗТ

Расчет шпоночных соединений приведен далее, в § 21.

В качестве примера применения прогонов составного сечения для балочного моста на фиг. 97 приведена конструкция путепровода через железнодорожные пути.

Путепровод имеет средний пролет в 10 *м*. Ограниченная строительная высота и габаритные условия заставили остановиться для перекрытия 10-метрового пролета на балочной системе с составными прогонами на колодках.

Для обеспечения достаточной связи между бревнами прогонов каждая колодка стянута двумя болтами. Средний пролет $l=10$ *м* перекрыт трехъярусными составными прогонами, береговые же пролеты $l=5{,}75$ *м*— двухъярусными составными прогонами. Стыки прогонов над опорами и сопряжение с подбалкой показаны на фиг. 97 в деталях.

Для обеспечения жесткости и устойчивости прогонов поставлены сжимы и анкеры. Общий вид балочного моста с прогонами на колодках приведен на фиг. 98.

§ 13. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ С ОДНОЯРУСНЫМИ ПРОГОНАМИ

В целях уменьшения строительной высоты балочных мостов и сокращения количества болтов и скреплений, необходимых для многоярусных прогонов, возможно устройство балочных мостов с одноярусными прогонами.

Основной особенностью таких мостов является устройство большого числа прогонов в виде ряда бревен, располагаемых на весьма небольшом расстоянии друг от друга по насадкам.

Конструкция моста с пролетами 6,5 *м* и одноярусными прогонами приведена на фиг. 99.

Пролеты моста перекрыты одиночными прогонами из бревен диаметром 30 *см*, подтесанных сверху и снизу и опирающихся концами на подбалки.

В комлевых частях притеска к подбалке делается с тем расчетом, чтобы строительная высота прогона была на обоих концах одинаковой.

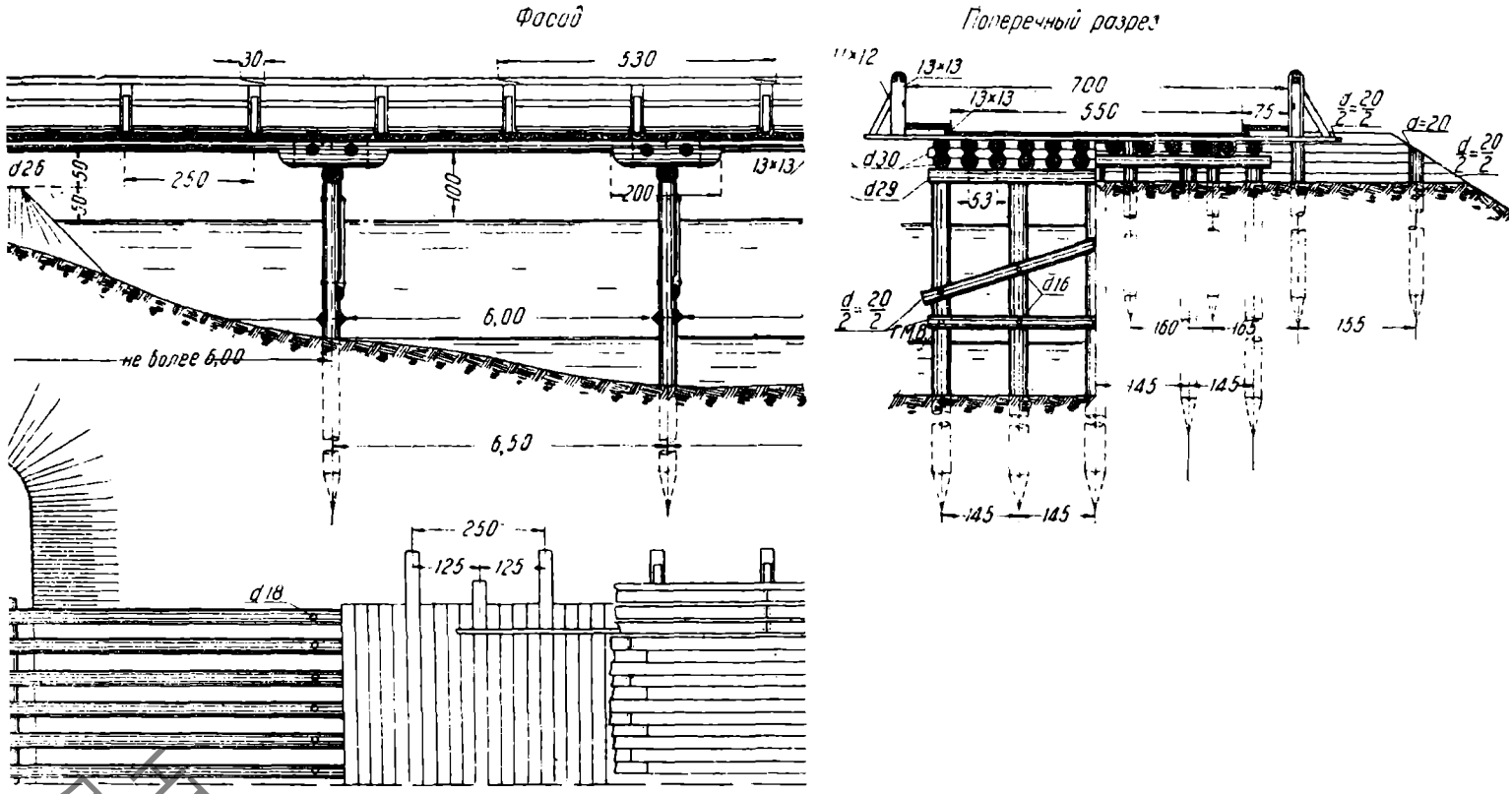
Прогоны в поперечном направлении уложены на расстоянии 0,53 *м* друг от друга и около стыков связаны между собой анкерными связями из бревен диаметром 16 *см*.

Анкеры одновременно служат и для связи прогонов с подбалками, обеспечиваемой также болтами.

Благодаря частому расположению прогонов в поперечном направлении уменьшается давление на каждый из прогонов, и сечение их может быть сделано даже для пролета $l=6{,}5$ *м* одноярусным. Этим существенно снижается строительная высота пролетных строений моста. Преимуществами устройства одноярусных прогонов, кроме снижения строительной высоты пролетного строения, являются также: упрощение конструкции моста, уменьшение количества скрепляющих элементов (анкеры, сжимы), облегчение конструкции проезжей части благодаря уменьшению расстояния между прогонами и упрощение процесса укладки прогонов при сборке моста.

К недостаткам применения одноярусных прогонов необходимо отнести меньшую их жесткость сравнительно многоярусными прогонами.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 99. Мост с одноярусными прогонами.

НТБ ДНУЗТ

Прогоны своими концами опираются через подбалки на насадки, уложенные на головы свай. Расстояние между сваями в поперечном направлении 1,45 *м*.

Так как прогоны опираются на насадки не только над сваями, но и на участках между ними, то насадка в рассматриваемой конструкции работает кроме смятия еще на изгиб.

Проезжая часть моста состоит из сплошного ряда поперечных распилов сечением 20/2, уложенных непосредственно поверх прогонов. Благодаря частому расположению прогонов проезжую часть оказывается возможным устроить без укладки поперечин. Распилы по ширине проезда покрыты продольным настилом из досок сечением 24×6 *см*, служащих для предохранения поперечин от износа и для распределения давлений от колес автомобилей. С обеих сторон проезда поставлены колесоотбойные брусья и устроены тротуары шириной по 0,75 *м*. Тротуары опираются на свешивающиеся концы длинных поперечин, уложенных на расстоянии 1,25 *м* друг от друга. Поверх свешивающихся концов поперечин уложены отрезки распила диаметром 26 *см*, по которым пришит продольный тротуарный настил из досок сечением 24×6 *см*. Через каждые 2,5 *м* свешивающиеся концы поперечин выпущены на 1,2 *м* за крайний прогон, и на них укрепляются перила.

§ 14. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ АМЕРИКАНСКОГО ТИПА

Стремление к максимальной индустриализации процессов постройки мостов и изготовления их элементов требует перехода от обычных кустарных способов к заводскому изготовлению элементов и механизированному монтажу мостов на месте.

Рассмотренные выше обычные типы деревянных мостов малых пролетов, выполняемые из круглого леса, с значительным числом врубок, необходимостью подтески и пригонки элементов — требуют применения большого количества ручного труда, довольно значительной затраты лесоматериалов и почти полностью исключают возможность механизации производства работ.

Кроме того, в мостах обычного типа, благодаря большому количеству врубок, подтесок, дыр для болтов и проч., затруднен переход к пропитанному антисептиком лесу, так как никакая обработка дерева после пропитки недопустима.

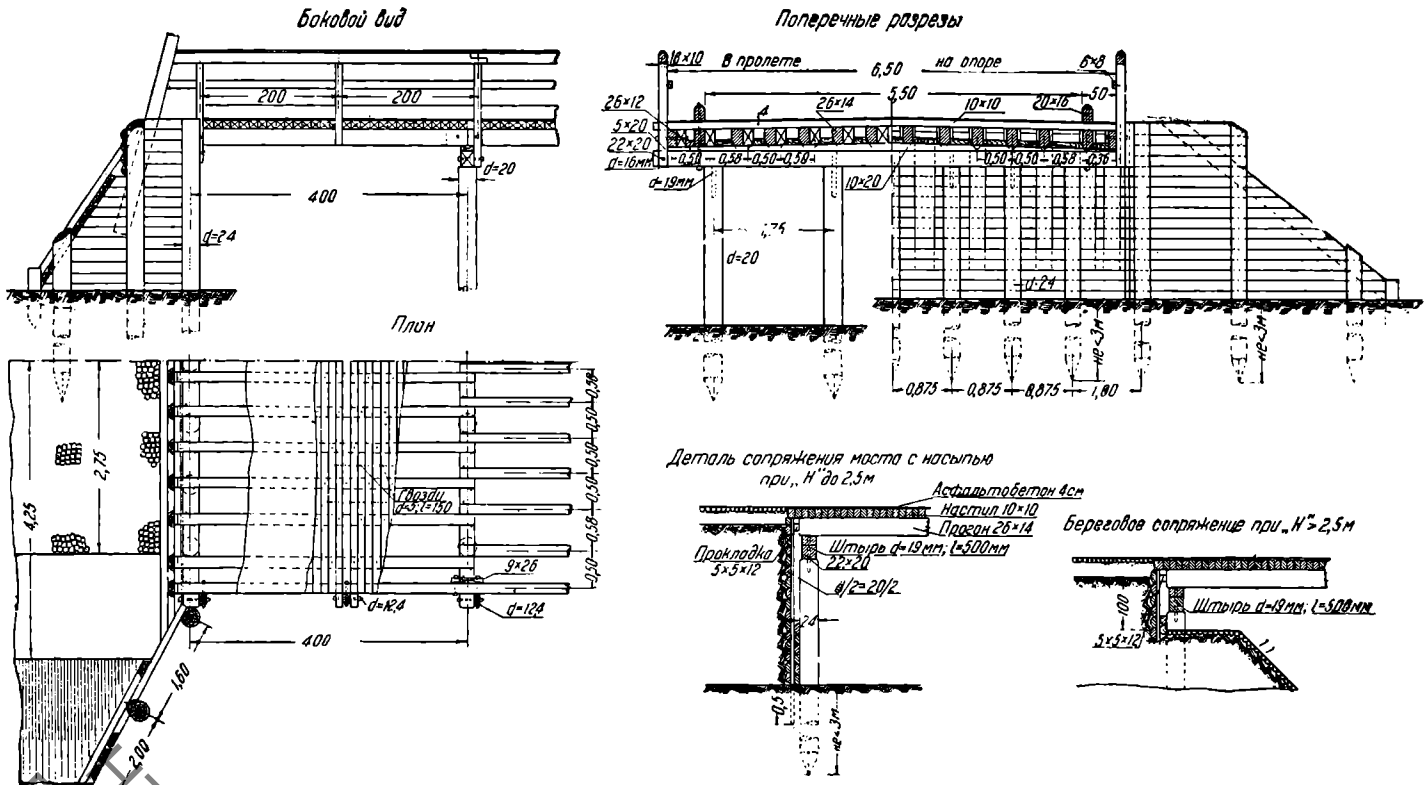
К числу недостатков этих мостов следует также отнести, во-первых, значительную строительную высоту пролетных строений, вызываемую применением многоярусных прогонов, и, во-вторых, быстрый износ и загнивание деревянного досчатого настила.

Получившие за последние годы распространение в СССР балочные мосты так называемого «американского» типа, являющиеся новым типом мостов, заимствованным из американского опыта, обладают конструкцией, значительно более приспособленной к механизированным изготовлению и сборке.

Балочный мост американского типа с пролетами по 4 *м* (типовая проектировка СССР) представлен на фиг. 100.

Мост составлен в основном из пиленого леса. Пролетное строение моста состоит из брусчатых прогонов и уложенного сверху попереч-

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 100. Балочный мост американского типа.

НТБ ДНУЗТ

ного настила. Для уменьшения сечений прогонов число их значительно увеличено по сравнению с обычными типами балочных мостов.

Расстояние между осями прогонов равно 0,5 *м*. Частое расположение прогонов позволяет применить одноярусные прогоны, понизив высоту пролетного строения и упростив его конструкцию. На опорах прогоны опираются на клиновидные подкладки, уложенные поверх насадок прямоугольного сечения и служащие для придания настилу поперечного уклона для стока воды.

Каждый прогон прикрепляется к насадке 2 гвоздями длиною 15 *см*, забитыми наклонно с боковых поверхностей.

Для обеспечения надлежащего положения прогонов между ними поставлены короткие распорные бруски, также пришитые гвоздями к насадке.

Стыки прогонов устроены на опорах внахлестку.

По прогонам уложен сплошной поперечный настил из брусков, сечением 10×10 *см*.

Прогоны рассчитаны как простые балки, с учетом упругой передачи давления от временной нагрузки через настил.

Ездовым полотном служит слой асфальтобетона толщиной 4 *см*, уложенный поверх брусков настила по всей ширине моста.

Для обеспечения взаимной связи брусков настила, необходимой для сохранности асфальтобетонного полотна при проходе временной нагрузки, каждый брусок прикреплен к соседнему горизонтальными гвоздями длиною 15 *см*, расположенными через каждые 1,5 *м* по длине брусков. В плане эти гвозди расположены вразбежку (см. план моста, фиг. 100).

Кроме горизонтальной связи, при помощи гвоздей, бруски настила пришиты гвоздями к прогонам.

По бокам ездового полотна настил прижимается к прогонам колесоотбойными брусьями, притянутыми к прогонам болтами.

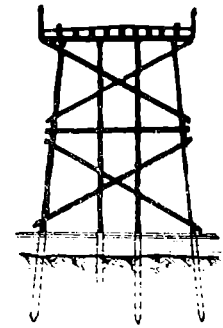
Насадка сечением 22×20 *см* укрепляется на сваях при помощи железных штырей диаметром 18 *мм*, длиною 0,5 *м*, забитых через насадку в торцы свай. Благодаря применяемому расположению прогонов, насадка в рассматриваемой конструкции является основным элементом моста, работающим на изгиб под действием опорных давлений прогонов. В рассматриваемом проекте насадка рассчитана на изгиб как трехпролетная неразрезная балка. Промежуточные опоры состоят из 4 свай $d=20$ *см*, расположенных на расстоянии 1,75 *м* друг от друга. При небольшой высоте моста поперечных схваток не устраивают.

Сопряжение моста с берегом устроено в виде заборной стенки с откосными крыльями. Заборные стенки образованы из распила, опирающегося на вертикально забитые в землю распилины. Последние опираются своим верхним концом на торцы прогонов при помощи прокладок сечением $5\times5\times12$ *см*, а нижним концом — на горизонтальные пластины, опирающиеся на коренные сваи береговых опор. Такое устройство опирания заборных стенок понижает место приложения горизонтального давления, передающегося на сваи береговой опоры.

Детали сопряжения моста с насыпью, при высоте насыпи $H<2{,}5$ *м* и $H>2{,}5$ *м*, приведены на фиг. 100.

НТБ ДГУЭТ

При значительной высоте опор моста необходимо связать между собой сваи помощью диагональных схваток; возможно также применение наклонной забивки крайних свай (фиг. 101), придающей опорам моста большую поперечную жесткость.



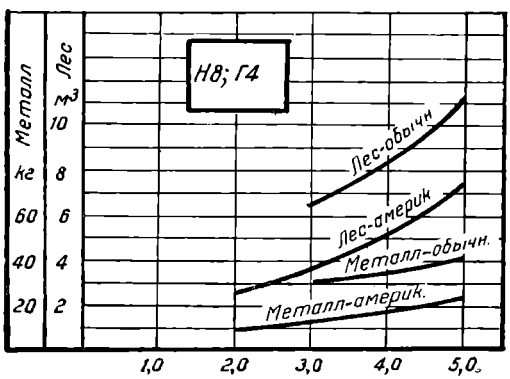
Фиг. 101. Опора с наклонными сваями.

Изготовление отдельных элементов мостов американского типа должно производиться на специальных заводах или стройдворах, снабженных необходимым оборудованием для механизированной обработки леса и изготовления отдельных элементов.

Монтаж мостов на месте должен быть обеспечен элементарным механическим оборудованием: механическим копром или молотом для бойки свай, грузовым автомобилем с краном, или талями для подъема и укладки прогонов, пневматическим инструментом для сверления дыр, забивки гвоздей и др.

Благодаря простоте всех операций по укладке насадок, прогонов настила и прочих элементов, количество потребной для монтажа моста квалифицированной рабочей силы сводится к минимуму.

При укладке асфальтобетонного полотна необходимо следить за тем, чтобы поверхность деревянного настила была совершенно сухой и очищенной от грязи и мусора. Непосредственно перед укладкой асфальтобетона поверхность настила рекомендуется смазать слоем битума или дегтя, для обеспечения лучшего сцепления асфальтобетона с деревянным настилом.



Фиг. 102. График затраты леса и металла в балочных мостах обычного и американского типа.

Основные достоинства балочных мостов описанного выше типа таким образом сводятся к следующему.

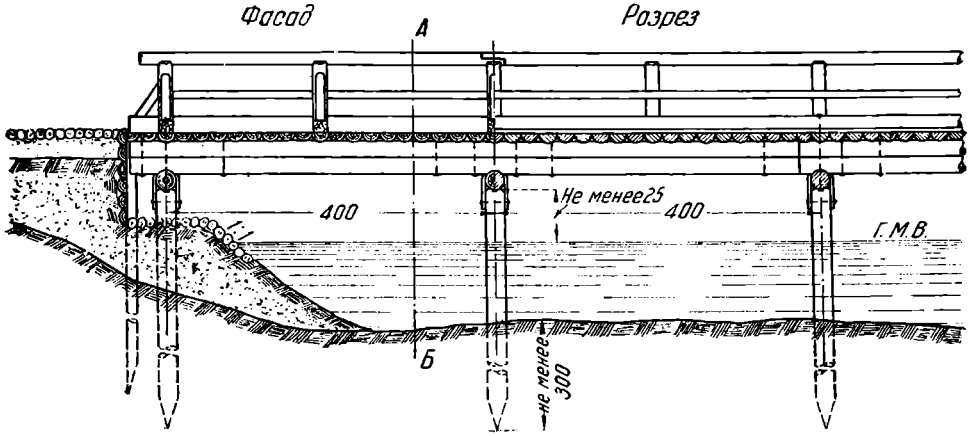
1. Отсутствие врубок и сопряжений значительно упрощает процесс постройки моста, требуя минимальных плотничных работ на мосту.

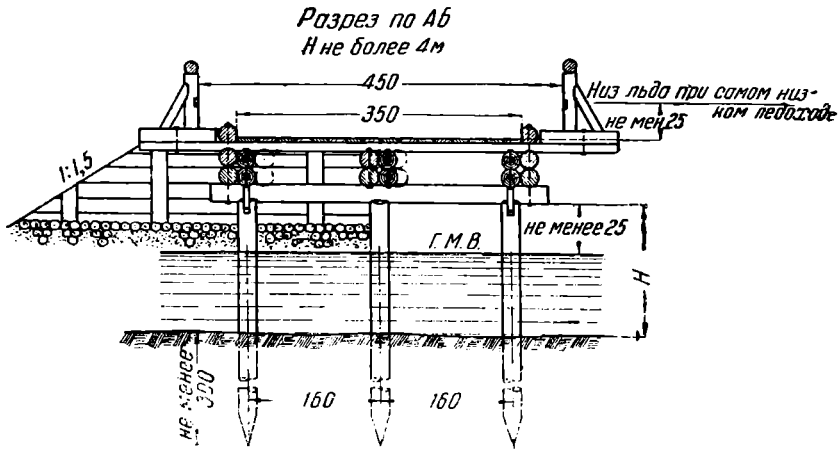
2. Применение пиленого леса позволяет применять пропитку дерева антисептиками, предохраняющими его от загнивания.

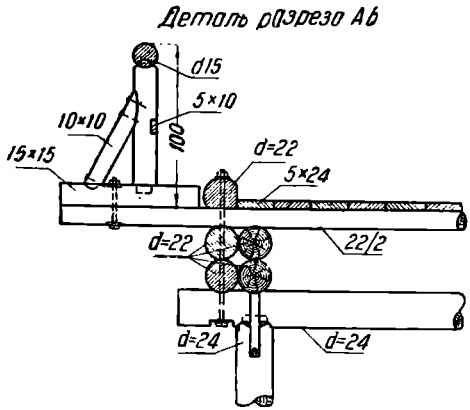
3. Благодаря применению пиленого леса уменьшается расход лесного материала, а следовательно и вес моста. Благодаря простоте всех сопряжений уменьшается расход металла.

График затраты лесоматериала и металла в пролетных строениях американского типа сравнительно с обычными балочными мостами приведен на фиг. 102.

РГБ ДИУЗТ







Фиг. 103. Затопляемый балочный мост.

НТБ ДНУЗТ

Экономия в дереве в среднем составляет 35—40%, экономия в металле — около 50% по сравнению с мостами обычных типов.

4. Применение одноярусных прогонов значительно уменьшает строительную высоту моста. Устройство же асфальтобетонного покрытия, наряду с меньшей изнашиваемостью, предохраняет также настил и нижележащие элементы конструкции от загнивания.

5. Простота конструкции и применение пиленого леса позволяют легко переходить к механизированным методам производства работ, обеспечивающим более быстрый темп работ, сокращение стоимости сооружения и экономию в необходимом контингенте квалифицированной рабочей силы.

§ 15. ЗАТОПЛЯЕМЫЕ МОСТЫ

В некоторых случаях, когда по условиям эксплоатации дороги возможно допустить перерыв в движении на время половодья, а также если устройство высокого моста и насыпей оказывается слишком дорогим, прибегают к устройству затопляемого моста. Особенностью затопляемых мостов является то, что при подъеме воды во время весеннего половодья мост полностью затопляется и лед проходит уже над мостом. Поэтому конструкция затопляемого моста должна быть такова, чтобы при самом низком ледоходе лед не мог бы повредить элементов моста и чтобы затопленные части конструкции не могли всплыть. Для этого поверхность проезжей части моста должна быть ниже низа льдин при самом низком ледоходе не менее чем на 0,25 *м*. Все элементы закрепляются против всплывания металлическими хомутами, болтами, гвоздями и др.

Фиг. 103 изображает конструкцию затопляемого балочного моста с пролетами по 4 *м*. Перила моста устроены съемными и убираются на время ледохода и половодья. При больших скоростях течения во время высокой воды мост, во избежание сноса, полезно загружать камнем.

В настоящее время затопляемые мосты применяются сравнительно редко по тем причинам, что, во-первых, устройство затопляемых мостов требует перерыва движения по дороге на время половодья и, во-вторых, затопляемые мосты обычно сильно повреждаются и даже сносятся высокой водой и ледоходом, а потому требуют больших расходов на ремонт и восстановление.

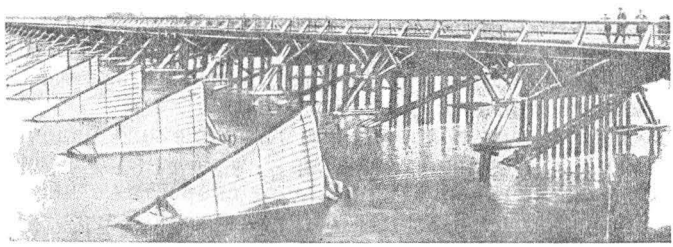
НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА V

ПОДКОСНЫЕ МОСТЫ

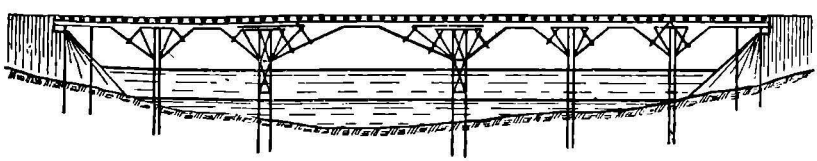
В тех случаях, когда необходимо устройство моста с пролетами более 6—8 *м*, простейшая балочная система оказывается уже неприменимой и приходится переходить к устройству пролетных строений подкосной системы.

Подкосные мосты, в зависимости от величины перекрываемых пролетов, могут иметь более или менее сложную схему с одной или несколькими парами подкосов в каждом пролете.



Фиг. 104. Подкосный мост большой длины.

В настоящее время мосты подкосной системы применяются для перекрытия пролетов до 20 *м* и более. Основным преимуществом мостов подкосных систем является простота конструкции и возможность



Фиг. 105. Схема подкосного моста.

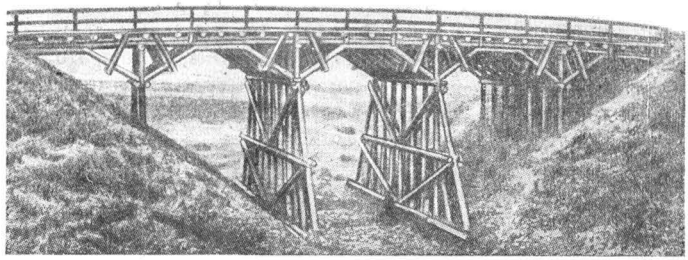
ее выполнения простейшими средствами, позволяющими обходиться без специально квалифицированной рабочей силы.

Благодаря этому подкосные системы имеют весьма широкое применение в автодорожном мостостроении.

НТБ ДНУЗТ

Общий вид моста, перекрытого на всю длину подкосными пролетами, приведен на фиг. 104. Схема моста, имеющего в средней части большой пролет, перекрытый сложно-подкосной системой, и меньшие пролеты в береговых частях, приведена на фиг. 105.

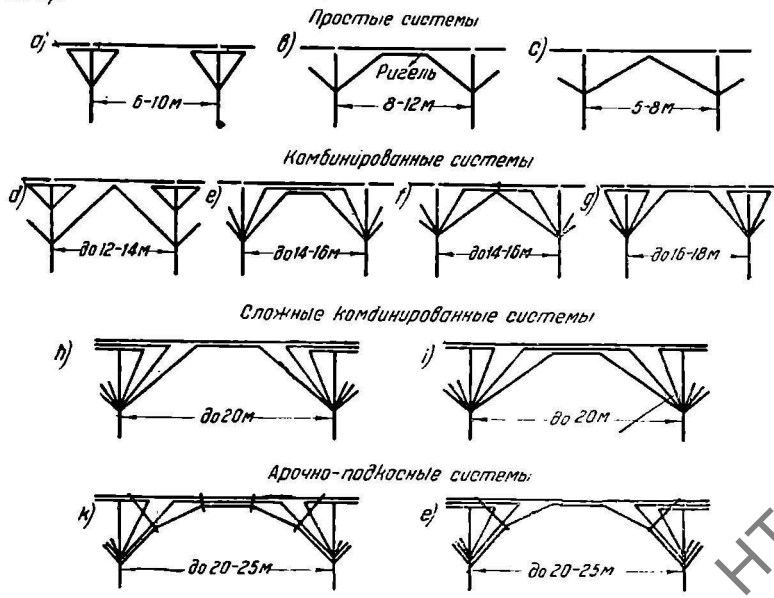
Общий вид подкосного моста через суходол приведен на фиг. 106.



Фиг. 106. Подкосный мост через суходол.

§ 16. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

Система подкосного моста определяется в первую очередь величиной перекрываемого пролета. Основные подкосные системы, применяемые в автодорожных мостах, могут быть разделены на следующие группы (фиг. 107).



Фиг. 107. Основные системы автодорожных подкосных мостов.

НТБ ДНУЗТ

I. Простые подкосные системы (фиг. 107, *a*, *b*, *c*).

II. Комбинированные подкосные системы (фиг. 107, *d*, *e*, *f*, *g*, *h*, *i*).

III. Арочно-подкосные системы (фиг. 107, *k*, *l*).

Из этих систем наиболее распространенными в автодорожных мостах являются:

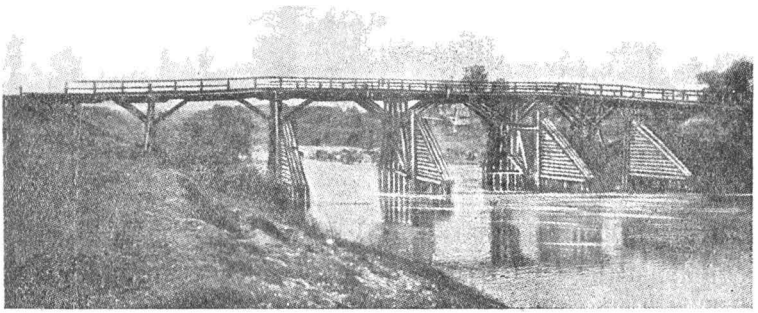
1) трапецоидально-подкосная система (фиг. 107, *a*),

2) ригельно-подкосная система (фиг. 107, *b*),

3) комбинированные подкосные системы (фиг. 107, *g*, *h*, *i*),

4) арочно-подкосные системы (фиг. 107, *k*, *l*).

Пролетные строения трапецоидально подкосной системы (фиг. 107, *a*) являются простейшим типом подкосных мостов. Пролетное строение имеет прогоны, опирающиеся своими концами на подбалки, лежащие на насадках свайных опор и поддерживаемые



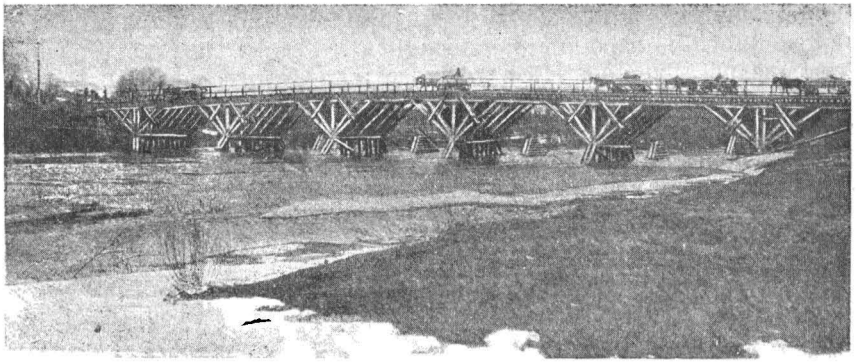
Фиг. 108. Мост ригельно-подкосной системы.

в свою очередь подкосами. Таким образом, подбалка с подкосами уменьшают расчетный пролет прогонов и позволяют перекрывать пролеты l=6—10 *м*.

Пролетные строения ригельно-подкосной системы (фиг. 107, *b*, 106 и 108) образуются путем поддержки средней части прогонов горизонтальным дополнительным элементом — ригелем, подпертым с обоих концов подкосами. Для полного обеспечения статической неизменяемости этой системы необходимо, чтобы прогоны на всей длине были цельными (неразрезными). Мосты ригельно-подкосной системы применяются для перекрытия пролетов l=8—12 *м*.

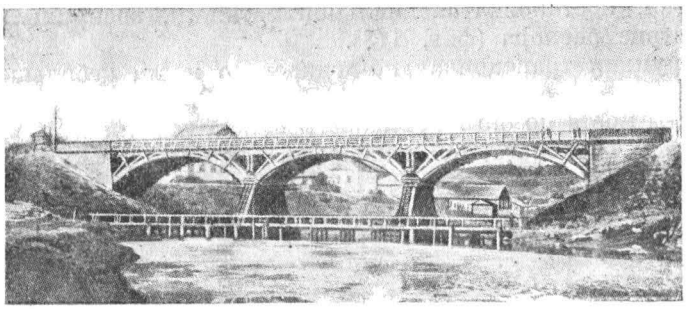
Для перекрытия пролетов более 10—12 *м* обычно прибегают к устройству мостов с комбинированными подкосными фермами, образованными сочетанием простейших трапецоидальных и ригельно-подкосных систем. Наиболее распространенной в автодорожных мостах простейшей комбинированной подкосной системой является система, представляющая сочетание трапецоидальной и ригельно-подкосной ферм (фиг. 107, *g* и 109). Мосты этого типа применяются для перекрытия пролетов до 16—18 *м*. Из более сложных комбинированных подкосных систем, получаемых сочетанием более чем двух простых подкосных систем, наиболее употребительны схемы, приведенные на фиг. 107, *h*, *i*, применяемые для перекрытия пролетов до 20 *м*. Для

РГБ ДИЗТ



Фиг. 109. Мост сложно-подкосной системы.

пролетов l=20—25 *м* приходится применять еще более сложную подкосную систему, называемую арочно-подкосной. Арочно-подкосная система состоит из сочетания многоугольной арки и трапецоидальных или ригельно-подкосных систем (фиг. 110).



Фиг. 110. Арочно-подкосный мост.

КОНСТРУКЦИЯ ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

§ 17. МОСТЫ ТРАПЕЦОИДАЛЬНО-ПОДКОСНОЙ СИСТЕМЫ

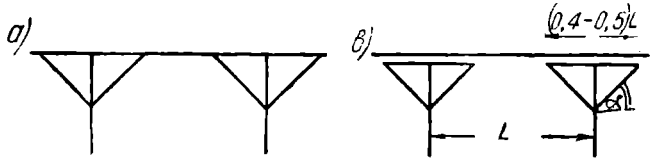
Мосты трапецоидально-подкосной системы применяются довольно широко для перекрытия пролетов от 6 до 10 *м* под автодорожную нагрузку.

Особенность конструкции трапецоидально-подкосных мостов заключается в том, что в них прогоны поддерживаются подкосами, упирающимися своими нижними концами в свай, верхними же — непосредственно в прогон (фиг. 111, *а*) или в подбалку (фиг. 111, *b*). Наиболее целесообразно устройство трапецоидально-подкосных мостов с подбалками (фиг. 111, *b*), так как в этом случае прогоны не ослабляются врубкой в них подкосов и наличие подбалки облегчает устройство стыков в прогонах.

Длина подбалки обычно принимается равной 0,4—0,5 l; угол наклона подкосов к горизонту следует делать близким к 45°. Под дей-

НТБ ДГУЗТ

ствием вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб и передают свое давление через подкосы и сваи; при этом под действием давления, приложенного в вершине подкоса (фиг. 112), в подбалке возникает растягивающее усилие H, в подкосе же — сжимающее D. В нижнем конце подкоса передаваемое им усилие D разлагается на вертикальную реакцию V и горизонтальную H, называемую распором. Распор этот частично передается соседним пролетам, частично же вызывает горизонтальный изгиб свайных опор. В автодорожных мостах, где времен-

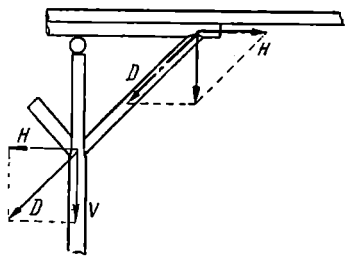


Фиг. 111. Схемы трапецоидально-подкосных мостов.

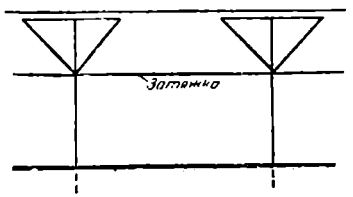
ная нагрузка не велика, распор не вызывает особенно больших изгибающих моментов в сваях; при тяжелой же нагрузке (например городская нагрузка с трамваем) или большой высоте опор может оказаться необходимой постановка специальной затяжки, воспринимающей на себя действие распора (фиг. 113).

Конструкция трапецоидально-подкосного моста небольшой высоты под весьма легкую автодорожную нагрузку Н2,5 приведена на фиг. 114.

Пролеты моста по 8,5 *м* перекрыты одноярусными прогонами. Стыки прогонов располагаются непосредственно над свайными опорами.



Фиг. 112. Схема передачи усилий подкосом.

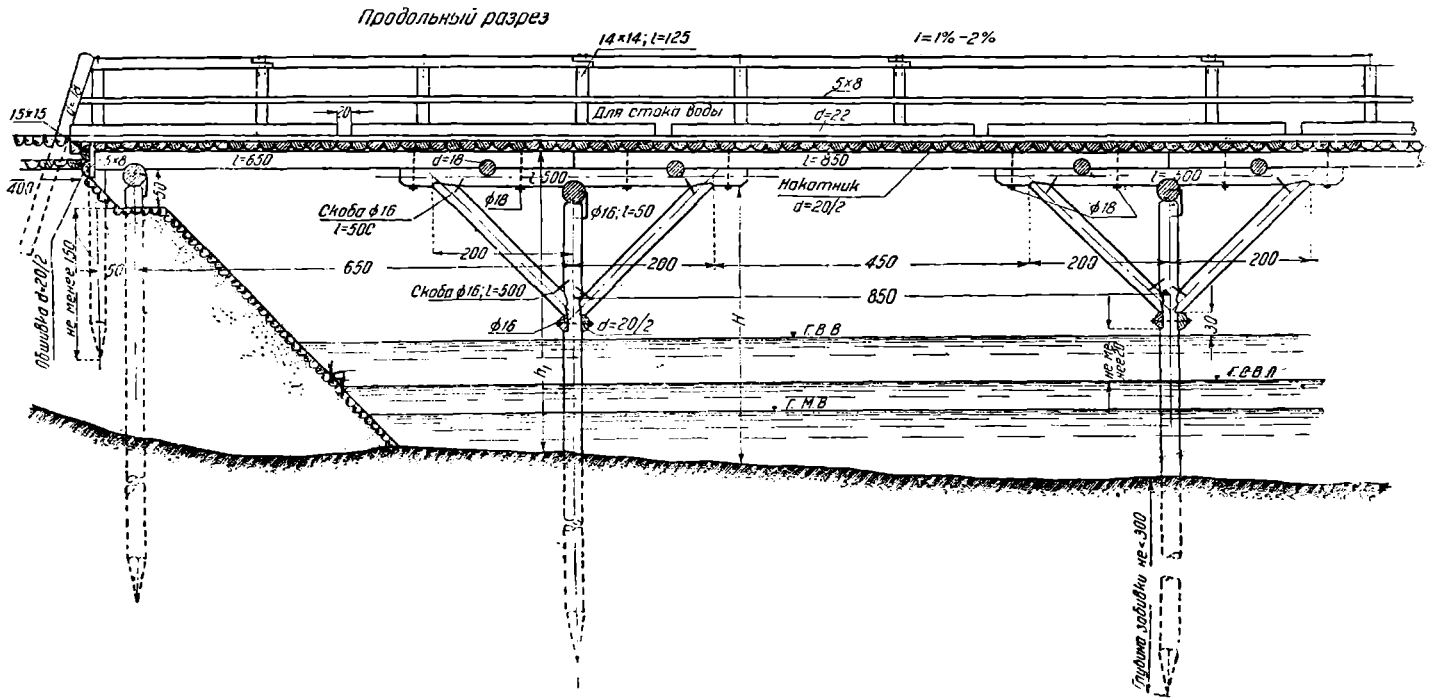


Фиг. 113. Схема моста с затяжкой.

Подбалки, поддерживающие прогоны, связаны с ними болтами и анкерами. Подкосы упираются в концы подбалок помощью врубок простым одиночным зубом и укрепляются скобой; при более тяжелых нагрузках приходится делать врубку двойным зубом (фиг. 115). Глубина врубки обычно принимается в пределах $^1/_4$ — $^1/_6$ толщины подбалки. Другие варианты устройства сопряжения верхнего конца подкоса с укреплением металлическим хомутом, болтами и специальной упорной подушкой приведены на фиг. 115.

Нижние концы подкосов непосредственно врублены в сваю, несколько выше горизонта высоких вод.

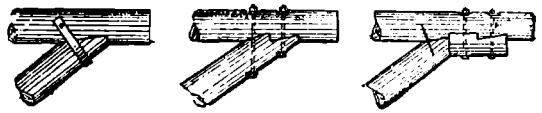
НТБ ДНУЗТ



Фиг. 114. Конструкция трапецоидально-подкосного моста под легкую нагрузку.

НТБ ДНУЗТ

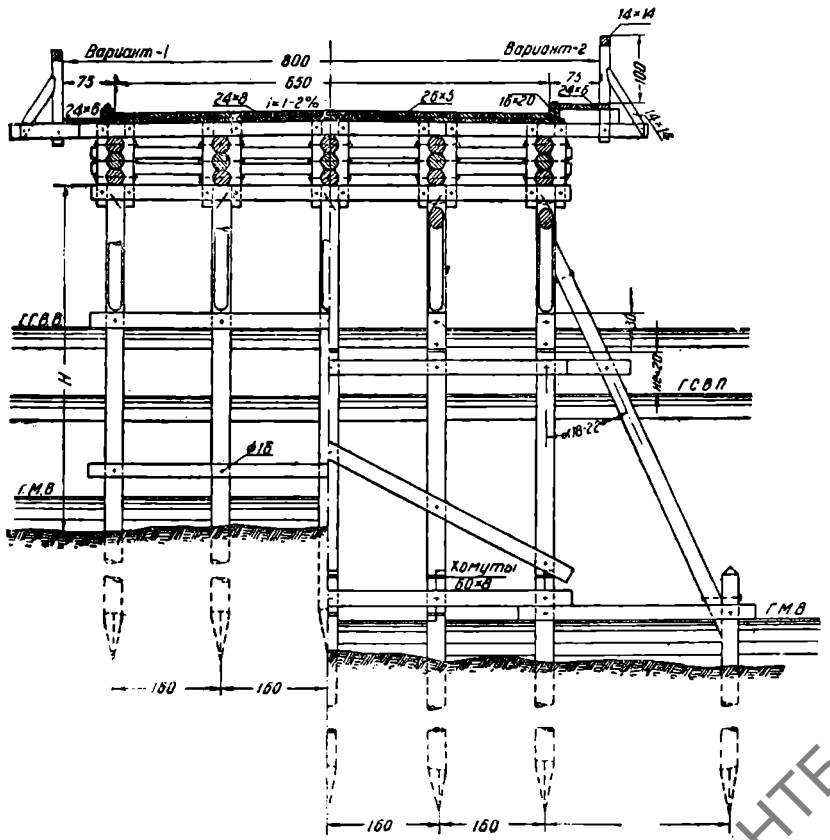
В месте примыкания подкосов к сваям установлены горизонтальные схватки из пластин, связывающие сваи каждой опоры в поперечном направлении.



Фиг. 115. Способы сопряжения подкоса с подбалкой.

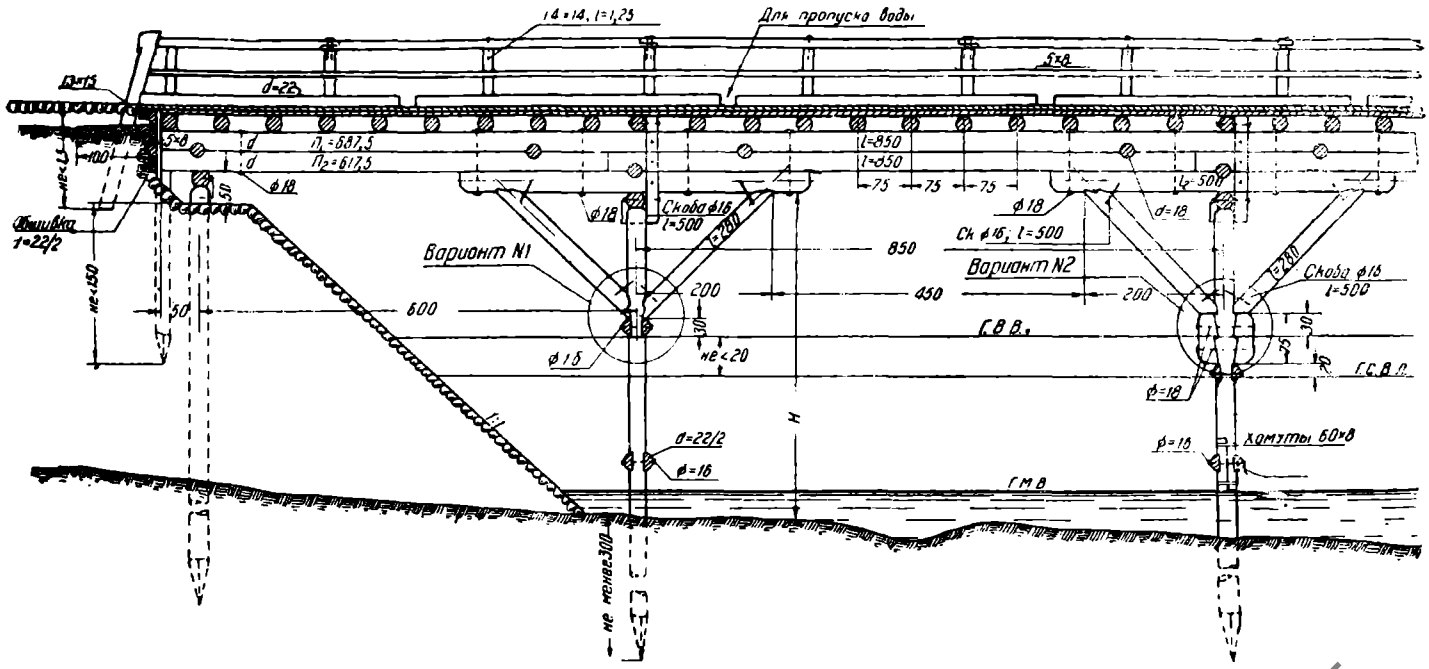
Проезжая часть моста образована из сплошного ряда распилов, уложенных непосредственно на прогоны и прижатых к ним помощью отбойных брусьев; поверх распилов по ширине проезда уложен одиночный досчатый настил.

При более тяжелой нагрузке конструкция трапецоидально-подкосных мостов несколько усиливается. На фиг. 116 и 117 приведена конструкция трапецоидально-подкосного моста с пролетами по 8,5 *м* под нагрузку Н8 при габарите Г2.



Фиг. 117. Поперечное сечение моста, изображенного на фиг. 116.

НТБ ДНУЗТ

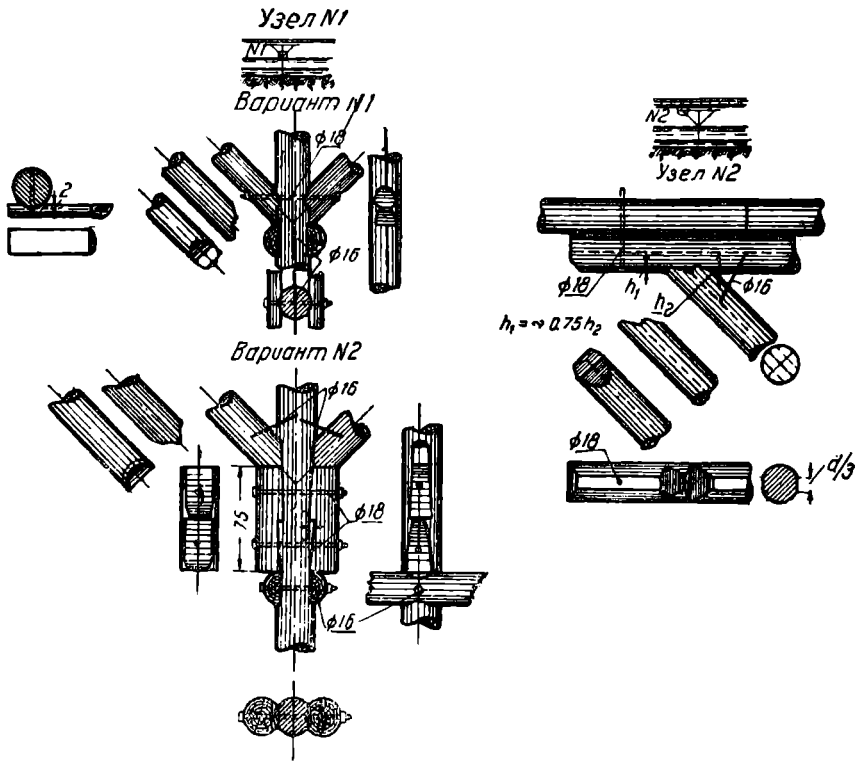


Фиг. 116. Конструкция трапецоидально-подкосного моста под более тяжелую нагрузку.

НТБ
ДНУЗТ

Основное отличие конструкции этого моста заключается в устройстве двухъярусного прогона, поперечная устойчивость которого обеспечивается установкой анкеров и сжимных брусьев. Сжимные брусья располагаются около свайных опор и, стягивая прогоны, одновременно обеспечивают также связь с поперечинами и насадками. Проезжая часть в данном случае устроена из двойного досчатого настила, лежащего на поперечинах.

Сопряжение моста с насыпью в обеих рассмотренных выше конструкциях производится таким же образом, как и в балочных мостах.



Фиг. 118. Детали узлов трапецоидально-подкосных мостов.

В мостах под более тяжелую нагрузку примыкание подкосов к сваям устраивается врубкой двойным зубом или лучше помощью деревянных зубчатых коротышей, притянутых к свае болтами.

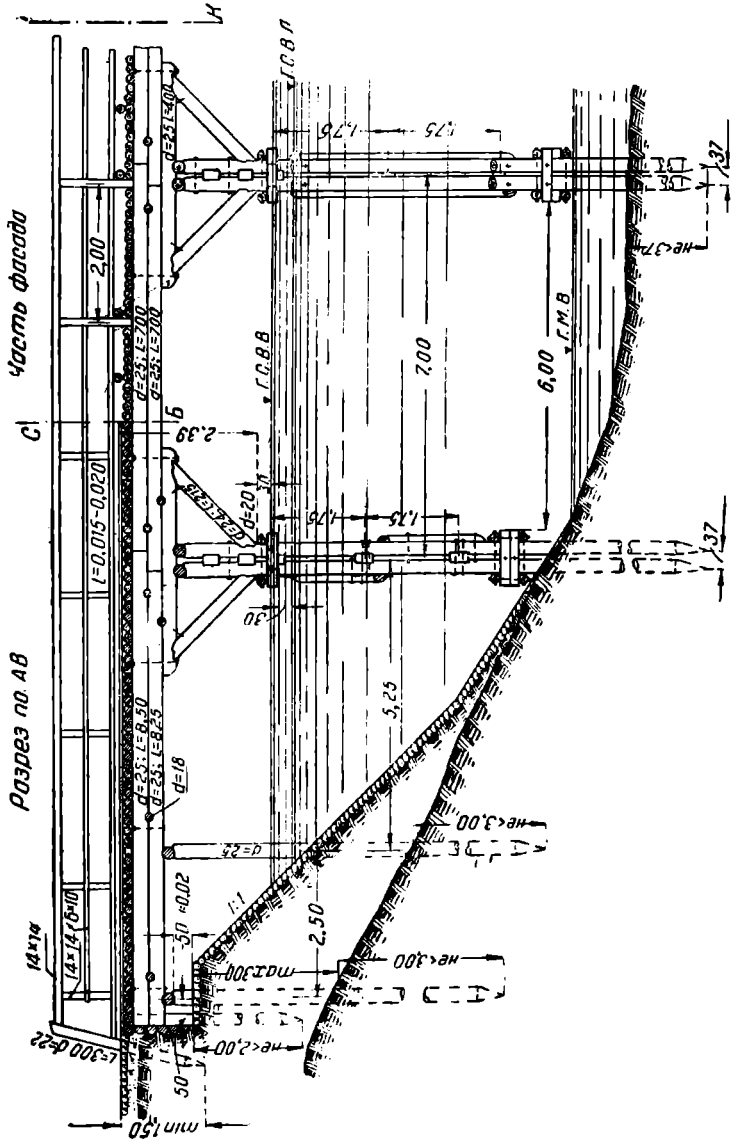
Верхняя поверхность коротышей служит для опоры концов подкосов (фиг. 118).

Свайные опоры должны быть забиты в грунт на глубину не менее 3—4 *м*. Сваи желательно делать цельными без стыка. В случае большой высоты моста или если необходима глубокая забивка свай, приходится делать наращивание свай. Наращивание производится на высоте 30—50 *см* над г. м. в. и укрепляется металлическими хомутами и горизонтальными поперечными схватками.

ДГТБ ДИЗЗТ

При загрузке одного пролета моста временной нагрузкой подкосы передают на свайные опоры горизонтальный распор, вызывающий боковой изгиб свай.

Изгиб этот возрастает с увеличением высоты опор; поэтому при значительной высоте моста опоры из одиночного ряда свай оказываются

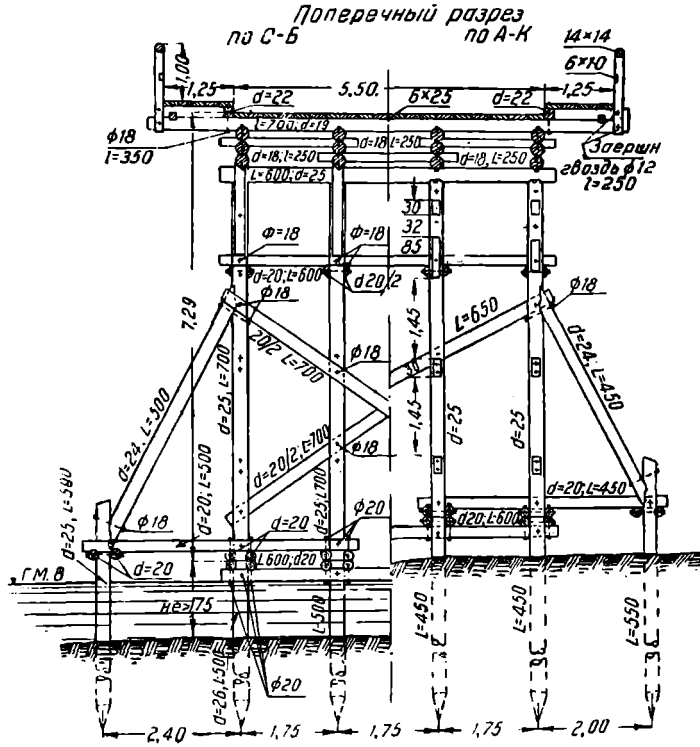


Фиг. 119а. Трапецоидально-подкосный мост большой высоты.

слишком слабыми, и приходится переходить к устройству опор на двух рядов свай, связанных колодками, или к широким опорам с решетчатыми связями.

НТБ ДНУЗТ

Конструкция трапецоидально-подкосного моста значительной высоты под нагрузку Н6 при габарите Г4 с пролетами по 7,0 *м* приведена на фиг. 119а и 119б. Опоры этого моста составлены из двух рядов свай $d=25$ *см*, по четыре коренных сваи в каждом ряду, связанных между собой по фасаду колодками, а в поперечном направлении — горизонтальными и диагональными схватками. Благодаря постановке колодок опора под действием распора работает на горизонтальный изгиб как составная балка.



Фиг. 119б.

Детали конструкции сопряжений концов подкоса, прогона с насадками и колодок, связывающих сваи, приведены на фиг. 120.

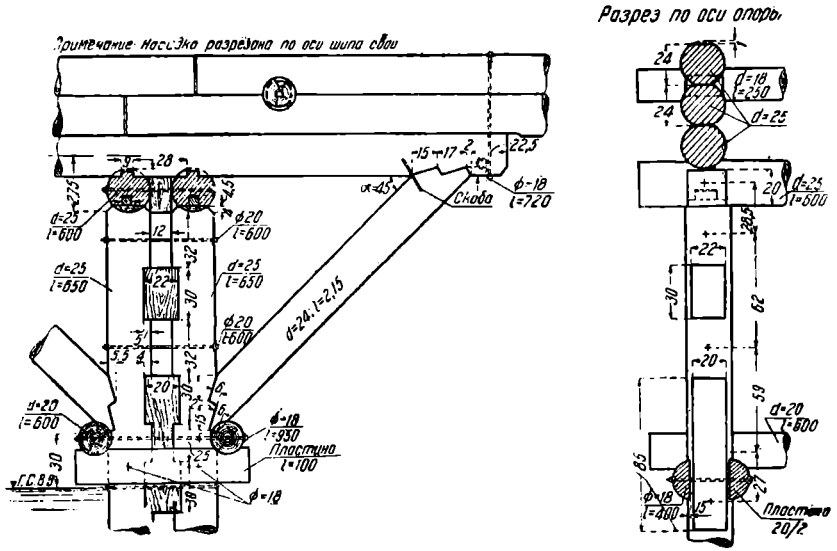
Расчет трапецоидально-подкосных мостов и опор изложен далее в § 22.

§ 18. МОСТЫ РИГЕЛЬНО-ПОДКОСНОЙ СИСТЕМЫ

Простая ригельно-подкосная система, в которой прогоны поддерживаются в средней части дополнительным горизонтальным элементом — ригелем, подпертым с обоих концов прогонами, также довольно широко применяется для автодорожных мостов с пролетами от 8 до 12 *м*, иногда и до 15 *м*. При действии на ригельно-подкосную ферму вертикальной нагрузки прогоны работают на изгиб, опираясь на нижележащую кон-

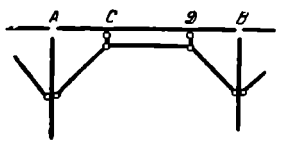
ГПБ ДНУЗТ

струкцию в точках A, B, C и D (фиг. 121). При этом в сопряжениях деревянных элементов всегда возможен взаимный поворот одной части относительно другой, т. е. сопряжение приближается к шарнирному.



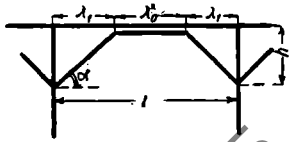
Фиг. 120. Детали конструкции моста, изображенного на фиг. 119.

Расчетная схема подкосной фермы поэтому имеет вид, изображенный на фиг. 121. Так как система, состоящая из подкосов и ригеля, геометрически изменяема, то для устойчивости и жесткости ригельно-подкосных мостов необходимо устраивать неразрезные прогоны. Поэтому устройство стыков прогонов возможно только над свайными опорами; над вершинами же подкосов и в пределах ригеля стыков устраивать нельзя.



Фиг. 121. Схема ригельно-подкосного моста.

В ригельно-подкосной системе прогоны имеют три панели. Длина средней панели, равная длине ригеля λ_0, обычно принимается большей, чем крайних панелей λ_1 (фиг. 122), так как на протяжении среднего участка в работе прогонов на изгиб участвует также и ригель.



Фиг. 122. Основные размеры ригельно-подкосной фермы.

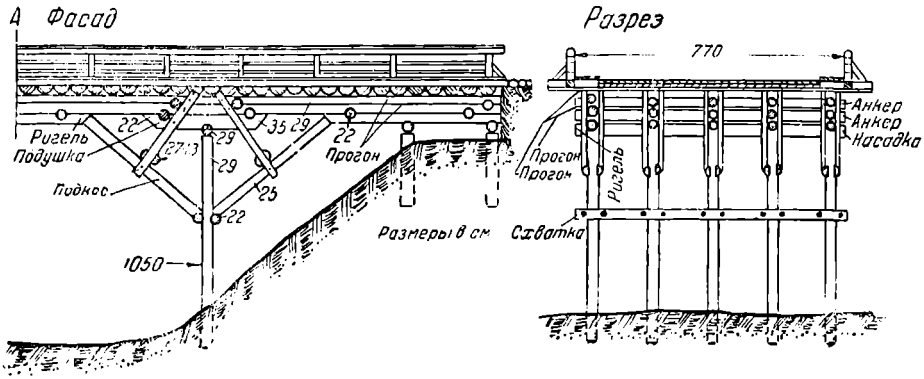
Обычно λ_0 равна 1/3—1/2 пролета l; наиболее употребительные в практике соотношения между длинами панелей:

$$\lambda_0 : \lambda_1 = 1:1;\ 4:3 \text{ и } 2:1.$$

Высоту ригельно-подкосной конструкции h назначают таким образом, чтобы пяты подкосов были выше горизонта самых высоких вод

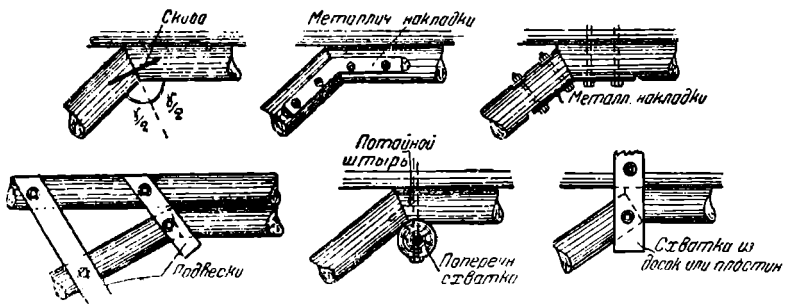
РТБ ДПУЗТ

не менее чем на 0,3 *м* и чтобы угол наклона подкосов к горизонту α был во всяком случае не меньше 30°. Так как наклон раскосов зависит не только от уровня расположения пят, но и от относительной длины ригеля, то при разбивке панелей λ_0 и λ_1 следует учитывать получающийся наклон подкосов. Желательно делать угол α близким к 45°, высоту же $h=(0{,}25—0{,}35)l$.



Фиг. 123. Конструкция ригельно-подкосного моста

Пример конструкции ригельно-подкосного моста пролетом 10,5 *м* приведен на фиг. 123. Подкосы нижними своими концами упираются в сваи, верхними — в торцы ригеля. Прогоны двухъярусные со стыками над подбалкой; для устойчивости прогонов и обеспечения связи между ними установлены анкера, идущие на всю ширину моста. Для уменьшения свободной длины работающих на сжатие подкосов и предотвращения дрожаний их при проходе по мосту временной нагрузки поставлены наклонные подвески и горизонтальные поперечные схватки



Фиг. 124. Способы сопряжения подкоса с ригелем.

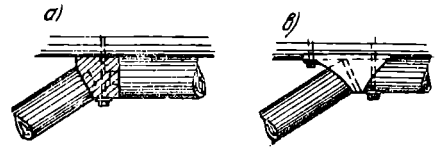
у их нижних концов. Подвески делаются из пластин или тонких бревен в виде парных схваток, обжимающих сверху прогоны, а снизу подкосы и стянутых с теми и другими болтами.

Сопряжение подкосов с ригелем может быть устроено различными способами. Обычно подкосы непосредственно упираются в торцы ригеля, причем для того чтобы уравнять условия работы на сжатие обоих

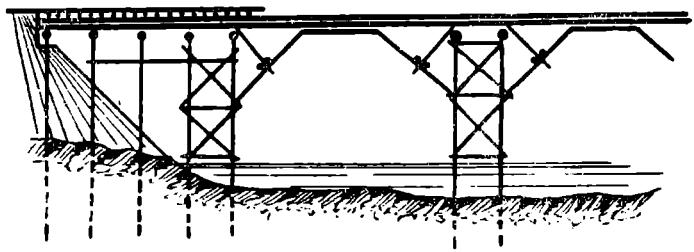
НТБ ДИИЗТ

сопрягающихся элементов, опорная площадка устраивается по биссектрисе угла. Иногда для упрощения сопряжения швов делают перпендикулярным к оси подкоса.

Против бокового сдвига сопряжение укрепляется скобами, металлическими накладками, деревянными схватками или подвесками и другими способами (фиг. 124). При больших напряжениях смятия, во избежание вдавливания волокон в сопрягающихся торцах, между ними желательно прокладывать листовой свинец или оцинкованное железо. Иногда сопряжение устраивается с помощью подушки из более твердого леса, пропускаемой поперек всего моста и притянутой к прогонам болтами (фиг. 125, *а*).



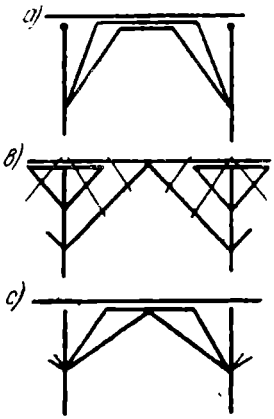
Фиг. 125. Сопряжение подкоса с ригелем помощью деревянной или металлической подушки.



Фиг. 126. Схема ригельно-подкосного моста с широкими решетчатыми опорами.

В прежние годы в мостах под тяжелую нагрузку иногда применяли металлические чугунные подушки (фиг. 125, *b*).

Сопряжение нижних концов подкосов со сваями устраивается аналогично трапецоидально-подкосным мостам.



Фиг. 127. Схемы простейших комбинированных подкосных систем.

Так же как и в трапецоидально-подкосных мостах, ригельно-подкосные мосты передают распор свайным опорам, вызывая работу их на поперечный изгиб. Поэтому в мостах большой высоты приходится устраивать двухрядные опоры на колодках или с решетчатым заполнением. Схема ригельно-подкосного моста с широкими решетчатыми опорами приведена на фиг. 126.

§ 19. МОСТЫ КОМБИНИРОВАННЫХ ПОДКОСНЫХ СИСТЕМ

Мосты комбинированных подкосных систем (фиг. 127) представляют собой сочетание трапецоидально-подкосной и ригельно-подкосной систем, а поэтому являются простейшими комбинированными или составными системами.

ГПБ ДВГУПС

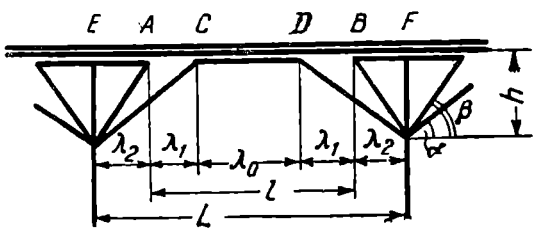
Комбинированные системы, образованные сочетанием двух простых систем, могут иметь различные схемы (см. фиг. 107, *d*, *e*, *f*), однако все эти системы применяются в практике чрезвычайно редко. Что же касается системы, изображенной на фиг. 107, *g*, то она является наиболее широко распространенной в автодорожных мостах системой, применяемой для перекрытия пролетов от 10 до 16—18 *м*.

Учитывая особенности ригельно-подкосной системы, в мостах рассматриваемого типа приходится также делать прогоны неразрезными на длине *A*—*B*, устраивая стыки лишь в пределах подбалок (фиг. 128).

Соотношение длин средних панелей λ_0 и λ_1 принимают таким же как в ригельно-подкосных мостах; что же касается крайних панелей λ_2, то длину их принимают обычно несколько большей длины соседних панелей, а именно:

$$\lambda_2 = (1.0 - 1,5)\lambda_1.$$

Высоту подкосной конструкции и разбивку моста на панели следует производить так, чтобы наклон подкосов был не слишком пологим и не слишком крутым; желательно, чтобы $\alpha \geqslant 30°$; $\beta \leqslant 60°$.



Фиг. 128. Схема комбинированного подкосного моста.

Пример конструкции комбинированного подкосного моста с пролетами по 12 *м* приведен на фиг. 129 и 130 (см. вклейку).

В поперечном сечении мост имеет пять подкосных ферм, расположенных на расстояниях 1,6 *м* друг от друга; средние фермы несколько сближены, чтобы уменьшить свешивающиеся концы разрезанных по продольной оси моста поперечин.

Прогоны двухъярусные; стыки прогонов располагаются в пределах подбалок. Длинные подкосы упираются непосредственно в торцы ригеля; сопряжение укреплено скобами и деревянной поперечной схваткой круглого сечения. Нижний конец длинных подкосов упирается в наклонно-спиленные головы свай. Короткие подкосы врублены в подбалки и сваи простым зубом.

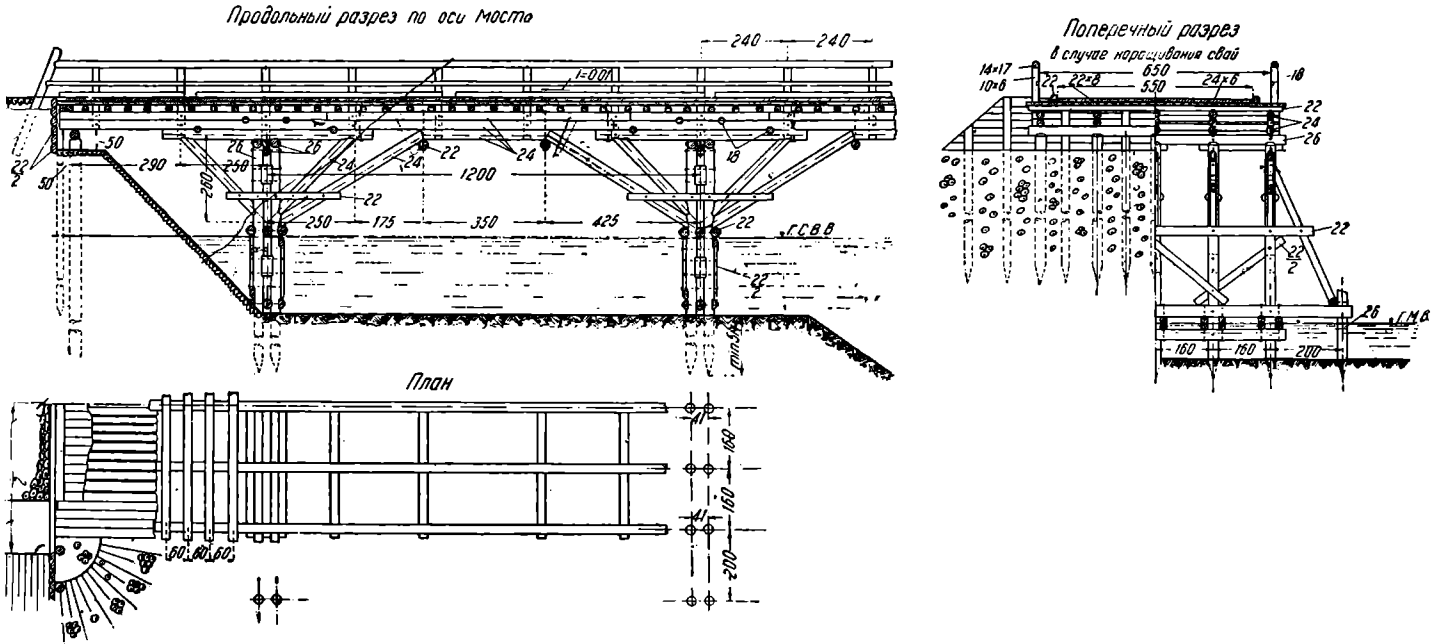
Для увеличения жесткости подкосов они поддерживаются наклонными подвесками и горизонтальными поперечными схватками, препятствующими выпучиванию и дрожаниям подкосов.

Коренные сваи в опорах доведены лишь до пят подкосов и наращены выше стойкой, зажатой между сваями помощью зубчатой врубки и болтов. Стойка эта носит название свечи. Сваи в этом случае могут быть цельными, без устройства стыков.

При больших значениях распора, передаваемого подкосами сваям, рассмотренная конструкция опор оказывается недостаточно прочной; поэтому применение двойных опор со свечей может быть ограничено лишь случаями небольшой высоты моста или легкой нагрузки.

Более жесткими являются опоры, составленные на всю высоту из двух рядов свай, связанных между собой колодками.

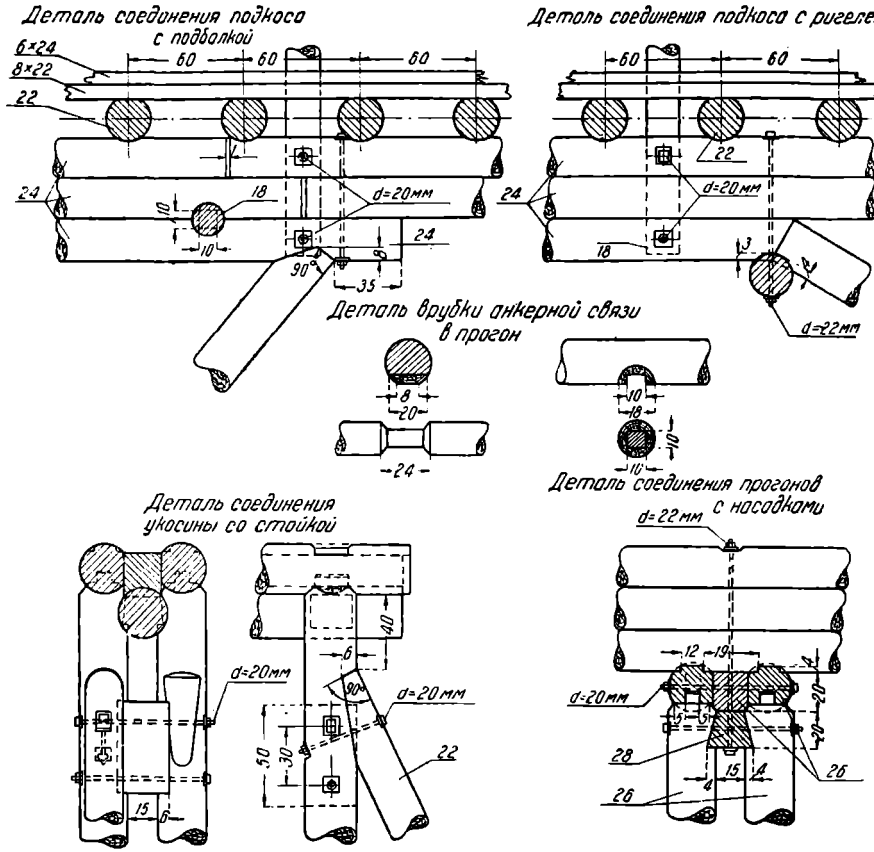
НТБ ДНУЗТ



Фиг. 131. Комбинированный подкосный мост с опорами на колодках.

НТБ ДНУЗТ

Конструкция моста с опорами такого типа приведена на фиг. 131. Мост имеет пролеты по 12 *м*; в поперечном направлении устроено 5 подкосных ферм, расположенных на расстоянии 1,6 *м* друг от друга. Проезжая часть моста имеет обычную конструкцию из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам круглого сечения. Двухъярусные прогоны, связанные между собою анкерами, имеют стыки над



Фиг. 132. Детали конструкции моста, приведенного на фиг. 131.

подбалками в местах примыкания к ним подкосов. Короткие подкосы, упирающиеся в концы подбалок, врублены в них простым зубом (фиг. 132), нижним же концом — таким же зубом в сваи. Длинные подкосы верхними концами упираются в скошенные торцы ригеля и поддерживаются круглыми поперечными схватками, притянутыми к прогонам болтами.

Нижние концы длинных подкосов врублены простым зубом в сваи.

Особенностью данного моста является устройство свайных опор на колодках.

НТБ ДИИТ

Опоры моста состоят из цельных свай, забитых в грунт на глубину не менее 5 *м*.

Для обеспечения совместной работы свай, необходимой для восприятия изгиба от горизонтального распора подкосных ферм, сваи соединены между собою деревянными колодками и болтами. Кроме того, верхние концы свай связаны прокладкой и специальными поперечными схватками, врубленными в сваи.

При действии распора от подкосов на опору последняя будет работать аналогично шпоночным балкам составного сечения.

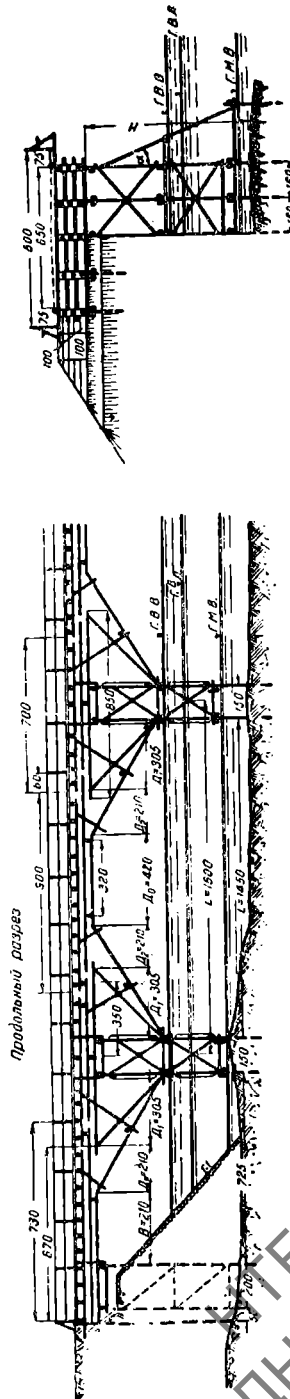
Поперечная жесткость опор обеспечивается постановкой горизонтальных схваток в уровне нижних концов подкосов и непосредственно над поверхностью земли или горизонтом меженней воды. Кроме того, сваи связаны между собой в нижней части наклонными схватками. При большой высоте опор необходима постановка укосин. В продольном направлении нижние концы подкосов скреплены между собой помощью горизонтальных схваток.

В случае необходимости наращивания свай стык их устраивается на уровне межени.

Устройство сопряжения моста с насыпью показано на фиг. 131.

В мостах больших пролетов под тяжелую нагрузку, и в особенности при большой высоте опор, последние приходится делать широкими, с решетчатым заполнением (фиг. 133). Такие опоры представляют собою вертикально поставленные решетчатые фермы, поясами которых служат коренные сваи, решеткой же — диагональные и горизонтальные связи между сваями. По высоте решетчатые опоры разделяются горизонтальными схватками на ярусы (панели) высотой 2—3 *м* (фиг. 134). Ширина опор по фасаду обычно принимается от 1,2 до 2 *м*.

Недостатком широких решетчатых опор является большее стеснение русла сравнительно с опорами на колодках и необходимость устройства более широких и дорогих ледорезов для защиты опор от воздействия льда при ледоходе. Поэтому в реках с сильным ледоходом иногда все же приходится отдавать предпочтение более узким опорам на колодках.



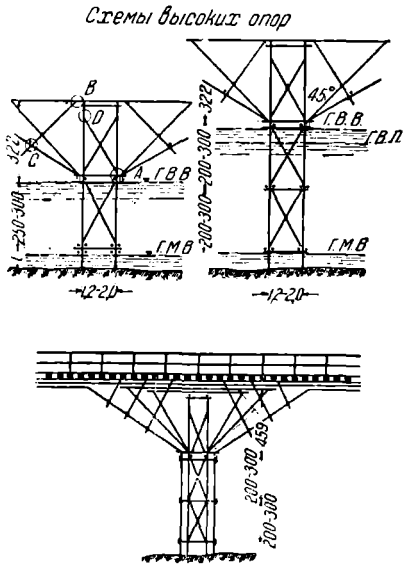
Фиг. 133. Схема моста на широких решетчатых опорах.

УГЛБ ДНУЗТ

Конструкция комбинированного подкосного моста под нагрузку Н8 при габарите Г4 с пролетами по 16 *м* на широких решетчатых опорах приведена на фиг. 135 (см. вклейку).

В поперечном сечении мост имеет 4 прогона, расположенных на расстоянии 1,6 *м* друг от друга. Каждый прогон — двухъярусного сечения, составлен из бревен $d=24$ *см*, стянутых между собою болтами. Над опорами прогоны лежат на подбалках. В средине пролета прогоны поддерживаются ригелями. Для обеспечения жесткости, устойчивости и поперечной связи между прогонами последние укрепляются сжимами и анкерами.

Нижние и верхние концы сжимов для большей жесткости прикрепляются также к насадкам и поперечинам помощью болтов.



Фиг. 134. Схемы высоких опор.

Стыки прогонов располагаются над подбалками, около мест примыкания к ним коротких подкосов.

Подкосы моста нижними своими концами упираются в специальные вертикальные подушки — коротыши, прикрепленные к сваям помощью зубьев и болтов.

Короткий подкос своим верхним концом врубается двойным зубом в подбалку; длинный подкос упирается торцом в ригель. Все сопряжения усиливаются постановкой железных скоб. Во избежание провеса и дрожаний длинных подкосов при проходе по мосту временной нагрузки установлены подвески.

В местах примыкания подвесок к подкосам поставлены также горизонтальные поперечные схватки.

Деталь сопряжения нижних концов подкосов с опорой и деталь устройства подвесок приведены на фиг. 136.

Так как при загрузке одного пролета моста временной нагрузкой подкосы передают опорам значительный горизонтальный распор, в данной конструкции устроены широкие опоры с решетчатым заполнением.

Сваи опор связаны между собою в поперечном направлении диагональными и горизонтальными схватками; в направлении фасада—горизонтальными схватками и распорными крестами.

Деталь сопряжения горизонтальных схваток и распорных крестов со сваей видна на фиг. 136.

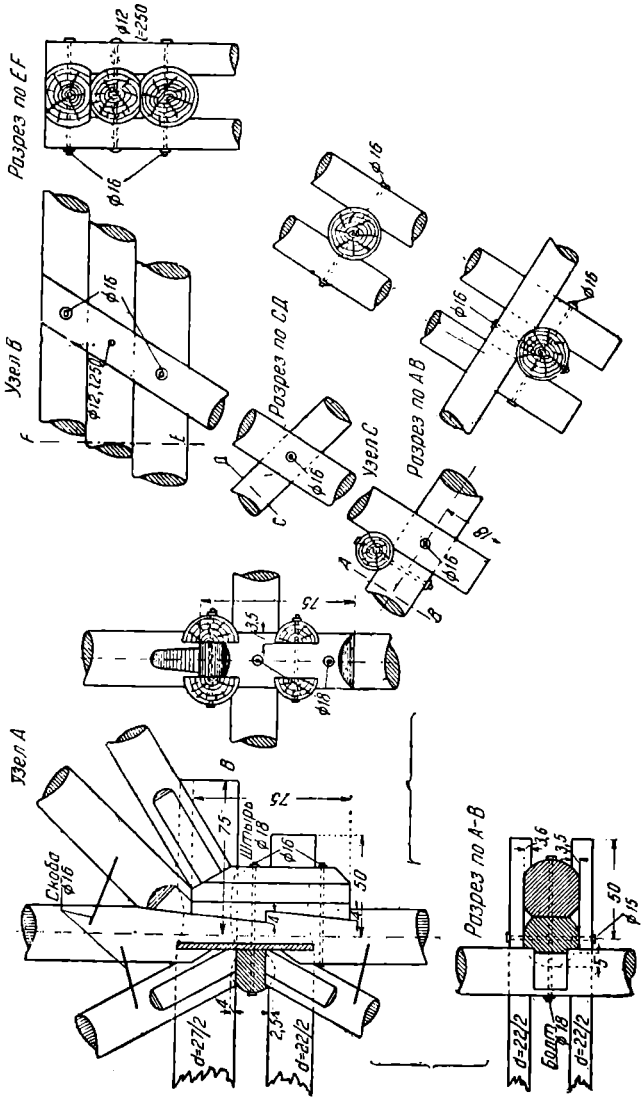
Расстановка свай на ширину 1,5 *м* обеспечивает вполне достаточную жесткость опор при действии одностороннего распора.

Наращивание свай устраивается на уровне непосредственно над горизонтом меженних вод. Стыки свай устроены в полдерева и укреплены металлическими хомутами и схватками.

НТБ ДИИЗТ

Для обеспечения поперечной жесткости и устойчивости опор поставлены укосины.

Сопряжение моста с берегом устроено обычным способом. Для обеспечения продольной жесткости концы прогонов поддерживаются двумя рядами свай, связанными между собою подкосами и схватками.

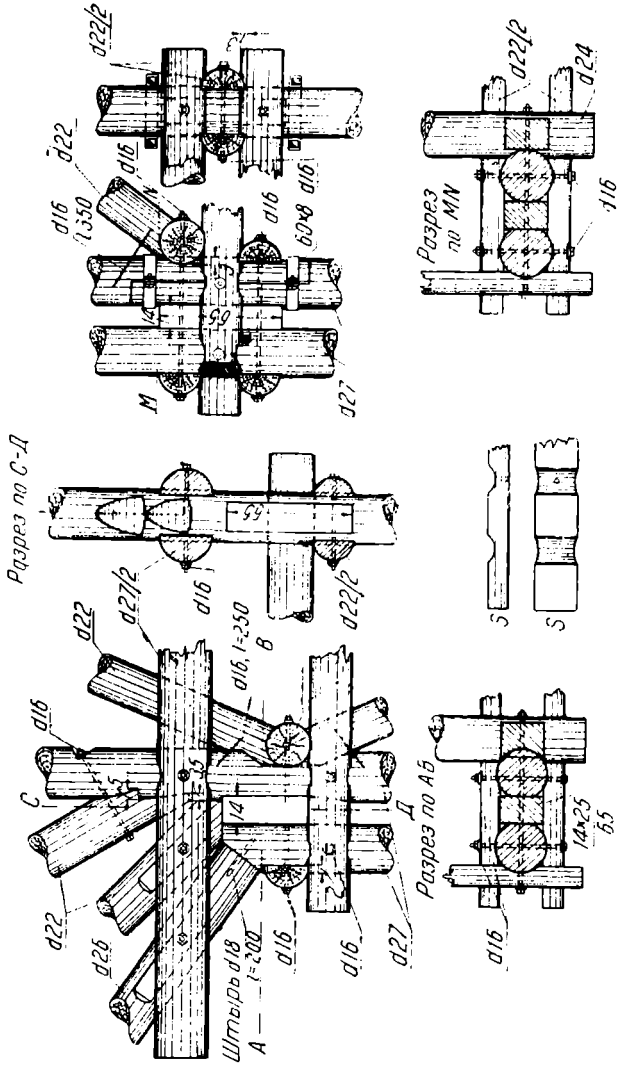


Фиг. 136. Детали узлов моста, приведенного на фиг. 135.

Из более сложных комбинированных подкосных систем, получаемых путем сочетания трех или более простых подкосных систем, наиболее употребительны схемы, образованные из двух трапецоидальных и одной ригельно-подкосной системы (фиг. 107, *h*), или же, наоборот, из двух ригельных и одной трапецоидально-подкосной системы

(фиг. 107, *і*). Сложные комбинированные системы применяются для перекрытия пролетов от 15 до 20 *м*.

Конструкция моста сложной комбинированной системы с пролетами между осями опор 21 *м* приведена на фиг. 137 (см. вклейку).



Фиг. 138. Детали узлов моста, изображенного на фиг. 137.

Над опорами мост имеет два яруса подбалок: концы нижнего яруса подбалок поддерживаются короткими подкосами, концы второго яруса подбалок — более длинными подкосами. Средняя часть прогонов поддерживается ригелем, в концы которого упираются длинные подкосы. Бревна прогонов, а также второго яруса подбалок имеют стыки, расположенные вразбежку над опорами и над местом примыкания подкосов. Связь между прогонами обеспечивается сжимами и анкерами. Подкосы против дрожаний, провеса и продольного изгиба укреплены тремя рядами подвесок. Кроме того, длинные подкосы связаны в поперечном направлении двумя схватками. Вследствие большого распора, передаваемого подкосами опорам при загрузке одного пролета, а также для удобства конструктивного оформления нижнего узла подкосов опоры моста в верхней части сделаны из двух одиночных рядов свай, в нижней же части усилены постановкой дополнительных свайных рядов. Сваи связаны между собою в направлении фасада горизонтальными схватками и распорными крестами. В поперечном направлении связи устроены обычного типа.

Деталь примыкания подкосов к опорам приведена на фиг. 138. Короткий подкос врубается в сваю помощью двойного зуба и при-

НТБ ДНУЗТ

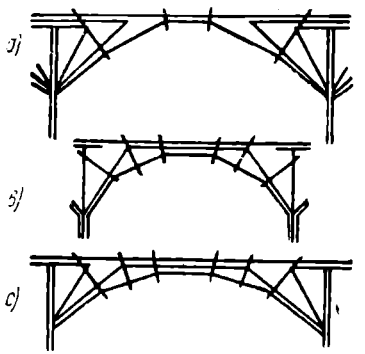
тягивается к ней болтом. Самый длинный подкос упирается в скошенный торец дополнительной сваи и укрепляется помощью потайного штыря. Средний по длине подкос упирается частью на горизонтальный торец дополнительной сваи, частью же на зажатые между сваями и врезанные в них дополнительные бруски сечением $14 \times 25 \times 65$ *см*. Для укрепления узла подкосы несколько подрубаются на концах и связываются болтами с поставленными здесь парными горизонтальными схватками.

На фиг. 138 приведена также деталь сопряжения распорных крестов со сваей. Торцы крестов упираются в специально поставленные поперечные схватки. Основные сваи имеют стыки над уровнем горизонта меженних вод. Стыки устроены в полдерева и скреплены металлическими хомутами и деревянными схватками на болтах.

§ 20. МОСТЫ АРОЧНО-ПОДКОСНОЙ СИСТЕМЫ

Дальнейшим усложнением комбинированных подкосных систем является арочно-подкосная система, применяемая для перекрытия значительных пролетов, до 20—25 *м*, когда подкосные системы оказываются уже неприменимыми.

Арочно-подкосная система является по существу переходом от подкосной системы к арочной и представляет собою как бы многоугольную арку, составленную из прямых элементов, комбинированную с трапецоидально-подкосной (фиг. 139, *а*) или ригельно-подкосной (фиг. 139, *б*) системой, или же с той и другой вместе (фиг. 139, *в*).

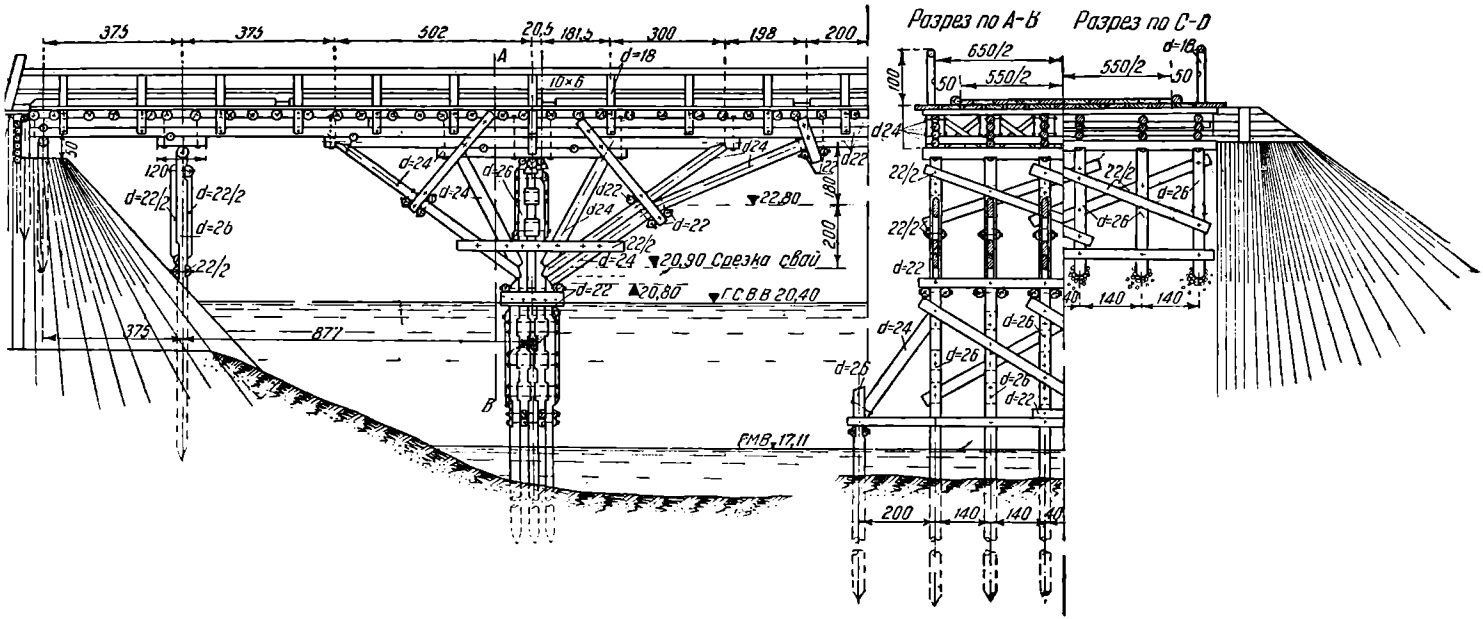


Фиг. 139. Схемы арочно-подкосных мостов.

По сравнению с подкосной системой арочно-подкосная имеет то преимущество, что требует для прогонов и подкосов более тонкого и короткого леса.

Элементы многоугольной арки образуются из бревен или брусьев длиною обычно не более 3—4 *м*. В местах стыков элементов арок, для обеспечения надлежащей прочности их сопряжений, устраиваются наклонные схватки (подвески). Схватки эти обжимают верхними концами прогоны, нижними же — элементы арки в местах перелома ее очертания. Схватки воспринимают на себя сжимающие усилия (фиг. 140) и делаются из бревен, пластин и реже из брусьев. Опоры арочно-подкосных мостов вследствие значительной величины передаваемого на них распора должны устраиваться более мощными, чем в подкосных мостах. Обычно опоры арочно-подкосных мостов приходится делать из нескольких связанных между собой рядов свай (фиг. 141) или решетчатого типа (фиг. 142). На фиг. 141 приведена конструкция арочно-подкосного моста, расчетным пролетом 18 *м*, в свету — 16,4 *м*, под нагрузку Н8 при габарите Г4. В поперечном разрезе мост устроен на шести рядах свай.

КГБ ДИЗТ

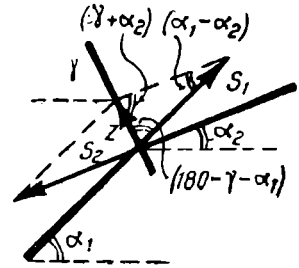


Фиг. 141. Конструкция арочно-подкосного моста.

НТБ
ДНУЗТ

Средние сваи сближены, что допускает ремонт и перестройку моста поочередно на одной, а затем на другой половине ширины проезжей части без перерыва движения.

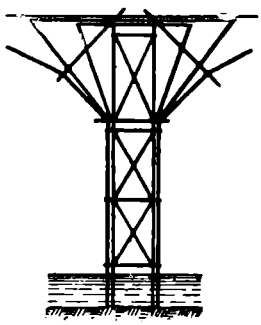
Проезжая часть моста состоит из двойного продольного досчатого настила, опирающегося на поперечины, уложенные по шести прогонам. Прогоны двухъярусные, из бревен $d=24$ *см*, поддерживаются подбалками и ригелем, в которые упираются подкосы арочной части с врубкой их в подбалки. Все подкосы, подбалки и ригель — из бревен $d=24$ *см*. В узлах звенья арки обжимаются наклонными схватками из пластин 22/2. В верхнем узле эти схватки имеют конструктивное значение; в промежуточном узле звеньев арки наклонные схватки работают на сжатие.

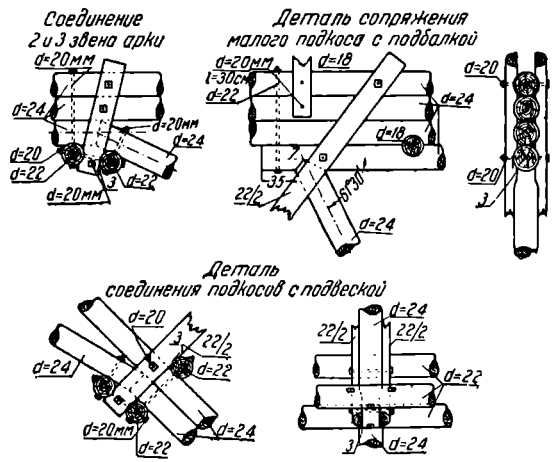


Фиг. 140. Схема передачи усилия на подвеску.

Нижние торцы первых звеньев арки упираются в головы крайних свай трехсвайной по фасаду опоры. Между тремя сваями зажата с врубками парная стойка — свеча, в которую врублены одиночным зубом нижние концы длинного и короткого подкосов.

Для восприятия горизонтально-приложенного в пятах подкосов усилия (распора) от временной нагрузки одного пролета опоры устроены составного сечения на колодках, в верхней части из двух ветвей, в нижней — из трех. В нижней части опоры назначение колодок выполняют врезанные в сваи зубьями нижние концы стоек.


Фиг. 142. Решетчатая опора арочно-подкосного моста.



Фиг. 143. Детали сопряжений арочно-подкосной фермы.

В поперечном направлении шесть коренных свай каждой опоры обжаты наклонными и горизонтальными схватками из пластин и круглого леса и укреплены против раскачивания ветром, течением воды и ледоходом укосинами, упирающимися в укосные сваи.

Детали основных врубок и сопряжений элементов арочно-подкосных ферам рассмотренного моста проведены на фиг. 148.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА VI

РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ И ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

§ 21. РАСЧЕТ ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

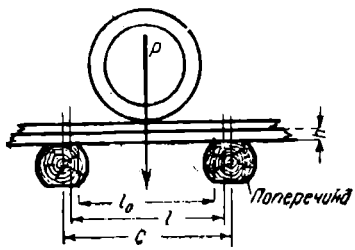
Расчет настила

Верхний настил проезжей части обычно не рассчитывается, и толщина его назначается по условиям износа от 5 до 7 *см*. Нижний настил рассчитывается на изгиб обычно как простая балка, свободно лежащая на опорах. Пролет досок нижнего настила l может быть принят равным расстоянию в свету между поперечинами l_0, увеличенному на толщину досок h, т.

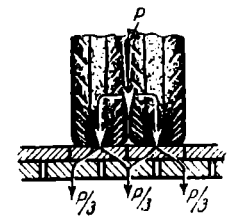
$$l = l_0 + h,$$

но во всяком случае не более расстояния между осями поперечин c (фиг. 144).

Сосредоточенное давление P от колес временной нагрузки распределяется верхним настилом на несколько досок нижнего настила.



Фиг. 144. Расчетная схема для настила.



Фиг. 145. Распределение давления колеса на доски продольного настила.

В случае, если оба настила продольные, число досок, воспринимающих давление P, определяется по приведенной на фиг. 145 схеме. В случае, если настилы имеют взаимно перпендикулярное направление, распределение давления P на доски нижнего настила следует определять с учетом упругого распределения нагрузки верхним настилом. Технические условия Цудортранса разрешают считать, что давление от колеса, в случае продольных настилов, передается при ширинах обода 40 *см*, 30 *см* и 20 *см* соответственно на 3; 2,5 и 2 доски нижнего настила. В случае же перекрещивающихся настилов давление колеса разрешается считать передающимся поровну на 2 доски нижнего настила.

НТБ ДНУЗТ

Наибольший изгибающий момент в доске от давления заднего колеса автомобиля:

$$M_{max} = \frac{Pl}{4k},$$

где k — число досок, воспринимающих давление P.

При устройстве щебеночной одежды давление колеса считается распределенным через толщину засыпки под углом 45°.

Расчет поперечин

Поперечины рассчитываются как свободно лежащие балки с пролетом, равным расстоянию между прогонами.

Если стыки досок настила, уложенного по поперечинам, расположены в разбежку, то при определении давления на поперечину от сосредоточенных грузов разрешается учитывать упругое распределение нагрузок. Расчет поперечины с учетом упругого распределения нагрузки заключается в том, что давления, передаваемые настилом на поперечины, определяются из условия рассмотрения доски нижнего настила как балки, упругими опорами которой являются поперечины. Не касаясь теоретического вывода используемых для такого расчета формул, излагаемых в курсах строительной механики[1], рассмотрим лишь последовательность расчета.

Обозначая через:

c — расстояние между осями поперечин,

l_1 — расстояние между осями прогонов, т. е. пролет поперечины,

J_1 — момент инерции поперечины,

J_2 — момент инерции досок нижнего настила, воспринимающих давление P,

подсчитываем коэфициент упругой передачи:

$$k = \frac{8c^3 J_1}{l^3_1 J_2}.$$

Если значение $k > \frac{1}{3}$, то давление от сосредоточенного груза передается на три поперечины, причем на среднюю поперечину, над которой непосредственно действует нагрузка P, передается давление:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} P;$$

остальная же часть давления P передается поровну двум соседним поперечинам.

При $\frac{1}{3} > k > 0{,}055$ давление распределяется на 5 поперечин; расчетное давление на наиболее нагруженную поперечину:

$$P_1 = \frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} P.$$

[1] См. Проскуряков, Строительная механика. Ч. I стр. 229. Госиздат, 1925 г.

НТБ ДНУЗТ

Если $k \leqslant 0{,}055$, то давление передается на 7 поперечин и расчетное давление:

$$P_1 = \frac{1 + 72k + 131k^2 + 26k^3}{7 + 196k + 193k^2 + 26k^3} P.$$

Погонное давление на поперечину от постоянной нагрузки:

$$p = c(h_1 + h)\gamma + p_0,$$

где: h_1 и h — толщины верхнего и нижнего настилов,

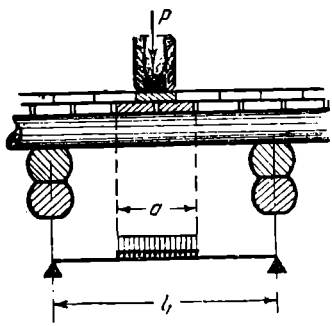
γ — удельный вес дерева,

p_0 — вес 1 *пог. м* поперечины.

Наибольший изгибающий момент в поперечине от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{max} = \frac{pl_1^2}{8} + \frac{P_1\left(l_1 - \frac{a}{2}\right)}{4},$$

где a — ширина досок нижнего настила, передающих давление на поперечину (фиг. 146).



Фиг. 146. Расчетная схема для поперечины.

По величине M_{max} и допускаемому напряжению дерева на изгиб $n_{изг}$ получаем требуемый момент сопротивления поперечины:

$$W \geqslant \frac{M_{max}}{n_{изг}}.$$

По величине W подбираем бревно подходящего диаметра, учитывая необходимые подтески. Для облегчения подбора сечений следует пользоваться таблицами.

Расчет перил

Перильный поручень рассчитывается как простая балка, опертая на перильные стойки, на действие вертикальной нагрузки от напора толпы $p = 100$ *кг/пог. м* поручня и горизонтального давления $w = 75$ *кг/пог. м* поручня [1].

Изгибающие моменты в поручне (фиг. 147):

$$M_{верт} = \frac{pl^2}{8}; \quad M_{гор} = \frac{wl^2}{8}.$$

Наибольшее напряжение в поручне от косого изгиба:

$$n_{max} = \frac{M_{верт}}{W_{верт}} + \frac{M_{гор}}{W_{гор}} \leqslant n_{изг},$$

где:

$$W_{верт} = \frac{bh^2}{6};$$

$$W_{гор} = \frac{hb^2}{6}.$$

[1] По техническим условиям разрешается рассчитывать перила на одно горизонтальное давление $w = 75$ *кг/пог. м*.

НТБ ДНУЗТ

Перильная стойка рассчитывается на изгиб от действия горизонтального усилия $H = wl$.

Наибольший изгибающий момент в стойке на уровне болта $a - b$ фиг. 147):

$$M = H \cdot h_1.$$

Момент сопротивления стойки в сечении $a - b$:

$$W = \frac{1}{6}(a - \delta)\, b^2,$$

где: a и b — поперечные размеры сечения стойки,
δ — толщина болта.

Напряжение на изгиб:

$$n = \frac{M}{W}.$$

Растягивающее усилие Z, действующее на болт $a - b$, получаем, предполагая, что стойка стремится повернуться вокруг точки c.

$$Z = \frac{Hh_2}{h_2 - h_1}.$$

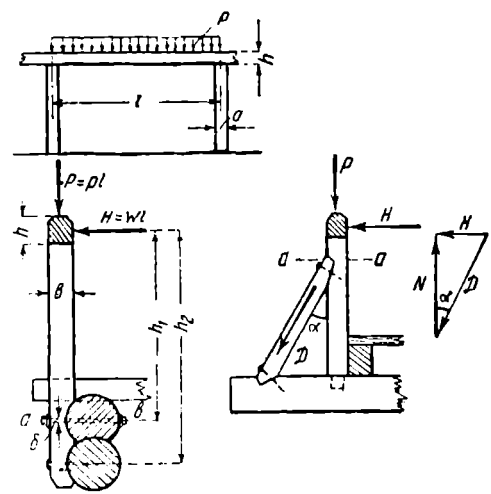
В случае устройства перил с подкосами наибольший изгибающий момент в стойке возникает в сечении $a—a$; вследствие незначительности этого момента проверка стойки на изгиб не производится.

Горизонтальное усилие H вызывает сжимающую силу D в подкосе и растягивающее усилие N в стойке.

$$D = \frac{H}{\sin \alpha};$$

$$N = \frac{H}{\operatorname{tg} \alpha},$$

где α — угол наклона подкоса к стойке.



Фиг. 147. Расчетная схема для перил.

Размеры сечений перильных стоек и подкосов вследствие малости действующих на них усилий обычно принимаются по конструктивным соображениям. Проверку расчетом производят только для врубок подкоса.

Расчет прогонов

Для определения наибольших возможных усилий в прогонах моста необходимо установить грузовики в наиневыгоднейшем положении как вдоль, так и поперек моста. В первую очередь необходимо расположить ряды грузовиков так, чтобы определить величину наибольших давлений, передающихся на наиболее интенсивно работающий

НТБ ДПУЗТ

прогон. Для этого необходимо произвести наиневыгоднейшую поперечную установку нагрузки и определить так называемый коэфициент поперечной передачи для наиболее нагруженного прогона.

При установке грузовиков на мосту продольная ось их всегда должна быть параллельна продольной оси моста; число рядов грузовиков определяется шириной проезда на мосту. Расстояние между осями соседних колес смежных рядов грузовиков принимается не менее 1,1 *м*.

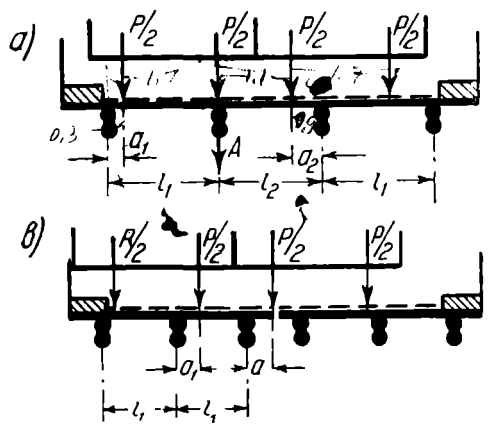
Грузовики в смежных рядах считаются идущими в одно́м направлении.

Обычно наиболее интенсивно работающим является один из средних прогонов, причем давление на него достигает максимума при расположении над ним одного из колес (фиг. 148, *а*). В этом случае давление от одного ряда автомобильных осей на рассматриваемый прогон (не учитывая неразрезности поперечин):

$$A = \frac{P}{2}\left(1 + \frac{a_1}{l_1} + \frac{a_2}{l_2}\right);$$

коэфициент поперечной передачи:

$$K = \frac{A}{P} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{a_1}{l_1} + \frac{a_2}{l_2}\right)$$



Фиг. 148. Определение коэфициента поперечной передачи.

В случае устройства шва в поперечинах по продольной оси моста наибольшая нагрузка среднего прогона получается при установке одного из колес на свешивающийся конец (консоль) поперечины (см. фиг. 148, *б*); тогда:

$$A = \frac{P}{2}\left(\frac{a_1}{l_1} + \frac{l_1 + a}{l_1}\right)$$

и

$$K = \frac{A}{P} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{a_1 + a}{l_1}\right).$$

Коэфициент передачи зависит таким образом лишь от взаимных расстояний колес грузовиков и остается следовательно одинаковым как для передних так и для задних осей стоящих на мосту рядов автомобилей.

Определив наиболее опасную поперечную загрузку прогона, переходим к расчету его на изгиб. Для определения наибольшего изгибающего момента необходимо расположить нагрузку в продольном направлении в наиневыгоднейшее положение.

Для небольших балочных пролетов, обычно, наиболее опасным оказывается расположение самой тяжелой оси над серединой пролета прогона.

НТБ ДГУЗТ

В этом случае наибольший изгибающий момент в прогоне от временной нагрузки:

$$M_{вр} = \frac{KPL}{4},$$

где: P — давление наиболее тяжелой оси,
L — пролет прогонов,
K — коэфициент поперечной передачи.

В случае, если расстояние между соседними грузами B мало по сравнению с пролетом L (для двух равных грузов при $B < 0{,}6L$), может оказаться более опасной загрузка прогона двумя грузами. Согласно известной из строительной механики теореме Винклера, грузы нужно установить так, чтобы середина пролета прогона расположилась посредине расстояния между равнодействующей обоих грузов R и ближайшим к ней грузом P_1 (фиг. 149).

Максимальный момент возникает тогда под грузом P_1 и равняется:

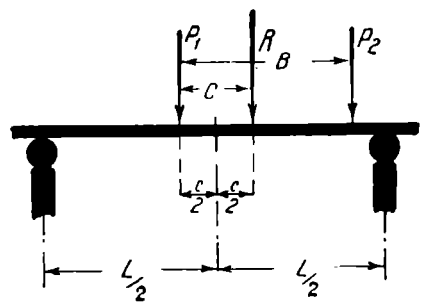
$$M_{вр} = \frac{R\left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2}\right)^2}{L},$$

где

$$R = P_1 + P_2$$

и

$$c = \frac{P_2 B}{P_1 + P_2}.$$



Фиг. 149. Загрузка прогона по Винклеру.

Постоянная нагрузка прогона слагается из веса настилов, поперечин, самого прогона и скреплений. Вес скреплений можно ориентировочно принимать равным 5% от полной постоянной нагрузки прогона.

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M_{пост} = \frac{pl^2}{8}.$$

Полный расчетный изгибающий момент в прогоне:

$$M_{max} = M_{пост} + M_{вр}$$

Необходимый момент сопротивления прогона:

$$W = \frac{M_{max}}{n_{нат}}.$$

При подборе бревен для прогона необходимо учесть ослабление сечения подтеской и болтом.

В случае необходимости подсчета наибольших скалывающих напряжений определяется наибольшая поперечная сила Q, равная опорной реакции прогона A. Наибольшее скалывающее напряжение тогда будет:

$$t = \frac{QS}{Jd},$$

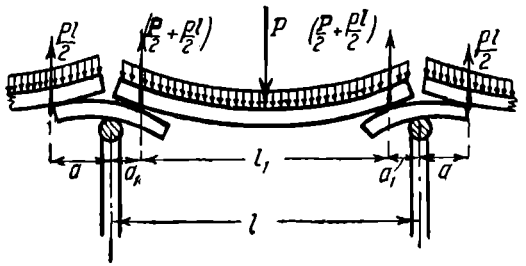
НТБ ДНУЗТ

где: S — статический момент полусечения,
J — момент инерции,
d — диаметр бревен прогона.

Расчет прогонов на подбалках

Вследствие имеющейся связи между прогонами и подбалками прогоны работают под действием вертикальной нагрузки как балка с упруго защемленными концами.

Однако, для облегчения расчета принято применять упрощенную расчетную схему, условно предполагающую, что прогоны нагруженного временной нагрузкой пролета опираются на подбалки в пределах их длины, в соседних же пролетах, нагруженных одной постоянной нагрузкой — на концы подбалок (фиг. 150).



Фиг. 150. Расчетная схема прогона на подбалках.

Задавшись этой расчетной схемой и обозначая через:

p — погонную постоянную нагрузку прогона,

P — расчетный сосредоточенный груз,

a — половину длины подбалки,

a_1 — расстояние от оси сваи до точки опоры нагруженного пролета прогона,

получим, из условия равновесия подбалки:

$$\frac{pl}{2}a=\left(\frac{pl}{2}+\frac{P}{2}\right)a_1,$$

откуда

$$a_1=\frac{pl}{pl+P}a.$$

Длину подбалки обычно назначают так, чтобы $a=(0{,}1-0{,}15)\,l$; большие длины подбалок бесполезны, так как концы их отойдут тогда от прогонов вниз и выйдут из работы.

Расчетный пролет прогона тогда будет:

$$l_1=l-2a_1.$$

Наибольший изгибающий момент в прогоне от постоянной и временной нагрузок:

$$M_{пр}=\left(\frac{pl}{2}+\frac{P}{2}\right)\frac{l_1}{2}-\frac{pl}{2}\cdot\frac{l}{4}=\frac{Pl_1}{4}+\frac{pl}{8}(2l_1-l).$$

НТБ ДНУЗТ

Наибольший изгибающий момент в подбалке:

$$M_{\text{подб}} = \frac{pl}{2} a.$$

По полученным моментам $M_{\text{пр}}$ и $M_{\text{подб}}$ должны быть проверены на изгиб сечения прогона и подбалки.

Расчет балок на шпонках

Подбор сечения балки посредине. Сечение составных балок на шпонках или колодках может рассматриваться как цельное с учетом коэфициента уменьшения моментов инерции и сопротивления.

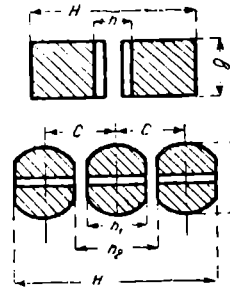
Величина этого коэфициента принимается равной: для балок, составленных по высоте из двух элементов, $k = 0{,}8$; для балок, составленных по высоте из трех элементов, $k = 0{,}6$.

Таким образом, момент инерции составного сечения из двух брусьев, приведенного на фиг. 151, с учетом ослабления шпонкой определяется формулой:

$$J = \frac{1}{12} b (H^3 - h^3) k,$$

а момент сопротивления:

$$W = \frac{J}{0{,}5H} = \frac{b (H^3 - h^3) k}{6H}.$$



Фиг. 151. Составные сечения прогона.

Для составного сечения из трех бревен (фиг. 151) момент инерции для сечения, ослабленного болтом (при подтеске бревен до $1/3d$):

$$J = \left[3 \cdot 0{,}045 d^4 + 0{,}773 d^2 c^2 - \frac{\delta}{12} (H^3 + h_1^3 - h_2^3) \right] k;$$

момент сопротивления сечения:

$$W = \frac{J}{0{,}5H};$$

напряжение в балке на изгиб:

$$n = \frac{M}{W} \leqslant n_{\text{изг}}.$$

Расчет шпонок

Шпонки воспринимают скалывающие усилия, возникающие между связываемыми элементами.

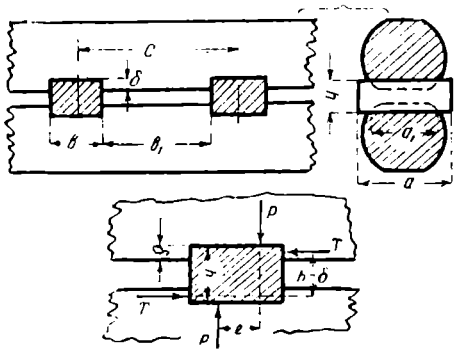
НТБ ДНУЗТ

Скалывающая сила на единицу длины балки:

$$T_1 = \frac{QS}{J}$$

где: Q — расчетная поперечная сила,
J — момент инерции всего сечения балки,
S — статический момент относительно нейтральной оси той части сечения, которая лежит выше рассчитываемого ряда шпонок.

Величины S и J принимаются брутто, т. е. без учета ослабления.



Фиг. 152. Расчет шпонок.

Обозначим (фиг. 152) через:
c — расстояние между осями шпонок,
δ — глубину врезки шпонок,
b — ширину шпонок,
a — длину шпонок.

Тогда усилие, действующее на одну шпонку:

$$T = T_1 c.$$

Под действием усилия T шпонка работает на смятие и на скалывание.

Напряжение на смятие:

$$n = \frac{T}{a\delta} \leqslant n_{см}.$$

Отсюда, зная $n_{см}$ и задавшись величинами a и δ, можем получить наибольшее допустимое расстояние между осями шпонок:

$$c \leqslant \frac{a\delta n_{см}}{T_1}.$$

Напряжение в шпонке на тангенциальное скалывание:

$$t = \frac{T}{ab} \leqslant t_{ск},$$

где $t_{ск}$ — допускаемое напряжение на тангенциальное скалывание шпонки.

Отсюда получим выражение, определяющее необходимую ширину шпонки:

$$b \geqslant \frac{T_1 c}{a t_{ск}}$$

Ширина шпонки должна быть при этом не менее двух с половиной толщин шпонки ($b \geqslant 2{,}5h$).

Далее необходимо проверить напряжение на скалывание в связываемых элементах на длине $b_1 = c - b$.

$$t' = \frac{T}{a_1 (c - b)} \leqslant t'_{ск},$$

где: a_1 — ширина связываемых шпонками элементов в месте подрубки,

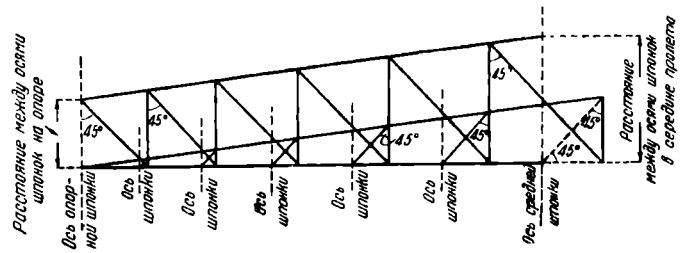
НТБ ДНУЗТ

$t'_{ск}$ — допускаемое напряжение на скалывание дерева вдоль волокон.

Из последнего соотношения получаем выражение, определяющее наименьшее допустимое расстояние между осями шпонок:

$$c \geqslant \frac{T + t'_{ск} a_1 b}{t'_{ск} a_1}.$$

В случае если шпонки располагаются по длине балки не равномерно, а в соответствии с изменением величины поперечных сил Q, то разметка положения шпонок по длине балки может быть произведена графическим путем, указанным на фиг. 153.



Фиг. 153. Графический способ разметки положения шпонок.

Расчет болтов

Момент, стремящийся вывернуть шпонку (фиг. 152):

$$M = T(h - \delta),$$

где h — высота шпонки.

Повороту шпонок препятствуют силы отпора P, образующие пару с плечом e. Величина этого плеча принимается равной:

$$e = \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{3}\right) h.$$

Тогда усилие в болтах, равное отпору шпонок, определяется выражением:

$$P = \frac{M}{e} = \frac{T(h - \delta)}{e}$$

Расчет составных балок на колодках производится тем же путем, что и шпоночных балок. Детально метод расчета составного сечения на колодках изложен ниже, в § 27.

Сопряжение сваи с насадкой

Сопряжение сваи с насадкой должно быть проверено на смятие. Если голова сваи обделывается в виде квадрата, то сторона его $a = 0{,}707d$. Обозначая размеры пипа через a_1 и b_1, получим площадь смятия:

$$\omega = a^2 - a_1 b_1 \quad 0{,}5d^2 - a_1 b_1.$$

НТБ ДНУЗТ

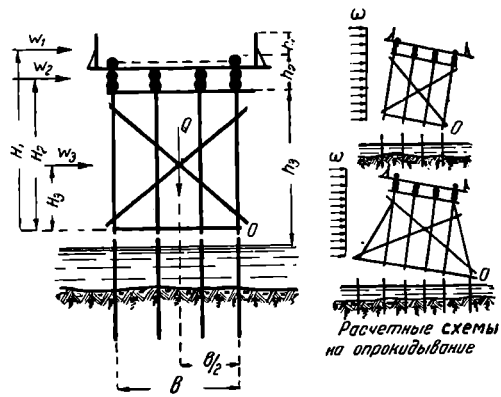
Несколько большую площадь смятия можно получить, делая подтеску по фиг. 79. В этом случае площадь смятия:

$$= \frac{1}{2}\left(\frac{\pi d^2}{4} + a^2\right) - a_1 b_1 = \frac{1}{2}(0{,}786d^2 + 0{,}5d^2) - a_1 b_1 = 0{,}64d^2 - a_1 b_1.$$

Если наибольшее давление, действующее на сваю, равно S, то напряжение на смятие:

$$n = \frac{S}{\omega} \leqslant n_{см},$$

где $n_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие того из соприкасающихся элементов, для которого смятие опаснее. Для сопряжения сваи с насадкой всегда опаснее смятие насадки, происходящее поперек волокон.



Фиг. 154. Расчет моста на опрокидывание от ветра.

Задавшись размерами шипа a_1 и b_1 и зная допускаемое напряжение $n_{см}$, можем определить необходимый диаметр сваи. Диаметр насадки обычно принимают несколько больше диаметра сваи.

Расчет сваи

Расчет сваи заключается в проверке прочности ее на сжатие с продольным изгибом. Предположим, что полное наибольшее давление на сваю равняется Q; диаметр сваи (определившийся проверкой на смятие в сопряжении с насадкой) — d; свободная длина сваи — S_0. За свободную длину сваи принимаются $^3/_4$ полной высоты опоры от насадки до грунта при отсутствии сроста свай и полная длина от насадки до сроста при наличии последнего.

Радиус инерции сваи:

$$\rho = \frac{d}{4};$$

тогда гибкость сваи:

$$\lambda = \frac{S_0}{\rho}.$$

По гибкости сваи определяем величину коэфициента продольного изгиба φ:

при λ от 5 до 100 $\quad \varphi = 1 - 0{,}007\lambda;$

при $\lambda > 100$ $\quad \varphi = \frac{30}{\lambda}.$

НТБ ДНУЗТ

Сжимающее напряжение в свае с учетом продольного изгиба:

$$n = \frac{Q}{\frac{\varphi \pi d^2}{4}} \leqslant n_{сж},$$

где $n_{сж}$ — допускаемое напряжение на сжатие.

Расчет свайных опор на давление ветра

Расчет моста на действие ветровой нагрузки заключается в проверке устойчивости моста на опрокидывание и в расчете элементов, обеспечивающих его горизонтальную жесткость.

Ветровая нагрузка для расчета опоры принимается в виде сплошной горизонтальной нагрузки интенсивностью 200 *кг/м*^{2}.

Благодаря большой ширине автодорожных мостов поверка устойчивости их на опрокидывание обычно излишня и должна производиться лишь для узких или очень высоких мостов.

Ветровые давления, действующие на опору балочного моста, определяются следующим образом.

Давление на перила: $W_1 = kh_1 l$.

Давление на прогоны с проезжей частью: $W_2 = h_2 l$.

Давление на опору: $W_3 = h_3 b$.

Здесь: h_1, h_2 и h_3 — высоты перил, прогонов с проезжей частью и опоры (фиг. 154),

k — коэфициент сплошности перил, характеризующий степень подверженности действию ветра перильной конструкции (обычно $k = 0{,}2 - 0{,}4$).

Под действием ветровых давлений опора стремится опрокинуться вокруг точки O.

Опрокидывающий момент:

$$M_{опр} = W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_3 H_3.$$

От опрокидывания опору удерживает собственный вес моста; сопротивление свай выдергиванию в месте сроста не учитывается.

Обозначая через Q вес одного пролета моста, с проезжей частью и опорой, получим удерживающий момент:

$$M_{уд} = Q \frac{b}{2}$$

Коэфициент устойчивости:

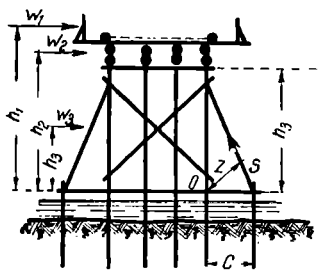
$$K = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}$$

Необходимо, чтобы коэфициент устойчивости $K \geqslant 1{,}4$.

Укосины свайных опор рассчитывают в том предположении, что на них полностью передается горизонтальная ветровая нагрузка с одного пролета моста.

НТБ ДНУЗТ

Усилие S в укосине получаем из условия равенства моментов относительно точки a (фиг. 155), т. е.



Фиг. 155. Расчет укосины.

$$W_1h_1 + W_2h_2 + W_3h_3 = S \cdot z,$$

где $z = \frac{ch_s}{\sqrt{c^2 + h_s^2}}$ — плечо усилия S относительно точки a.

Отсюда усилие в укосине:

$$S = \frac{W_1h_1 + W_2h_2 + W_3h_3}{z} = \frac{\Sigma Wh}{z}.$$

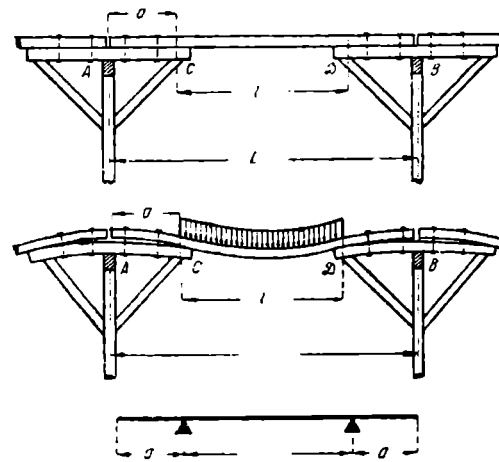
Укосина рассчитывается на сжатие с продольным изгибом.

РАСЧЕТ ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

§ 22. РАСЧЕТ МОСТОВ ТРАПЕЦОИДАЛЬНО-ПОДКОСНОЙ СИСТЕМЫ

Прогоны мостов трапецоидально-подкосной системы в расчетном отношении являются балкой с упруго защемленными концами. При действии нагрузки на участке CD прогона деформация его принимает вид, изображенный на фиг. 156, причем концы прогона, лежащие на подбалках, стремятся подняться.

Ориентируясь на вполне возможный случай ослабления болтов, стягивающих концы прогонов с подбалкой, принято рассчитывать прогоны трапецоидально-подкосных мостов как двухконсольную балку, свободно лежащую на опорах C и D. При этом длина консолей определяется расстоянием a стыков прогона от точек опор C и D (фиг. 156).



Фиг. 156. К расчету трапецоидально-подкосных мостов.

Прогоны будут работать как двухконсольная балка лишь до тех пор, пока нагрузка находится на участке CD; при переходе же грузов на участок AC или DB над подбалками консоли a прижмутся к подбалкам.

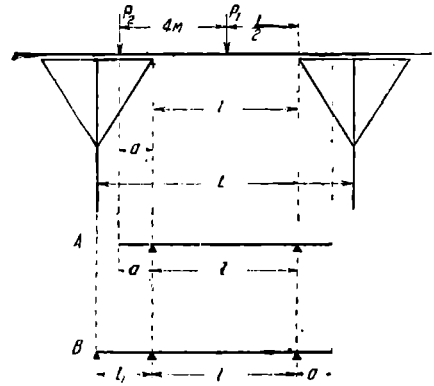
При этом если прогон имеет стык над сваей, то изгибающий момент будет восприниматься прогоном с подбалкой совместно; если же прогон имеет стык в пределах подбалки, то нагрузка будет полностью восприниматься последней.

Для подтверждения возможности расчета прогонов как двухконсольной балки рассмотрим действительные условия ее работы при наи-

РТБ ДУЗТ

более опасной загрузке, когда тяжелая ось автомобиля располагается посредине пролета балки. В случае если вторая ось автомобиля при этом выйдет за пределы рассматриваемого пролета, то концы прогонов, лежащие на подбалках, будут стремиться подняться и работать как консоли.

В случае же если на конец прогона попадает вторая ось автомобиля, то, в зависимости от соотношения длин a и l, прогон может оказаться либо прижатым к подбалке, либо будет все же стремиться подняться. В первом случае прогон окажется в условиях неразрезной или вернее упруго защемленной на концах балки; во втором случае прогон будет работать как консольная балка.



Фиг. 157.

Для выяснения практически более вероятного случая обозначим через:

P_1 — вес задней оси автомобиля,

P_2 — вес передней оси автомобиля,

a — согласно фиг. 157.

Учитывая влияние одной лишь временной нагрузки и пренебрегая постоянной нагрузкой, играющей в данной задаче второстепенную роль, получим:

поднятие конца консоли при загрузке прогона грузом P_1, расположенным в середине пролета:

$$\delta_1 = \frac{al^2}{16EJ} P_1;$$

обратный прогиб консоли от действия груза P_2:

$$\delta_2 = \frac{a^2}{3EJ}(a+l) P_2.$$

Прогон может рассматриваться как консольная балка при условии $\delta_1 \geqslant \delta_2$.

Отсюда получим:

$$\frac{al^2 P_1}{16EJ} \geqslant \frac{a^2}{3EJ}(a+l) P_2,$$

или

$$\frac{3P_1}{16P_2} \geqslant \frac{a}{l}\left(\frac{a}{l}+1\right).$$

Имея в виду, что для нормальных расчетных нагрузок

$$\frac{P_1}{P_2} = 2{,}33 \text{ и } 2{,}72,$$

получим, подставляя более невыгодное отношение $\frac{P_1}{P_2} = 2{,}33$:

$$\frac{3}{16} \cdot 2{,}33 \geqslant \frac{a}{l}\left(\frac{a}{l}+1\right).$$

РТБ ДНУЗТ

Решая это уравнение, получим:

$$\frac{a}{l} \leqslant 0{,}33.$$

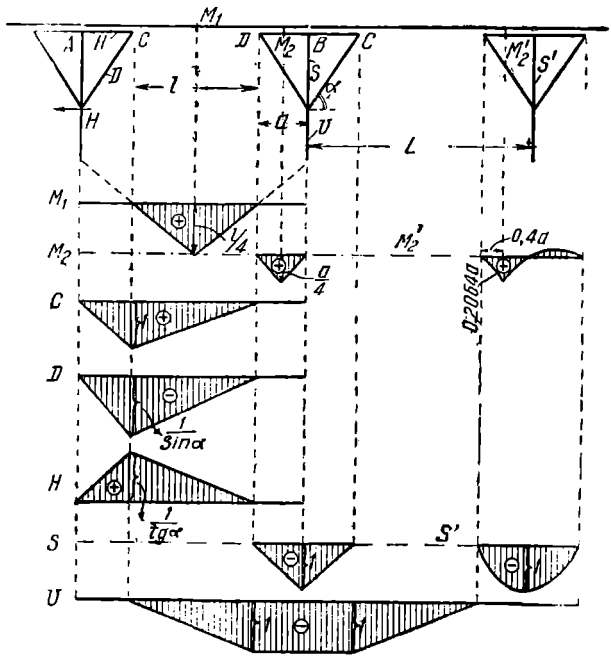
Имея в виду, что при расстоянии между осями автомобиля 4 *м* — $a = 4 - 0{,}5l$, получим:

$$4 - 0{,}5l \leqslant 0{,}33l,$$

откуда:

$$l \geqslant \frac{4}{0{,}83} = 4{,}82.$$

Таким образом, расчет прогона как консольной балки (фиг. 157, *А*) справедлив при $L \leqslant 8$ *м*, когда на пролете располагается только один груз, и далее для случаев, когда $l > \sim 4{,}82$ *м*.



Фиг. 158. Линии влияния усилий для трапецоидально-подкосного моста.

В остальных же случаях прогон должен рассматриваться как неразрезная двухпролетная балка с консолью *a* (фиг. 157, *В*).

Необходимо при этом отметить, что полученное значение отношения $\frac{a}{l}$ надо рассматривать как ориентировочное, поскольку оно выведено без учета постоянной нагрузки. При решении конкретных задач следует всякий раз предварительно анализировать указанные выше условия работы прогона, принимая имеющееся отношение $\frac{P_1}{P_2}$ и учитывая также постоянную нагрузку.

На фиг. 158 приведены линии влияния усилий в элементах трапецоидально-подкосного моста.

Линии влияния изгибающего момента M_1 в середине пролета прогона определены как для простой двухконсольной балки.

Изгибающий момент в подбалке M_2, обычно, определяется как для простой балки пролетом *a*; однако, вследствие реальной неразрезности подбалки, можно рассматривать ее и как двухпролетную неразрезную балку.

НТБ ДПУЗТ

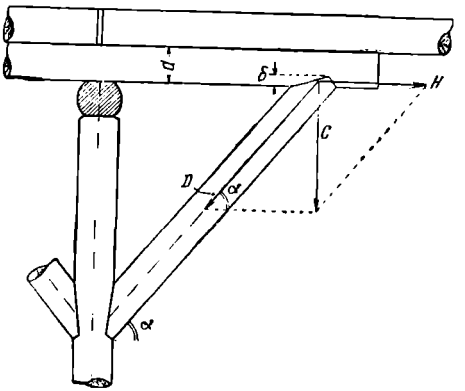
В последнем случае наибольший изгибающий момент в подбалке возникает в сечении на расстоянии $\sim 0{,}4\,a$ от ее конца (см. линию влияния M_2').

Изгибающий момент M_2 или полностью передается подбалке (при наличии стыков прогона в пределах подбалки), или же распределяется между подбалкой и прогоном (при стыке прогона над сваей).

Кроме изгибающего момента от непосредственного действия вертикальной нагрузки в подбалке возникают дополнительные усилия от действия подкоса (фиг. 159). Давление C, разлагаясь на две составляющие $D = \frac{C}{\sin \alpha}$ и $H = \frac{C}{\operatorname{tg} \alpha}$, вызывает в подбалке растягивающее усилие H и дополнительный изгибающий момент

$$M_2' = \frac{H(d-\delta)}{2},$$

вызванный эксцентричным приложением усилия H посредине глубины врубки δ.



Фиг. 159. К расчету трапецоидально-подкосной системы.

Тогда полное наибольшее напряжение в подбалке от совместного действия всех действующих на нее усилий будет:

$$n = \frac{M_2}{\Sigma W} + \frac{M_2}{W_{\text{под}}} + \frac{H}{\omega}\,\frac{n_{\text{н}}}{n_{\text{р}}} \leqslant n_{\text{н}},$$

где: ΣW — момент сопротивления подбалки и прогона (бревен, не имеющих стыка в пределах подбалки);

$W_{\text{под}}$ — момент сопротивления подбалки,

ω — площадь сечения подбалки,

$\frac{n_{\text{н}}}{n_{\text{р}}}$ — коэфициент приведения растягивающих напряжений к допускаемому напряжению на изгиб.

Линия влияния давления в точке C приведена на фиг. 158 так же, как и линии влияния усилий в подкосе D и подбалке H. Расчет подбалки, обычно, производят, принимая в запас прочности, что усилия M_2, M_2' и H одновременно имеют максимум.

Давление на надсадку и верхнюю часть стойки S определяют, рассматривая подбалку как разрезную (линия влияния S), или же как двухпролетную неразрезную балку (линия влияния S').

Давление на нижнюю часть стойки (сваю) V слагается из усилия в верхней части стойки S и вертикальной составляющей усилий в подкосах:

$$V = S + D\sin\alpha = S + C.$$

Линия влияния на сваю имеет вид трапеции (см. фиг. 158). Кроме вертикального давления на опору может действовать также и гори-

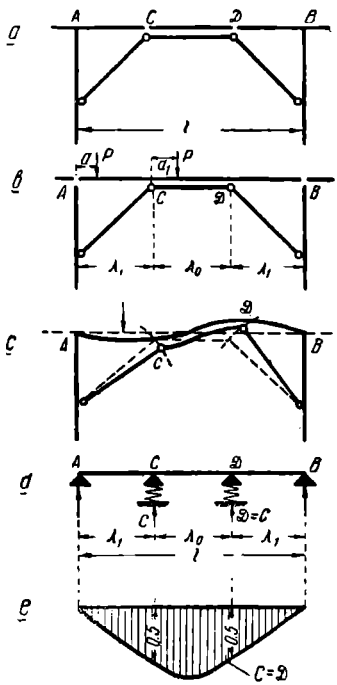
НТБ ДИУЗТ

зонтальный распор, возникающий при загрузке одного пролета временной нагрузкой.

Величина этого распора равняется горизонтальной слагающей усилия в раскосе $D\cos\alpha = \frac{C\cos\alpha}{\sin\alpha} = H$, т. е. величине продольного усилия в подбалке. Поэтому линия влияния распора имеет тот же вид, что и линия влияния усилия H в подбалке.

§ 23. РАСЧЕТ МОСТОВ РИГЕЛЬНО-ПОДКОСНОЙ СИСТЕМЫ

Если предположить прогон ригельно-подкосной фермы разрезанным в узлах A, C, D и B (фиг. 160,*а*), то получится изменяемая система, не способная поддерживать нагрузку. Поэтому в ригельно-подкосных мостах прогон должен быть неразрезным, без стыков в пределах ригеля C—D. Стыки прогона должны располагаться над свайными опорами.



Фиг. 160. К расчету ригельно-подкосных мостов.

Поэтому для расчета ригельно-подкосных мостов принимаются следующие предположения: прогон считается разрезанным на опорах A и B и неразрезным на протяжении $ACDB$; подкосы — шарнирно-примыкающими к ригелю в точках C и D (фиг. 160, *б*). Тогда получается система однажды статически неопределимая.

Пренебрегая влиянием деформаций элементов фермы от действия продольных усилий, можем рассматривать прогон, подпертый в точках A, C, D и B, как трехпролетную неразрезную балку с упругими опорами (фиг. 160, *д*) C и D.

При этом давления, передаваемые прогоном в точках C и D, при любых положениях нагрузки оказываются равными между собой. Действительно, если бы давление в точке C было больше, чем в D, то благодаря наличию ригеля точка C стала бы опускаться, а точка D подниматься (см. фиг. 160, *с*); деформация продолжалась бы до тех пор, пока давления в узлах C и D не сравнялись бы между собой. Таким образом благодаря наличию ригеля прогон имеет как бы «уравновешенные» опоры.

Так как при выравнивании давлений C и D, благодаря деформации фермы, уменьшение давления C равно увеличению давления D, то при любом положении нагрузки:

$$C = D = \frac{C_1 + D_1}{2}, \qquad (1)$$

НТБ ДНУЗТ

где C_1 и D_1 — средние опорные реакции трехпролетной неразрезной балки $ACDB$ с жесткими опорами.

Опорные реакции C_1 и D_1 — трехпролетной неразрезной балки на жестких опорах определяются формулами:

$$\left.\begin{aligned} C_1 &= C_0 + M_1\left(\frac{1}{\lambda_1}+\frac{1}{\lambda_0}\right) - \frac{M_2}{\lambda_0} \\ D_1 &= D_0 - \frac{M_1}{\lambda_0} + M_2\left(\frac{1}{\lambda_0}+\frac{1}{\lambda_1}\right), \end{aligned}\right\} \tag{2}$$

где C_0 и D_0 — давления в узлах C и D в предположении разрезного прогона.

Из формул (1) и (2) получаем:

$$C = D = \frac{1}{2}\left(C_0 + D_0 + \frac{M_1 + M_2}{\lambda_1}\right). \tag{3}$$

Для определения моментов M_1 и M_2 предположим, что в первой панели, на расстоянии a от левой опоры A, действует груз P. Тогда уравнения трех моментов для неразрезной балки $ACDB$ будут:

$$\left.\begin{aligned} 2M_1(\lambda_1+\lambda_0) + M_2\lambda_0 &= P(\lambda_1^2 - a^2)\frac{a}{\lambda_1} \\ \text{и} \qquad\qquad & \\ M_1\lambda_0 + 2M_2(\lambda_0+\lambda_1) &= 0, \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

откуда получим:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{2a\cdot(\lambda_1^2 - a^2)(\lambda_0+\lambda_1)}{\lambda_1[4(\lambda_0+\lambda_1)^2 - \lambda_0^2]}\cdot P \\ M_2 &= -\frac{a(\lambda_1^2 - a^2)\lambda_0}{\lambda_1[4(\lambda_0+\lambda_1)^2 - \lambda_0^2]}\cdot P. \end{aligned}\right\} \tag{5}$$

Давления C_0 и D_0 при рассматриваемом положении груза будут:

$$C_0 = \frac{P\cdot a}{\lambda_1}; \quad D_0 = 0. \tag{6}$$

Вставляя полученные значения M_1, M_2, C_0 и D_0 в формулу (3), получим после сокращений:

$$C = D = \left[\frac{a}{\lambda_1} + \frac{a(\lambda_1^2 - a^2)}{\lambda_1^2(2\lambda_1 + 3\lambda_0)}\right]\frac{P}{2} \tag{7}$$

Обозначая:

$$m = \frac{\lambda_0}{\lambda_1} \quad \text{и} \quad k = \frac{a}{\lambda_1},$$

получим:

$$\boxed{C = D = \frac{1}{2}\left[k + \frac{k(1-k^2)}{2+3m}\right]P.} \tag{8}$$

НТБ ДНУЗТ

При расположении груза P в средней панели на расстоянии a от опоры C, проделав вывод, аналогичный вышеприведенному, получим следующее выражение, определяющее величину давлений в узлах C и D:

$$C=D=\frac{1}{2}\left[1+\frac{3k_1m^2(1-k_1)}{2+3m}\right]P, \tag{9}$$

где

$$k_1=\frac{a_1}{\lambda_0};$$

по формулам (8) и (9) могут быть вычислены ординаты линий влияния давлений $C=D$.

В табл. I даны ординаты линий влияния давления $C=D$ для наиболее употребительных соотношений между длинами панелей

$$\frac{\lambda_0}{\lambda_1}=m.$$

Таблица I

$k=\frac{a}{\lambda_1}$ и $k_1=\frac{a_1}{\lambda_0}$	при $m=\frac{\lambda_0}{\lambda_1}=1$	при $m=\frac{\lambda_0}{\lambda_1}=\frac{4}{3}$	при $m=\frac{\lambda_0}{\lambda_1}=2$
Груз $P=1$ в I панели			
0	0	0	0
0,1	0,0599	0,0583	0,0562
0,2	0,1192	0,1160	0,1120
0,3	0,1793	0,1728	0,1671
0,4	0,2336	0,2280	0,2210
0,5	0,2875	0,2812	0,2734
0,6	0,3384	0,3320	0,3240
0,7	0,3857	0,3797	0,3723
0,8	0,4288	0,4240	0,4180
0,9	0,4671	0,4642	0,4607
1,0	0,5000	0,5000	0,5000
Груз $P=1$ во II панели			
0,1	0,5270	0,5400	0,5675
0,2	0,5480	0,5711	0,6200
0,3	0,5630	0,5933	0,6575
0,4	0,5720	0,6067	0,6800
0,5	0,5750	0,6111	0,6875

Вид линии влияния давлений $C=D$ приведен на фиг. 160, *в*.

НТБ ДНУЗТ

Площадь линии влияния давления C, полученная путем интегрирования выражений (8) и (9), равна:

$$\omega = \lambda_1\left[\frac{m+1}{2} + \frac{1+m^3}{4(2+3m)}\right] \qquad (10)$$

Эта формула дает:

$$\left.\begin{aligned} &\text{при } m=1; \quad \omega = 1{,}1\lambda_1 = 0{,}3667l;\\ &m=\frac{4}{3} \quad \omega = 1{,}307\lambda_1 = 0{,}3920l;\\ &m=2; \quad \omega = 1{,}781\lambda_1 = 0{,}4453l. \end{aligned}\right\} \qquad (11)$$

Пользуясь линией влияния давления C, можно легко определить усилия во всех элементах моста.

Усилие в подкосе:

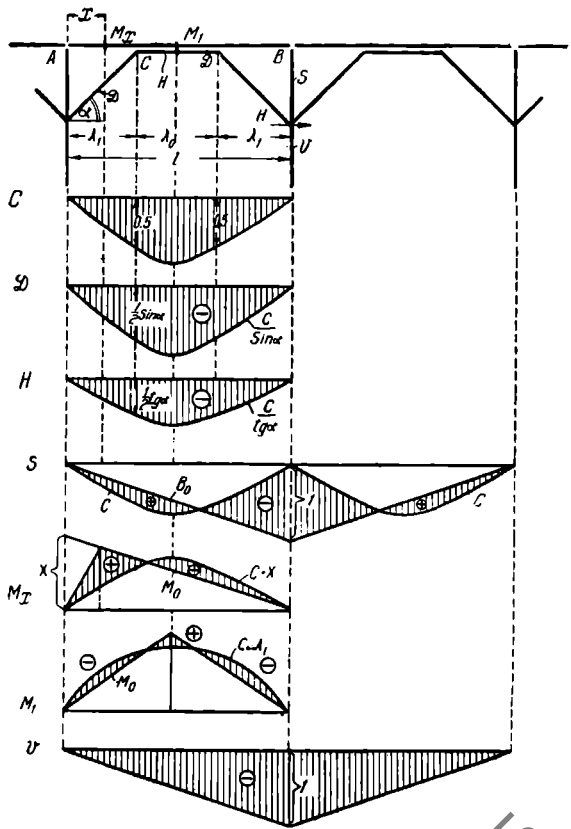
$$D = \frac{C}{\sin\alpha}. \qquad (12)$$

Усилие в ригеле:

$$H = \frac{C}{\operatorname{tg}\alpha} \qquad (13)$$

Следовательно и линии влияния усилий D и H имеют такой же вид, как и линия влияния давления C (фиг. 161). Усилие в верхней части стойки S получим, суммируя давления, передаваемые концами примыкающих в точке B прогонов. Если бы прогон не поддерживался в точках C и D подкосами, то опорное давление в точке B равнялось бы реакции B_0 простой балки пролетом l. Благодаря подкосам часть давления передается через точки C и D; поэтому действительное давление, передаваемое концом прогона на стойку:

$$B = B_0 - C.$$



Фиг. 161. Линии влияния усилий для ригельно-подкосного моста.

Линия влияния давления на стойку S, слагающаяся из линий влияния опорных давлений примыкающих к стойке прогонов, при-

НТБ ДНУЗТ

ведена на фиг. 161. Изгибающий момент в любом сечении прогона на участке λ_1 определяется формулой:

$$M_x = M_0 - Cx, \tag{14}$$

где x — расстояние рассматриваемого сечения от левой опоры,

M_0 — изгибающий момент в сечении, найденный как для простой балки пролетом l.

Построение линии влияния момента M_x видно из фиг. 161. Положение наиболее опасного сечения прогона, в котором изгибающий момент от временной нагрузки имеет максимум, определяется следующим образом.

В случае движения по мосту одного груза P изгибающий момент в сечении x под грузом согласно формулам (14) и (8) будет равен:

$$M_x = M_0 - Cx = \frac{P(l-x)x}{l} - \frac{1}{2}\left[k + \frac{k(1-k^2)}{2+3m}\right]P \cdot x;$$

или, заменяя величину x выражением $x = k\lambda_1$, и $l = 2\lambda_1 + \lambda_0 = \lambda_1(2+m)$, получаем:

$$M_x = \frac{(2+m-k)\lambda_1 k}{2+m}P - \frac{1}{2}\left[k + \frac{k(1-k^2)}{2+3m}\right]k\lambda_1 P. \tag{15}$$

Значение $k = \frac{x}{\lambda_1}$, при котором момент M_x имеет максимум, находим, приравнивая нулю производную выражения (15):

$$\frac{dM_x}{dk} = \lambda_1 P\left[1 - \frac{2k}{2+m} - k - \frac{k}{2+3m} + \frac{2k^3}{2+3m}\right] = 0;$$

отсюда получаем уравнение для определения величины k:

$$\frac{2}{2+3m}k^3 - \left(1 + \frac{1}{2+3m} + \frac{2}{2+m}\right)k + 1 = 0. \tag{16}$$

По формуле (16) получаем:

при $m = 1$; $k = \frac{x}{\lambda_1} = 0{,}578$;

$m = \frac{4}{3}$; $k = 0{,}609$;

» $m = 2$; $k = 0{,}659$.

Практически при загрузке линии влияния M_x обычно устанавливается только один груз. Если же нагрузка состоит не из одного груза, то можно с достаточной степенью точности допустить, что опасное сечение прогона будет то же, что и при действии одного груза.

Изгибающий момент M_1 в среднем сечении прогона:

$$M_1 = M_0 - C\lambda_1;$$

где M_0 — изгибающий момент в среднем сечении прогона, найденный как для простой балки пролетом l.

НТБ ДНУЗТ

Линия влияния момента M_1 приведена на фиг. 161. Давление на нижнюю часть стойки (на опору) V слагается из усилия в верхней части стойки S и вертикальной слагающей усилия раскоса; давление, передаваемое каждым из примыкающих пролетов:

$$V = B + D\sin\alpha = B_0 - C + \frac{C\sin\alpha}{\sin\alpha} = B_0.$$

Поэтому линия влияния имеет простое треугольное очертание (фиг. 161).

Кроме вертикального давления на опору при загрузке одного пролета может действовать также горизонтальный распор:

$$D\cos\alpha = \frac{C}{\sin\alpha}\cdot\cos\alpha = \frac{C}{\operatorname{tg}\alpha} = H.$$

Следовательно, величина распора равняется усилию H в ригеле. Поэтому линия влияния распора одинакова с линией влияния усилия в ригеле H.

§ 24. РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ ПОДКОСНЫХ СИСТЕМ

Комбинированные подкосные системы при расчете рассматривают как составленные из ряда простых подкосных систем и пользуются методами и приемами, описанными выше, в расчете трапецоидальных и ригельно-подкосных систем.

Рассмотрим для примера расчет трапецоидально-ригельно-подкосной системы. Прогон принимается разрезанным в точках A и B и неразрезным на протяжении $ACDB$. Это позволяет рассматривать часть $MACDBN$ как простую ригельно-подкосную систему. Тогда давление, передаваемое прогоном в точках C и D, может быть определено по формулам (8) и (9); линия влияния давления C представляется кривой параболического вида (фиг. 162).

По давлению C определяем усилие в подкосе MC:

$$D = \frac{C}{\sin\alpha}$$

и в ригеле:

$$H = \frac{C}{\operatorname{tg}\alpha},$$

где α — угол наклона длинного раскоса к горизонту.

Давление, передаваемое прогоном в точке A:

$$A = A_0 - C.$$

Поэтому линия влияния A получается как разность треугольной и параболической линий (фиг. 162).

Разложением давления A на две составляющие получим усилия в коротком раскосе R и в подбалке N:

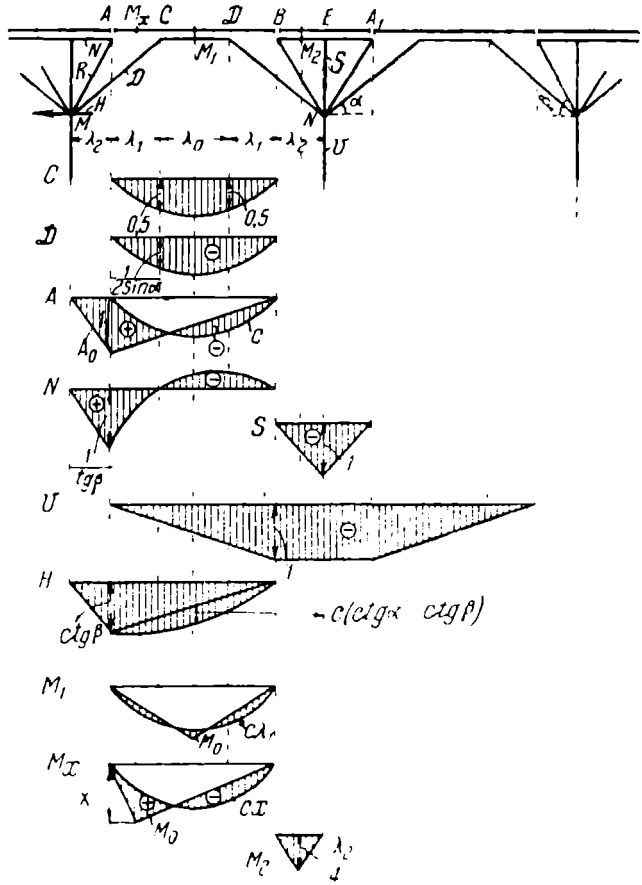
$$R = \frac{A}{\sin\beta}; \quad N = \frac{A}{\operatorname{tg}\beta},$$

где β — угол наклона короткого подкоса к горизонту.

НТБ ДНУЗТ

На фиг. 162 показан вид линий влияния растягивающего усилия N в подбалке.

Усилие в верхней части опор S определяется в предположении разрезности прогона в узлах BEA_1. Усилие V в нижней части опоры, под пятами подкосов, определяется тем же путем, как в трапецоидальной



Фиг. 162. Линии влияния усилий в комбинированной подкосной системе.

и ригельно-подкосной системах. Линия влияния усилия V имеет очертание по трапеции.

Горизонтальный распор от действия усилий подкосов на опору:

$$H = D\cos\alpha + R\cos\beta = C\frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} + A\frac{\cos\beta}{\sin\beta} =$$

$$= A_0 \operatorname{ctg}\beta + C(\operatorname{ctg}\alpha - \operatorname{ctg}\beta).$$

Линия влияния распора H получается поэтому (фиг. 162) суммированием треугольной линии с ординатами $A_0 \operatorname{ctg}\beta$ и параболического сегмента с ординатами $C(\operatorname{ctg}\alpha - \operatorname{ctg}\beta)$.

НТБ ДИИЗТ

Линии влияния изгибающих моментов M_1 и M_x в сечениях прогона посредине ригеля и в пределах панели λ_1 определяются так же, как в простой ригельно-подкосной системе. В пределах панели λ_2 изгибающий момент M_2 обычно определяется в предположении разрезности прогона.

§ 25. РАСЧЕТ АРОЧНО-ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

Мосты арочно-подкосной системы рассчитываются на основе тех же принципов, что и комбинированные подкосные системы.

Прогон рассматривается как разрезанный в точках A и B и неразрезной на протяжении $ACDB$. Это позволяет рассматривать часть $MACDBN$ как простую ригельную систему (фиг. 162) и построить линию влияния давления C по формулам (8) и (9).

По давлению C определяем усилие S_2 в элементе MC:

$$S_2 = \frac{C}{\sin \alpha_2}.$$

Усилие S_1 в нижнем элементе арки KM получим разложением усилия S_2 по направлению элемента KM и подвески EM (фиг. 140):

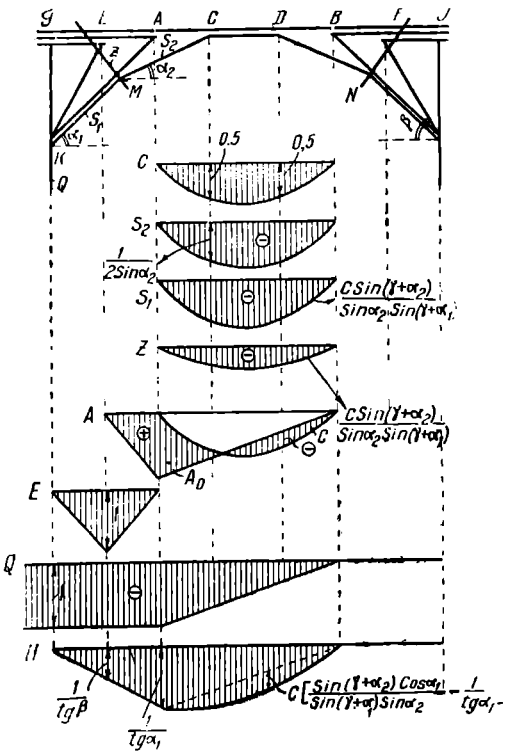
$$S_1 = S_2 \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin(\gamma + \alpha_1)} = C \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin \alpha_2 \sin(\gamma + \alpha_1)},$$

где: α_1 и α_2 — углы наклона к горизонту элементов арки,

γ — угол наклона подвесок к горизонту.

Усилие в подвеске:

$$Z = S_2 \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin(\gamma + \alpha_1)} = C \frac{\sin(\gamma + \alpha_2)}{\sin \alpha_2 \sin(\gamma + \alpha_1)}$$



Фиг. 163. Линии влияния усилий в арочно-подкосной ферме.

Усилия в остальных элементах определяются аналогичному тому, как и в подкосных системах, причем в пределах подбалок прогон может рассматриваться как неразрезной или же как разрезной над всеми узлами в точках G; E; F; J. Обычно задаются вторым предположением, т. е. разрезностью прогона.

БГТУ ДИЗЗТ

Горизонтальный распор от действия усилий подкосов на опору:

$$H = D_1 \cos\beta + D_2 \cos\alpha_1 + S_1 \cos\alpha_1 = \frac{E}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{A}{\operatorname{tg}\alpha_1} + \frac{C\sin(\gamma+\alpha_2)\cos\alpha_1}{\sin\alpha_2\sin(\gamma+\alpha_1)} =$$

$$= \operatorname{tg}\beta + \frac{A_0}{\operatorname{tg}\alpha_1} + C\left[\frac{\sin(\gamma+\alpha_0)\cos\alpha_1}{\sin\alpha_2\sin(\gamma+\alpha_1)} - \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha_1}\right],$$

где: D_1 и D_2 — усилия в подкосах KE и KA,
β и α_1 — углы наклона этих подкосов.

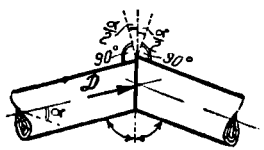
На фиг. 163 представлены основные линии влияния для арочно-подкосной фермы: давление в точке C; усилие S_2 в элементе MC; усилие S_1 в элементе KM; усилие Z в подвеске EM; давление в точке A; давление в точке E; усилие в нижней части опоры (ниже пят подкосов); распор H.

§ 26. РАСЧЕТ ВРУБОК И СОПРЯЖЕНИЙ ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

Расчеты врубок и сопряжений в подкосных мостах производятся методами, обычно применяемыми при расчете деревянных конструкций. Ниже приведены некоторые характерные примеры расчета основных врубок, встречающихся в подкосных мостах.

Сопряжение подкоса с ригелем

Сопряжение подкоса с ригелем проверяется на смятие. Если шов в месте сопряжения верхнего конца подкоса с ригелем направлен по биссектрисе угла, то смятие происходит под углом $\frac{\alpha}{2}$ к волокнам (фиг. 164). Напряжение смятия определяется по полному усилию D в подкосе.



Фиг. 164. Сопряжение подкоса с ригелем.

В случае устройства шва перпендикулярно к направлению оси подкоса допускаемое напряжение на смятие определяется смятием древесины ригеля под углом α к волокнам.

Сопряжение подкоса с подбалкой

Усилие подкоса D в месте сопряжения разлагаем на две составляющие, перпендикулярные плоскостям врубки (фиг. 165). Принимая глубину врубки подкоса в подбалку равной δ и направление более короткой плоскости врубки по биссектрисе угла, получим наклон γ другой плоскости врубки следующим путем:

длина

$$\overline{ac} = \frac{d}{\sin\alpha},$$

где d — диаметр подкоса;

НТБ ДНУЗТ

длина

$$\overline{bc} = \delta \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2};$$

тогда

$$\overline{ab} = \frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$$

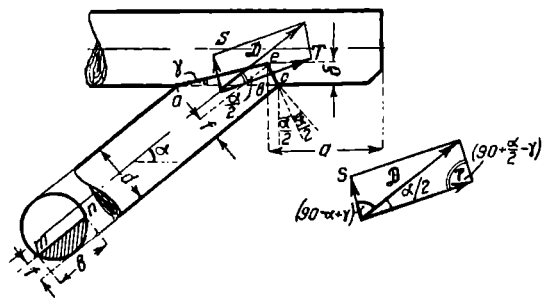
и

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\delta}{\frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

Определив таким образом величину угла γ, можем выразить величины слагающих S и T, передающихся через обе плоскости врубки:

$$T = D \frac{\sin (90 - \alpha + \gamma)}{\sin \left(90 + \frac{\alpha}{2} - \gamma\right)} = D \frac{\cos (\alpha - \gamma)}{\cos \left(\frac{\alpha}{2} - \gamma\right)};$$

$$S = D \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\sin \left(90 + \frac{\alpha}{2} - \gamma\right)} = D \frac{\sin \frac{\alpha}{2}}{\cos \left(\frac{\alpha}{2} - \gamma\right)}$$



Фиг. 165. Сопряжение подкоса с подбалкой.

Далее необходимо определить площади плоскостей смятия врубки.

Длину хорды $\overline{mn}$ в точке e определяем по диаметру подкоса d и величине $f = \delta$:

$$\overline{mn} = b = 2\sqrt{d \cdot f - f^2}.$$

Определяем далее длины $\overline{ae}$ и $\overline{ec}$:

$$\overline{ae} = \frac{\overline{ab}}{\cos \gamma} = \left(\frac{d}{\sin \alpha} - \delta \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}\right) \frac{1}{\cos \gamma};$$

$$\overline{ec} = \frac{\delta}{\cos \frac{\alpha}{2}}.$$

НТБ ДНУЗТ

Площади смятия врубки определяем приближенно, пользуясь формулой площади параболического сегмента:

$$\omega_T = \frac{2}{3} b \cdot \overline{ec};$$

$$\omega_S = \frac{2}{3} b \cdot \overline{ae}.$$

Смятие от действия силы T происходит под углом $\frac{\alpha}{2}$ к волокнам; смятие от действия силы S происходит под углом $(90° - \gamma)$ к волокнам подбалки и под углом $(90° - \alpha + \gamma)$ к волокнам подкоса.

Силой трения, возникающей во врубке, при расчете мостов принято пренебрегать в запас прочности. В случае недостаточности одного зуба устраивают врубку двойным зубом, расчет которой производится аналогично. Необходимая длина выступающего конца подбалки a определяется проверкой на скалывание.

Скалывающее усилие $-T\cos\frac{\alpha}{2}$; площадь скалывания $-a \cdot b$. Тогда необходимая длина a определится формулой:

$$a \quad \frac{T\cos\frac{\alpha}{2}}{bt},$$

где t — допускаемое напряжение на скалывание дерева вдоль волокон.

Расчет сопряжения нижнего конца подкоса со сваей производится аналогично вышеизложенному.

Сопряжение подкоса со сваей помощью зубчатой подушки

Для расчета зубчатой подушки, поддерживающей нижние концы подкосов в месте примыкания их к свае, необходимо в первую очередь определить величину вертикального давления, действующего на подушку.

В случае, если на подушку опираются два подкоса D_1 и D_2, вертикальное давление на подушку:

$$V \quad D_1 \sin\alpha + D_2 \sin\beta = C\frac{\sin\alpha}{\sin\alpha} + A\frac{\sin\beta}{\sin\beta} = C + A_0 - C = A_0.$$

Линия влияния вертикального давления на подушку имеет поэтому треугольный вид (фиг. 166). Определив путем загрузки линии влияния наибольшее значение давления на подушку V_{max}, производим проверку врубки ее в сваю на смятие и срезывание.

Смятие происходит по площадкам: $c_1 - c_1$; $c_2 - c_2$. Площадь ка-

ГПБ ДНЗТ

ждой из сминающихся площадок определяется, как для кругового сегмента, или упрощенно, как для параболического, по формуле:

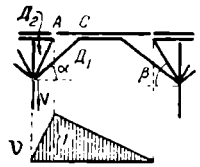
$$\Delta\omega = \frac{2}{3}\,\delta \cdot b,$$

где: δ — глубина врезки зубьев обычно не более $\left(\frac{1}{5} - \frac{1}{4}\right) d$,

b — ширина хорды, соответствующей врубке на глубину δ.

Обозначая через $n_{см}$ допускаемое напряжение дерева на смятие вдоль волокон, получим необходимое число зубьев в подушке из условия:

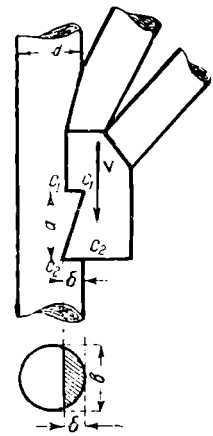
$$k \geqslant \frac{3V_{max}}{2\delta b n_{см}},$$



Далее необходимо произвести проверку на скалывание зубьев подушки.

Обозначая через b_1 ширину подушки, соответствующую глубине зубьев δ, и через t допускаемое напряжение дерева на скалывание вдоль волокон, получим условие, определяющее наименьшую длину каждого зуба:

$$a \geqslant \frac{V_{max}}{k b_1 t}.$$



Фиг. 166. Расчет зубчатой подушки под подкосами.

§ 27. РАСЧЕТ ОПОР ПОДКОСНЫХ МОСТОВ

Свайные опоры подкосных мостов работают не только на сжатие от действующего на них вертикального давления, но также и на горизонтальный изгиб от распора, передаваемого на них подкосами. Распоры от постоянной нагрузки одинаковых соседних пролетов взаимно уничтожаются, временная же нагрузка, расположенная на одном пролете, дает опасный для опоры односторонний распор.

Загружение временной нагрузкой обоих примыкающих к опоре пролетов обычно оказывается менее опасным, так как хотя вертикальное давление на сваи при этом увеличивается, но зато уничтожается более опасный по своему действию горизонтальный распор.

Распор, действующий на опору от временной нагрузки, расположенной на одном пролете, частично передается и на соседний пролет через его подкосы.

По техническим условиям разрешается принимать приближенно, что 80% распора воспринимаются опорами, остальные 20% передаются на соседний пролет.

Если при этом подкосы упираются в общую горизонтальную поперечную подушку и между сваями имеется в поперечном направлении достаточно жесткая связь, а также при сближенном расположении свай (не более одного диаметра в свету) в поперечном направлении,

ЦИТВ ДИЗТ

распор, передаваемый пролетным строением, можно считать распределенным поровну между всеми сваями опоры.

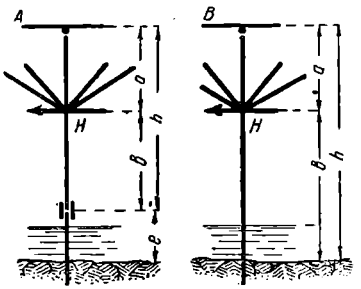
В противном случае сваи, поддерживающие подкосы каждой из ферм, должны быть рассчитаны самостоятельно на распор, передаваемый примыкающими к ним подкосами.

Таким образом, опора каждой из ферм должна быть рассчитана на горизонтальное усилие:

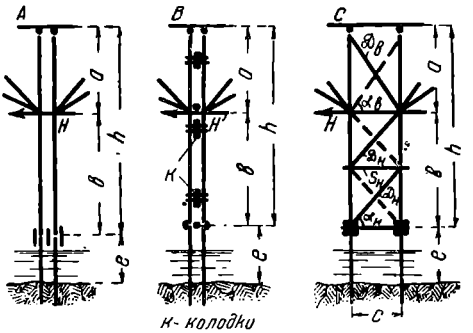
$$H = 0{,}8H_{max},$$

где H_{max} — наибольший распор, действующий на опору от временной нагрузки, определенный вышеуказанным путем.

При наличии стыка свай можно рассматривать опору, как шарнирно опертую верхним концом на прогоны через насадки, а нижним концом — на сваи. Тогда стойки опоры могут рассчитываться, как про-



Фиг. 167. Расчетная схема узкой опоры.



Фиг. 168. Расчетные схемы широких и решетчатой опор.

стая балка пролетом h (фиг. 167, *A*) или ферма (фиг. 168), поставленная вертикально и работающая на изгиб от действия горизонтальной силы H и на сжатие от действия вертикального давления на опору V.

Нижние концы свай должны в этом случае рассчитываться, как балка, заделанная одним концом в грунт и нагруженная на другом конце (соответствующем месту стыка) горизонтальной силой.

В случае если сваи не имеют стыка по проекту и не предполагается их наращивания при ремонте, за расчетный пролет опоры при расчете ее на изгиб следует принимать полную высоту опоры h от насадки до поверхности грунта (фиг. 167, *B*).

Наибольший изгибающий момент в опоре типа *A* или *B* (по фиг. 167) от действия силы H:

$$M = H\frac{a \cdot b}{h}.$$

Поперечная сила:
в верхней части

$$Q_в = H\frac{b}{h};$$

НТБ ДНУЗТ

в нижней части

$$Q_н = H\frac{a}{h}.$$

Наиболее опасные напряжения в сваях возникают в сечении у места примыкания подкосов, так как сечение свай здесь сильно ослаблено врубками и изгибающий момент в них имеет максимум.

Напряжение от совместного действия сжимающей силы в свае V и изгибающего момента M определяется формулой:

$$n_{max} = \frac{n_и}{n_{сж}}\frac{V}{\varphi\omega} + \frac{M}{W} \leqslant n_и,$$

где: ω — площадь поперечного сечения сваи,

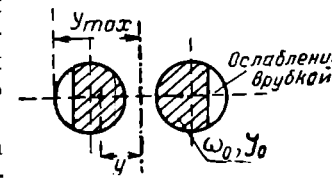
φ — коэфициент продольного изгиба сваи,

W — момент сопротивления опоры, с учетом ослабления сечения,

$\frac{n_и}{n_{сж}}$ — коэфициент приведения сжимающих напряжений $n_{сж}$ к допускаемому напряжению $n_и$ на изгиб.

Коэфициент продольного изгиба φ определяется обычным путем, причем для опор из одного или двух не связанных колодками рядов свай свободная длина свай принимается равной 0.9 полной длины свай от пят подкосов до грунта при отсутствии сроста свай или 1,2 длины свай от пят подкосов до сроста при наличии последнего.

При устройстве затяжки расчетная длина при продольном изгибе принимается соответственно равной 0,75 в первом случае и 1,0 во втором.



Фиг. 169. Расчетное сечение опоры на колодках.

Момент сопротивления однорядной или двухрядной (без колодок) опоры равняется соответственно $W = W_0$ или $W = 2W_0$, где W_0 момент сопротивления одной сваи с учетом ослабления сечения.

При устройстве опоры на колодках (фиг. 168, B) момент сопротивления ее определяется, как для составного сечения (фиг. 169):

$$W = k\frac{(J_0 + \omega_0 y^2)}{y_{max}},$$

где: ω_0 и J_0 — площадь и момент инерции ослабленного сечения одной сваи,

y — расстояние от центра ослабленного сечения до оси сечения опоры,

y_{max} — расстояние наиболее удаленного волокна сечения от его оси,

k — коэфициент уменьшения момента сопротивления составного сечения, принимаемый равным 0,8 для двойного сечения и 0,6 для тройного сечения.

Расчет колодок

Расчет колодок, связывающих сваи, производится на основе тех же принципов, что и расчет шпоночных соединений.

НТБ ДНУЗТ

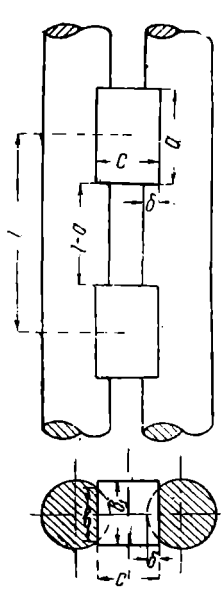
Сдвигающее усилие, возникающее между сваями на длине 1 *см* от действия поперечной силы Q в опоре:

$$T_0 = Q\frac{S}{J},$$

где: Q — поперечная сила в опоре на рассматриваемом верхнем или нижнем участке;

$S = \frac{\pi d^2}{4} \cdot y$ — статический момент площади сечения (брутто) одной сваи относительно оси опоры (фиг. 169);

$J = \frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} \cdot y^2$ — момент инерции сечения опоры (брутто) относительно оси опоры.



Фиг. 170. К расчету колодок.

При расположении колодок на расстоянии l друг от друга (фиг. 170) сдвигающее усилие, действующее на каждую колодку, будет равно:

$$T = T_0 l.$$

Это усилие, действуя на колодку, вызывает: 1) смятие в местах врубки колодки в сваю; 2) скалывание колодки по ее длине и 3) скалывание сваи на участке между колодками. Поэтому при расчете соединения колодками необходимо произвести три проверки напряжений.

Учет силы трения, возникающей в соединении благодаря натяжению болтами, при этом обычно не производится, так как от сотрясений, вызываемых действием временной нагрузки, а также вследствие возможного от разных причин ослабления болтов сила трения может оказаться совершенно незначительной.

1) Напряжение на смятие в месте врубки колодки в сваю:

$$n = \frac{T}{\Delta\omega} \leqslant n_{см}. \qquad (1)$$

где: $n_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие вдоль волокон для сваи,

$\Delta\omega$ — площадь сегмента, работающего на смятие.

С достаточной степенью точности площадь кругового сегмента может быть подсчитана, как для параболического, по формуле:

$$\Delta\omega = \frac{2}{3} b\delta,$$

где: δ — глубина врубки колодки в сваю,

b — ширина подрубки сваи.

2) Напряжение на скалывание в колодке:

$$t_k = \frac{T}{ab_1} \leqslant t', \qquad (2)$$

НТБ ДНУЗТ

где: a — длина колодки,

b_1 — ширина колодки, принимаемая обычно равной ширине подрубки сваи: $b_1 = b$,

t' — допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон для колодки.

3) Напряжение на скалывание в свае на участке между колодками:

$$t_c = \frac{T}{b(l-a)} \leqslant t, \tag{3}$$

где: $(l-a)$ длина скалывания,

t — допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон для сваи.

Соединение колодками должно удовлетворять всем этим трем проверкам.

При проектировании соединения формулы (1), (2) и (3) служат для определения основных размеров соединения.

Задавшись губиной врубки колодок в сваи δ и определив соответствующие ширину подрубки сваи b и площадь сегмента $\Delta\omega$, получим из формулы (1) наибольшее допустимое расстояние между осями колодок:

$$l \leqslant \frac{\Delta\omega\, n_{см}}{T_0}. \tag{4}$$

Далее, из условия прочности колодки на скалывание, пользуясь формулой (2), можем определить необходимую ее длину:

$$a \geqslant \frac{T}{b_1 t'}. \tag{5}$$

Наконец, из условия прочности сваи на скалывание получаем минимальное допустимое расстояние между колодками:

$$l \geqslant \frac{a}{1 - \frac{T_0}{bt}} \tag{6}$$

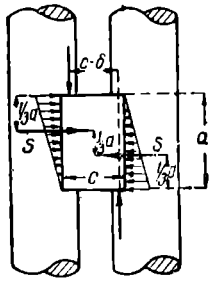
Расчет болтов

Усилия T, действующие с двух сторон на колодку, образуют момент, стремящийся вывернуть ее:

$$M = T(c - \delta).$$

Считая, что натяжение болтов должно быть достаточным для того, чтобы колодка по всей своей длине прижималась к сваям, и задаваясь распределением этого давления по закону треугольника согласно фиг. 171, получим величину равнодействующей этого да-

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 171. К расчету болтов, стягивающих колодки.

влення S, равную необходимому натяжению болтов, стягивающих каждую колодку, из уравнения равновесия колодки:

$$T(c-\delta)=S\cdot\frac{1}{3}b^{*};$$

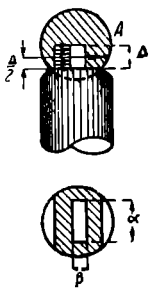
откуда:

$$S=\frac{3T(c-\delta)}{b}.$$

По потребному натяжению подбирают число и необходимый диаметр болтов, стягивающих колодку.

Расчет сопряжения сваи с насадкой

Для того чтобы опора могла работать, как вертикально поставленная простая балка, необходимо обеспечить прочное опирание ее концов при действии горизонтальных нагрузок.



Фиг. 172. К расчету сопряжения сваи с насадкой.

Вверху опора передает свою горизонтальную реакцию, равную $A=Q_{в}=H\frac{b}{h}$, через шипы, входящие в насадку; внизу же реакцию равную

$B=Q_{н}\quad H\frac{a}{h}$ — на головы свай.

Размеры шипов следует проверить на смятие и излом. Обозначая размеры шипа в плане (фиг. 172) через α и β и высоту через Δ, получим из условия проверки на смятие:

$$\frac{A}{\alpha\Delta k}\leqslant n'_{см},$$

где $n'_{см}$ — допускаемое напряжение в шипах на смятие поперек волокон,

k — число свай в опоре (по фасаду).

Считая давление, передаваемое шипом, приложенным посредине его высоты, получим момент, изламывающий шип:

$$M=\frac{A\cdot\Delta}{2k}$$

Тогда из условия прочности шипа на излом (изгиб) получим:

$$\frac{M}{W}=\frac{6M}{\alpha\beta^{2}}\leqslant n_{и},$$

где $n_{и}$ — допускаемое напряжение шипа на изгиб.

* По техническим условиям ЦДТ разрешается принимать плечо пары усилий отпора равным $\frac{2}{3}b$.

НТБ ДНУЗТ

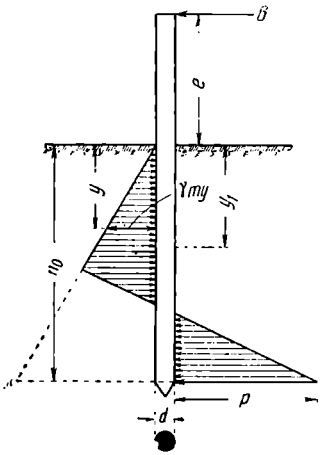
Расчет свай

Нижняя часть свай, забитая в землю, должна воспринимать на себя горизонтальную реакцию $B = Q_в = \frac{Ha}{h}$. В месте наращивания сваи обычно устраивается стык в полдерева, солидно укрепляемый хомутами и схватками; поэтому передача горизонтального усилия здесь обеспечена достаточно.

Остается проверить напряжения от изгиба в нижней части сваи, а также подсчитать наибольшее горизонтальное давление на грунт.

Расчет сваи, забитой в грунт и подверженной действию горизонтальной нагрузки, может быть проведен по известному способу [1].

Принимая эпюру давления, передаваемого сваей грунту, по фиг. 173, можно определить наибольшее горизонтальное давление нижнего конца сваи на грунт по формуле:



Фиг. 173. К расчету сваи.

$$p = \gamma h_0 \frac{\left(\frac{d}{h_0} m + k - 2\frac{B}{\gamma h_0^3}\right)^2}{\frac{d}{h_0}\left[\frac{d}{h_0} m + k - 6\frac{B}{\gamma h_0^3}\left(\frac{e}{h_0} + 1\right)\right]} - \gamma h_0 \left(m + k\frac{h_0}{d}\right),$$

где: h_0 — глубина забивки сваи в грунт,

d — диаметр сваи.

e — отметка места приложения силы B (стыка свай) над поверхностью земли,

γ — удельный вес грунта,

B — горизонтальное усилие, действующее на сваю,

$$m = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k = \frac{2}{3}\operatorname{tg}\varphi \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right);$$

} коэфициенты, зависящие от угла естественного откоса φ грунта.

Допускаемое горизонтальное давление на грунт на глубине h_0 может быть определено по формуле:

$$p_{доп} = \gamma h_0 \left(m + k\frac{h_0}{d}\right)$$

или в запас прочности по формуле:

$$p_{доп} = \gamma h_0 m.$$

---

[1] См. проф. Прокофьев, Теория сооружений. ч. II, и проф. Митропольский, Примеры проектирования мостов, вып. I

НТБ ДИУЗТ

Для проверки сваи на изгиб необходимо определить опасное ее сечение, т. е. место наибольшего момента. Для этого найдем сечение, в котором производная момента, равная поперечной силе, обращается в нуль.

Поперечная сила в сечении на расстоянии y от поверхности земли:

$$Q_y = B - \frac{\gamma m y^2 d}{2},$$

где $\gamma m y$ — ордината эпюры давления на глубине y.

Глубина y_1 опасного сечения определится из условия: $Q_y = 0$; или

$$B - \frac{\gamma m y_1^2 d}{2} = 0;$$

откуда

$$y_1 = \sqrt{\frac{2B}{\gamma m d}}.$$

Изгибающий момент в опасном сечении сваи:

$$M_{max} = B(e + y_1) - \frac{\gamma m y_1^3 d}{6} = B\left(e + \frac{2}{3} y_1\right).$$

Наибольшее напряжение в нижней части сваи от совместного действия изгибающего момента M_{max} и вертикального давления на сваю V (без учета продольного изгиба)

$$n_{max} = \frac{n_п}{n_{сж}} \cdot \frac{V}{\omega} + \frac{M_{max}}{W}$$

должно быть меньше допускаемого напряжения для сваи, находящейся в земле или под водой.

Расчет широких решетчатых опор

Широкие опоры с решетчатыми связями между сваями рассчитываются, как сквозные фермы. Под действием усилия H (фиг. 168, C) в одной из свай (левой на схеме) возникает растягивающее усилие, в другой же (правой на схеме) — сжимающее.

Дополнительное сжимающее усилие в свае от действия горизонтального распора H определяется, как для пояса сквозной фермы, причем в схему фермы должны быть введены только сжатые раскосы (фиг. 168, C).

В запас прочности можно принять дополнительное сжимающее усилие V_1 в свае по формуле:

$$V_1 = \frac{M}{c} = \frac{Ha \cdot b}{ch},$$

где c — расстояние между осями свай опоры.

Тогда наибольшее напряжение в свае от совместного действия основного и дополнительного усилий будет:

$$n_{max} = \frac{V + V_1}{\varphi \omega_{брутто}}.$$

НТБ ДНУЗТ

Свободная длина для определения коэфициента φ равняется расстоянию между горизонтальными схватками, связывающими сваи по фасаду или в поперечном направлении.

Усилия в раскосах опоры, при учете работы только сжатых раскосов, определятся:

в верхней части опоры

$$D_{в} = \frac{Q_{в}}{\cos \alpha_{в}} = \frac{Hb}{h \cos \alpha_{в}};$$

в нижней части опоры

$$D_{н} = \frac{Q_{н}}{\cos \alpha_{н}} = \frac{Ha}{h \cos \alpha_{н}}$$

Усилия в горизонтальных схватках:

в верхней части опоры, при наличии в ней нескольких ярусов

$$S_{в} = Q_{b} = \frac{Hb}{h};$$

в нижней части опоры:

$$S_{н} = Q_{н} = \frac{Ha}{h}$$

НТБ
ДНУЗТ

ГЛАВА VII

ДЕРЕВЯННЫЕ АРОЧНЫЕ МОСТЫ

Применение дерева для мостов арочной системы было распространено в прошлом веке в ряде стран, как-то: Франция, Америка, Россия и др. Арочные мосты того времени являлись подражанием в дереве каменным мостам, получившим к тому времени уже довольно высокое развитие. Устраивавшиеся из выпиленных по лекалам брусьев или гнутых брусьев или досок, деревянные арочные мосты строились как для перекрытия малых (l=15—20 *м*), так и больших (до 80—100 *м* и более) пролетов. Опоры мостов обычно устраивались каменными.

Развитие применения металлических мостов, начавшееся в конце прошлого века и распространившееся на начало нашего века, отодвинуло деревянные арочные мосты на второй план.

В настоящее время применение арочных мостов снова становится технически и экономически целесообразным. Благодаря тому, что в арочных мостах дерево в основном используется в работе на сжатие, расход металла на арочные мосты оказывается незначительным.

Вместе с тем наличие новых современных способов соединения деревянных элементов помощью кольцевых шпонок, гвоздей и пр., а также методов предохранения дерева от загнивания позволяет создавать из дерева сложные, ответственные и долговечные мостовые конструкции.

В зависимости от разности отметок верха проезда и низа пролетных строений, т. е. от конструктивной высоты моста, арочные мосты могут быть с ездою по верху или по низу.

Арочные мосты с ездой по верху более экономичны и конструктивны, а потому находят себе большее применение на автодорогах, нежели мосты с ездой по низу.

§ 28. АРОЧНЫЕ МОСТЫ С ЕЗДОЙ ПО ВЕРХУ

Расположение проезжей части на верху имеет ряд преимуществ; основные из них: 1) возможность выбора наивыгоднейшего числа и расположения арок в поперечном направлении, 2) простота устройства и минимальная затрата материалов в проезжей части, 3) предохранение арок от действия дождя настилом проезжей части, 4) возможность устройства жестких поперечных связей между арками, 5) сравнительная простота сборки таких мостов.

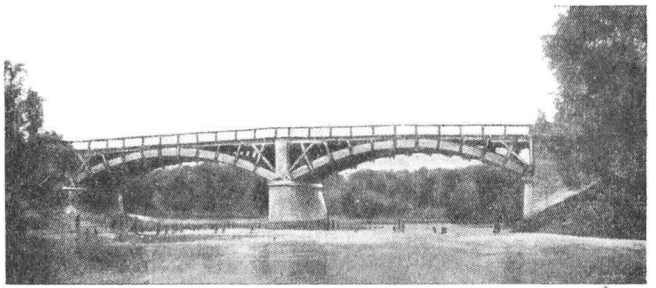
Поэтому преобладающее большинство построенных до сего времени деревянных арочных мостов (фиг. 174 и 175) было с ездой по верху.

Так как арки под действием вертикальной нагрузки передают концами довольно значительный горизонтальный распор, то опоры

ДИЗТ

арочных мостов должны иметь достаточно солидную и жесткую конструкцию, обеспечивающую прочность и устойчивость сооружения.

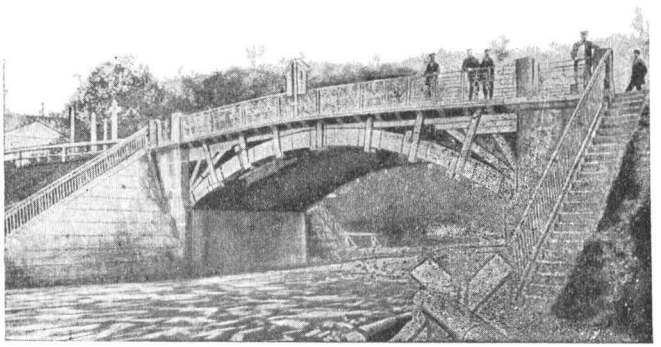
В прежние годы (вторая половина XIX в.) деревянные мосты строили преимущественно на каменных опорах (фиг. 174 и 175), считая



Фиг. 174. Деревянный арочный мост на каменных опорах.

свайные опоры недостаточно жесткими. В настоящее время наряду с каменными опорами в арочных мостах применяют также свайные и ряжевые опоры.

Исторически первыми нашли себе применение арки из брусьев, сплошного и решетчатого сечения; позднее стали устраивать арки из гнутых досок. В настоящее время арочные мосты в преобладающем большинстве делаются с досчатыми арками.



Фиг. 175. Деревянный арочный мост на каменных опорах.

Наиболее употребительные схемы арочных пролетных строений с ездой по верху приведены на фиг. 176.

Для небольших пролетов, не превышающих 25 *м*, пролетные строения составляются из арок и надарочного строения, образованного из стоек, и поддерживающих проезжую часть прогонов.

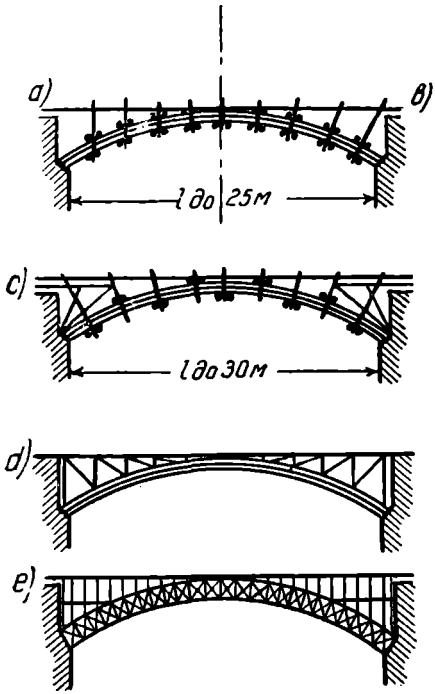
Надарочные стойки располагают вертикально (фиг. 176, *a*) или радиально к арке (фиг. 176; *b*). В современных конструкциях предпочитают вертикальное расположение надарочных стоек.

НТБ ДГУЗТ

Для разгрузки арок концы прогонов могут быть поддержаны подкосами (фиг. 176, *c*), позволяющими увеличить пролет арок до 30 *м*.

При подъемистых арках и тяжелой временной нагрузке желательно обеспечение большей жесткости пролетных строений и связи прогонов с арками. С этой целью над арками могут быть поставлены, кроме стоек, также и подкосы (фиг. 176, *d*), приводящие надарочное строение в жесткую систему.

При больших пролетах, достигающих 35—40 *м* и более, кроме сплошных арок могут быть применены сквозные решетчатые арки (фиг. 176, *e*). Арочные мосты с ездой по верху наиболее часто применяются для пролетов 15—30 *м*; реже встречаются пролеты 30—40 *м*. К числу исключительно крупных мостов с ездой по верху следует отнести такие сооружения, как построенный в 1849 г. Каскадный мост на Эрийской ж. д. в Америке, имевший пролет 83,9 *м* (фиг. 44), или построенный в 1809 г. мост через р. Regnitz у Bamberg, имевший пролет 71,8 *м*.



Фиг. 176. Схемы арочных мостов с ездой по верху.

Отношение между стрелой подъема арки f и ее пролетом l, или так называемый подъем арки $\frac{f}{l}$, в автодорожных мостах может колебаться от 1/3 до 1/10; наиболее употребительные отношения $\frac{f}{l} = 1/5—1/8$.

Очертание оси арки обычно принимают по параболе или по кругу. Для обычно применяемых отношений $\frac{f}{l}$ практически разница между кругом и параболой настолько незначительна, что ею часто пренебрегают, рассчитывая арку как параболическую, а выполняя ее по кругу.

§ 29. АРОЧНЫЕ МОСТЫ С ЕЗДОЙ ПО НИЗУ

Арочные мосты с ездой по низу не имеют большого применения в автодорожном строительстве; устраиваются они в тех случаях, когда конструктивная высота недостаточна для устройства арочного моста с ездой по верху, а вместе с тем применение арочной системы все же желательно или целесообразно.

Арочные пролетные строения с ездой по низу устраивают без затяжки или с затяжкой. В первом случае весь горизонтальный распор арок передается опорам моста; во втором случае распор воспринимается затяжкой, и пролетное строение передает опорам только вертикальные давления.

НТБ ДНУЗТ

Характерные схемы арочных пролетных строений с ездой по низу приведены на фиг. 177.

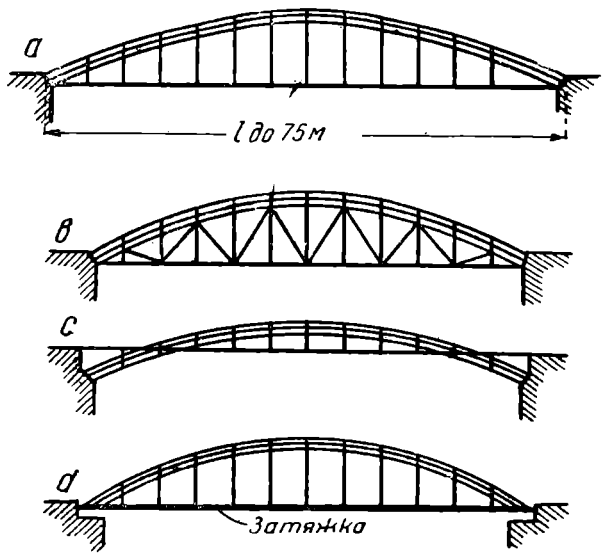
Наиболее часто проезжую часть располагают в уровне пят арок и подвешивают ее к аркам помощью деревянных или металлических вертикальных подвесок (фиг. 177,*а*). Недостатком этой системы является небольшая жесткость конструкции; тем не менее пролетные строения такого типа применяют как для малых, так и для больших пролетов до 75 *м*.

Для придания пролетным строениям большей жесткости иногда устраивают между подвесками решетку из деревянных раскосов (фиг. 177, *b*).

Иногда по условиям отметок проезжую часть приходится располагать выше уровня пят, в пределах высоты арок; такие мосты называют арочными мостами с ездой посредине (фиг. 177,*с*).

В арках с затяжкой последняя располагается вместе с проезжей частью в уровне пят (фиг. 177, *d*). Весьма часто затяжка используется и как элемент проезжей части для поддержания поперечных балок.

Затяжку устраивают из дерева или металла. В мостах больших пролетов под тяжелую нагрузку затяжку следует делать металлической.



Фиг. 177. Схемы арочных мостов с ездой по низу.

§ 30. КОНСТРУКЦИЯ АРОК

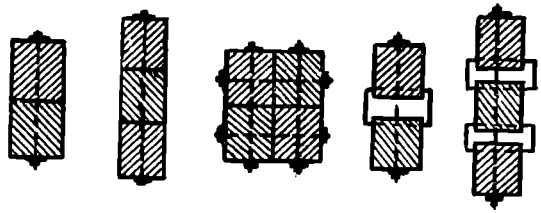
Брусчатые арки сплошного сечения могут быть образованы из брусьев, соединяемых между собой вплотную или с зазорами (фиг. 178) и связываемых болтами, хомутами, а также шпонками или колодками. Брусья выпиливаются в виде отдельных косяков или выгибаются; при этом для выгиба их предварительно пропаривают.

В случае устройства сквозных арок пояса их составляются из брусьев, располагаемых по фасаду в один или два яруса.

Досчатые арки применяются более часто и составляются из пакетов выгнутых досок, связываемых между собой гвоздями, болтами, хомутами, нагелями и др. В поперечном сечении арки могут иметь ширину, равную ширине досок (фиг. 179, *а*) или большую (фиг. 179, *b*); в последнем случае доски укладываются с перевязкой швов в поперечном сечении.

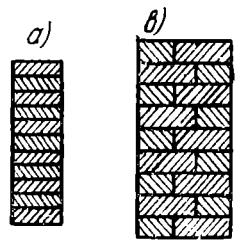
НТБ ДНУЗТ

В настоящее время наиболее часто применяют соединение досок между собой помощью гвоздей, что упрощает изготовление арок, не требуя дорого стоящей и нуждающейся в тщательном выполнении работы по сверлению дыр для нагелей или болтов, а также дает значительно меньшее ослабление сечения арок. Кроме того, гвоздевые соединения отличаются надежностью и равномерностью участия в работе всех гвоздей при восприятии сдвигающих усилий и требуют незначительного расхода металла.

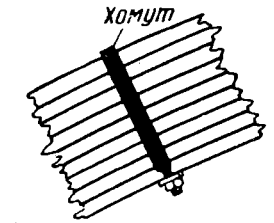


Фиг. 178. Сечения брусчатых арок.

Гвозди по длине арки располагаются в соответствии с величиной поперечных сил. По сечению арки количество гвоздей изменяется в соответствии с величиной касательных напряжений в швах между досками. По высоте сечения количество гвоздей в швах уменьшается по мере удаления от нейтральной оси.



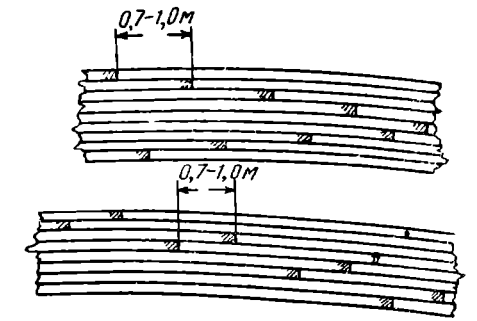
Фиг. 179. Сечения досчатых арок.



Фиг. 180. Скрепление досчатой арки хомутом.

Кроме соединения гвоздями доски арок следует также стягивать между собой болтами, хомутами (фиг. 180) или деревянными схватками.

Стыки досок следует располагать вразбежку, на расстоянии 0,7—1 *м* друг от друга. Способы размещения стыков приведены на фиг. 181.



Фиг. 181. Размещение стыков в досчатой арке.

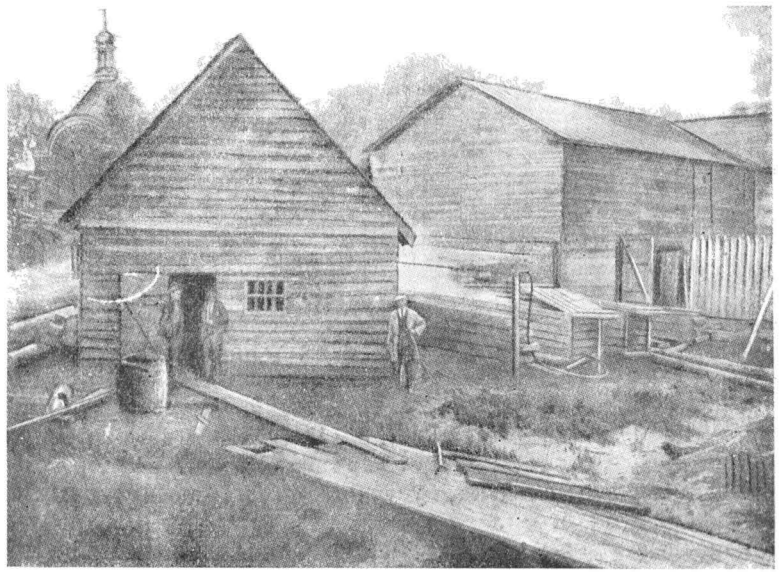
Перед употреблением в дело доски пропариваются в течение 1,5—2 часов сырым паром. Пропаривание производится в специальных деревянных ящиках, закрываемых крышками, в которые сразу закладывается по нескольку досок (фиг. 182). Затем производится выгибание досок, для чего до-

НТБ ДНУЗТ

ски попарно связывают между собой на концах и затем выгибают их, загоняя между обеими досками клинья (фиг. 183). В согнутом состоянии доски оставляют в крытом помещении для просушки. Продолжительность просушки должна быть не менее 1,5—2 месяцев.

Недостатком досчатых арок по сравнению с брусчатыми является большее количество швов, задерживающих сырость и опасных в смысле загнивания.

Поэтому при сборке досчатых арок швы между досками следует промазывать смолой, горячим льняным маслом, креозотовым маслом



Фиг. 182. Пропаривание досок перед выгибанием.

и другими противогнилостными веществами. Снаружи арки рекомендуется окрашивать двумя слоями масляной краски.

Наиболее желательно применение для арок леса, пропитанного креозотом или другими антисептиками.

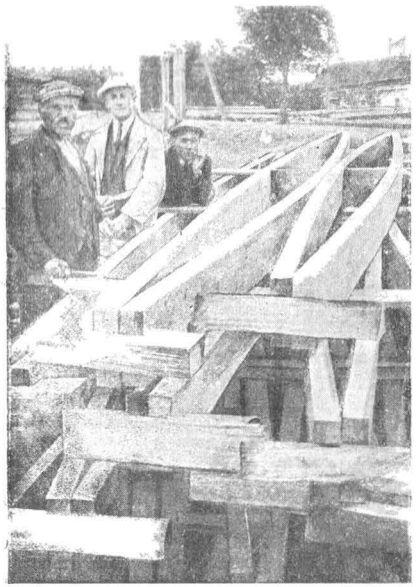
Сопряжение с опорами

Арки опираются на каменные или деревянные опоры. В первом случае пяты арок защищают от сырости, упирая их в специальные чугунные подушки или же железные коробки (фиг. 184); под торцы элементов арки следует подкладывать 2—3 слоя толя или рубероида. При устройстве металлических коробок необходимо предусматривать возможность стока из них попадающей внутрь воды.

Так как пяты арок особенно легко подвергаются загниванию, их следует наиболее тщательно просмаливать, прокрашивать и т. п. В арочных мостах с деревянными опорами под концы арок укладывают дубовые подушки, связанные или входящие в состав деревянной конструкции опоры.

НТБ ДИИЗТ

В арочных мостах с ездой по низу, имеющих затяжку, пяты арок сопрягают с затяжкой помощью металлических (чугунных и железных) башмаков. На фиг. 185 изображен чугунный башмак, установленный на затяжку и связанный с ней шпонками, внутрь которого вводятся торцы арок. Устройство клепаного железного башмака с бетонной подушкой для упора арок приведено в § 58.

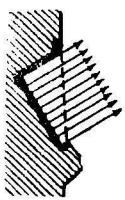


Фиг. 183. Выгибание досок.

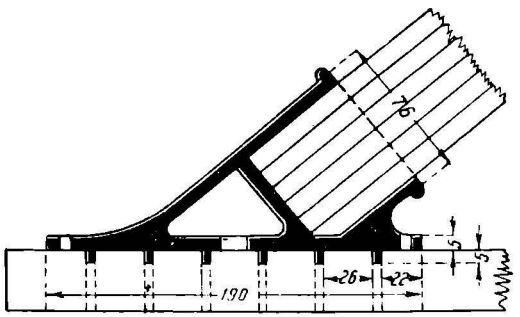
Связи

Для обеспечения поперечной жесткости арочных мостов необходимо устройство в них продольных и поперечных связей. В мостах с ездой по верху продольные связи, обычно, устраивают вдоль арок, связывая при этом в поперечном направлении либо все арки (фиг. 186, *а*) либо же только крайние (фиг. 186, *b*). Диагонали связей располагают, обычно, поверх арок; однако, можно расположить их и между арками, уперев концы диагоналей в специальные подушки или прямо в боковые поверхности арок. Распорками связей служат поперечные схватки, устраиваемые в местах примыкания к аркам надарочных стоек.

Поперечные связи располагают, обычно, в виде поперечных диагональных схваток или крестов в плоскости надарочных стоек, для обеспечения их взаимной связи и горизонтальной жесткости надарочного строения.



Фиг. 184. Сопряжение арки с опорой.

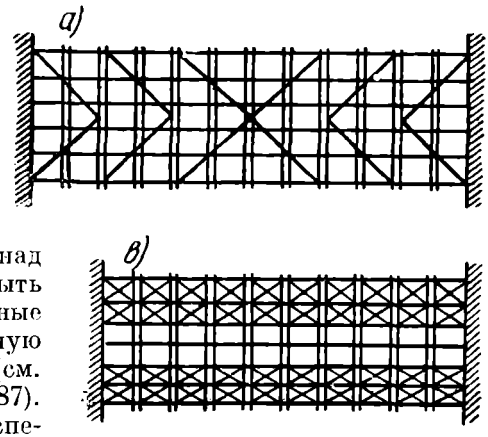


Фиг. 185. Сопряжение арки с затяжкой помощью чугунного башмака.

В мостах с ездою по низу связи располагают: 1) в уровне проезжей части, 2) в уровне арок, 3) поперечные связи в плоскости подвесок.

НТБ ДНУЗТ

Верхние связи в уровне арок, в зависимости от их подъема и высоты габарита проезда h, могут быть расположены в средней части пролетного строения (фиг. 187) или же, в случае недостаточной высоты арок, верхние связи не располагаются вовсе, и мост остается сверху «открытым».



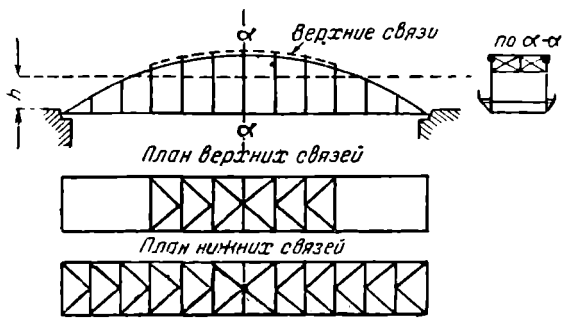
Фиг. 186. Схема связей между арками в мостах с ездой по верху.

Для передачи опорных реакций верхних ветровых связей опорам моста по концам пролетного строения устраивают ветровые портальные рамы.

При подъемистых арках в верхней части средних подвесок над высотой габарита проезда могут быть устроены поперечные диагональные связи, увеличивающие поперечную жесткость пролетного строения (см. поперечный разрез a—a на фиг. 187).

В открытых мостах для обеспечения устойчивости арок и предотвращения их бокового выпучивания устраивают специальные поперечные связи в виде подкосов, укрепляющих арки в поперечном направлении (фиг. 188).

Связи, располагаемые в уровне проезжей части, составляются из диагоналей и распорок. В качестве распорок при этом обычно используются поперечные балки проезжей части.



Фиг. 187. Связи арочного моста с ездой по низу.



Фиг. 188. Схема поперечного сечения открытого моста.

§ 31. КОНСТРУКЦИЯ АРОЧНЫХ МОСТОВ С ЕЗДОЙ ПО ВЕРХУ

Схема конструкции арочного моста с арками из брусьев приведена на фиг. 189. Полотно моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам. Последние лежат на прогонах, опирающихся на арки: в ключе — непосредственно, в остальной части — через радиально-поставленные надарочные стойки. Около опор прогон поддерживается, кроме того, подкосами и подбалками. Арки состоят из двух брусьев, уложенных вплотную. По ширине мост имеет

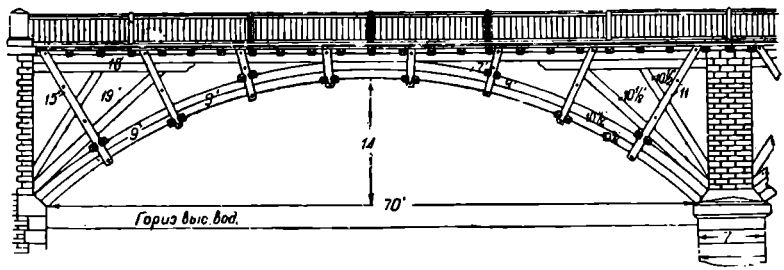
НТБ ДПИЗТ

7 арок. Пролет арок около 20 *м*; подъем — 1/5. В поперечном направлении арки связаны между собой парными схватками, обжимающими надарочные стойки. Пяты опираются на каменные опоры.

Конструкция моста с брусчатыми арками составного сечения на шпонках и с деревянными свайными опорами, построенного в 1859 г., приведена на фиг. 190 (см. вклейку). Пролеты моста по 17 *м*; подъем арок — 1/7. Прогоны опираются в средней части моста непосредственно на арки; у опор прогоны поддерживаются двумя рядами подкосов и подбалками.

Арки связаны между собой только поперечными схватками. Надарочные стойки связаны диагональными поперечными схватками.

В качестве примера моста с досчатыми арками на фиг. 191 (см. вклейку) приведена конструкция деревянного арочного моста с ездою по верху под нагрузку Н8, при ширине проезжей части 7,5 *м* и тротуаров по 0,9 *м*.



Фиг. 189. Арочный мост с брусчатыми арками.

Расчетный пролет l=23,6 *м* при стреле подъема в середине f=3,37 *м* или 1/7 l. В поперечном разрезе расстояние между осями арок равно 1,5 *м*. Арки опираются на каменные устои обычного типа

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам круглого сечения d=24 *см*. Расстояние между осями поперечин 0,6 *м*.

Поперечины уложены на специальные надарочные прогоны сечением 22×27 *см*, опирающиеся на парные вертикальные стойки, передающие давление непосредственно на арки.

Стыки надарочных прогонов располагаются над ключем арок. Деталь устройства проезжей части, сопряжения стоек с надарочными прогонами, а также сопряжение стоек с аркой приведены на поперечном разрезе моста (фиг. 191), детали фасада на фиг. 192 и детали в аксонометрической проекции на фиг. 193.

Для поперечной связи верхних концов надарочных стоек установлены поперечные схватки сечением 18×22 *см*, расположенные непосредственно под надарочными прогонами и связанные с надарочными стойками и прогонами болтами.

Такие же поперечные схватки устроены и внизу, в месте опирания надарочных стоек на арки. Для обеспечения лучшей передачи давления надарочных прогонов на стойки и стоек на арки устроены специальные клиновидные вкладыши, врубленные на глубину 2,5 *см* в надарочные стойки. Верхний вкладыш подпирает надарочный прогон.

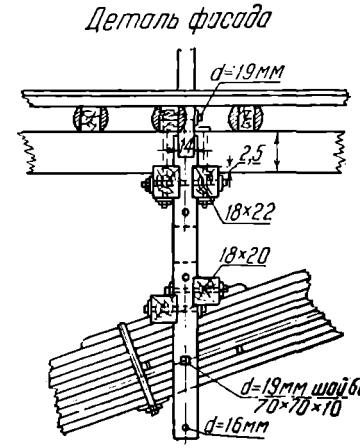
РНБ ДИЗТ

Нижний вкладыш увеличивает площадь передачи давления на поверхность арки. Для предотвращения сползания стоек вдоль арки к боковым поверхностям арки прибиваются гвоздями упоры из обрезков досок. В крайних арках упоры имеются только с одной внутренней стороны арок.

Досчатые арки имеют очертание оси по квадратной параболе и состоят из 9 уложенных плашмя досок, соединенных гвоздями и стянутых хомутами из полосового железа. Ширина досок 26 *см*, толщина крайних 6 *см* и средних 8 *см*.

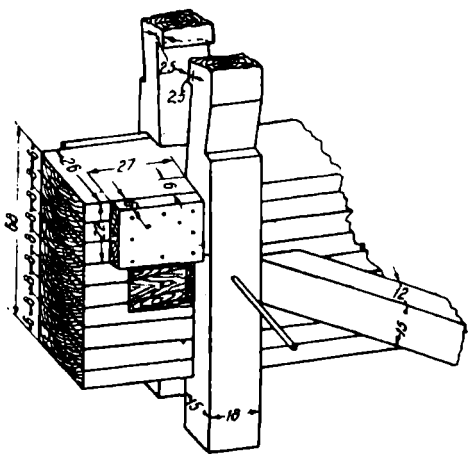
Крайние доски сделаны более тонкими для уменьшения ослабления сечения арок стыками досок при расчете их на изгиб.

Схема забивки гвоздей в арках приведена на фиг. 194. Стыки досок арок расположены на расстоянии 0,7 *м* друг от друга вразбежку. Для придания мосту поперечной жесткости установлены продольные ветровые связи между арками.



Фиг. 192. Деталь фасада арочного моста, приведенного на фиг. 190.

Связи состоят из парных поперечных схваток сечением 18×20 *см*, обжимающих вертикальные надарочные стойки, деревянных диагоналей и металлических тяжей по типу фермы Гау, расположенных между крайними арками с обеих сторон пролетного строения.



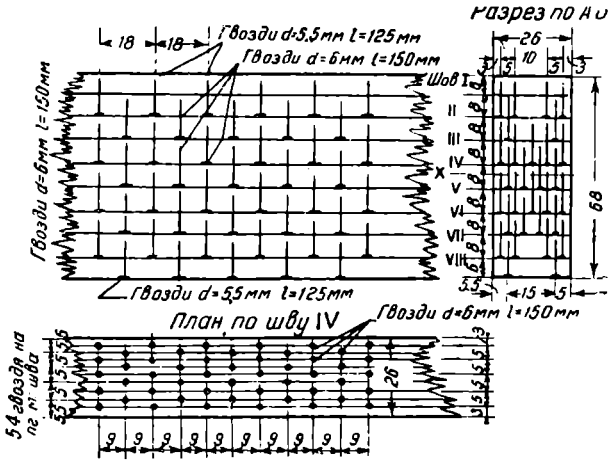
Фиг. 193. Деталь примыкания стоек и связей к арке.

Раскосы связей упираются непосредственно в арки, помощью вырубок устроенных в досках (см. фиг. 193). В плоскости надарочных стоек устроены, кроме того, вертикальные крестовые связи, врубленные в стойки.

Для обеспечения равномерного распределения давления в пятовом сечении торец досок опирается на кладку через двойной слой толя или рубероида. Кроме того, для защиты от дождя пята покрывается козырьком из оцинкованного железа, причем для предотвращения возможности попадания влаги, стекающей к пяте под ее торец, по периметру опорной площадки устроены желобки шириной 3 *см*, отводящие воду вниз (фиг. 195).

НТБ ДИИЗТ

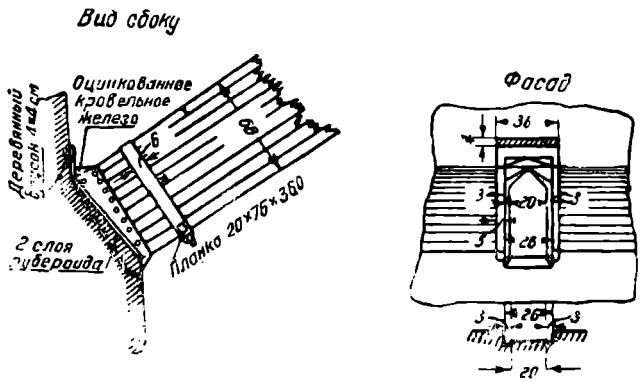
Сборка арок при постройке моста, изображенного на фиг. 191, производилась в лежачем положении. Доски для арок вначале пропаривались и затем сгибались помощью клиньев (см. выше). После просушки досок производилась сборка арок, причем забивка гвоздей велась помощью специальных фанерных шаблонов. Во время сборки



Фиг. 194. Схема забивки гвоздей в арке.

внутренние поверхности досок промазывались креозотовым маслом. Установка арок в вертикальное положение на место производилась помощью талей. Во избежание невязки при установке арок на опоры длина арок делалась с некоторым запасом, который затем опиливался в процессе установки концов арок по месту.

Общий вид построенного моста приведен на фиг. 196.



Фиг. 195. Сопряжение арки с опорой.

§ 32. РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ АРОК

Так как пяты арок благодаря обмятию дерева всегда могут несколько поворачиваться, принято рассматривать их при расчете как шарнирные. Поэтому деревянные арки рассчитывают, как двухшарнирные.

НТБ ДПИЗТ

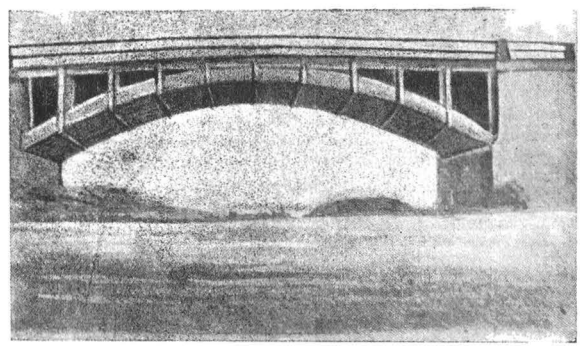
Очертание оси арок, обычно, делается по кругу или по параболе. Распор двухшарнирной арки пологого очертания определяется выражением:

$$H = \frac{\int M_0 \frac{y}{J} ds}{\int \frac{y^2}{J} ds + \int \frac{\cos \varphi}{\omega} dx}, \qquad (1)$$

где: M_0 — момент от внешней нагрузки в сечениях арки, найденный, как для простой балки,
ω и J — площадь и момент инерции сечения арки,
y и φ — ординаты и углы наклона оси арки.

Для арки параболического очертания распор может быть определен помощью уравнения параболы:

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x).$$



Фиг. 196. Общий вид арочного моста.

Кроме того, для пологих деревянных арок с практически достаточной точностью можно откинуть второй член знаменателя выражения (1) и принять приближенно $ds = dx$. Тогда, в случае действия на арку одного вертикального груза P, расположенного на расстоянии a от левой опоры, получим:

$$\int M_0 \frac{y}{J} ds = \int_0^l M_0 \frac{4f}{Jl^2} x (l - x) dx = \frac{Pa(l-a)f}{3J} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right); \qquad (2)$$

$$\int \frac{y^2}{J} ds = \int_0 \left[\frac{4f}{l^2} x (l - x)\right]^2 \frac{dx}{J} = \frac{8}{15} f^2 l. \qquad (3)$$

Тогда распор:

$$H = \frac{5}{8} \frac{Pa(l-a)}{fl} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right). \qquad (4)$$

При движении груза разность $\frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}$ изменяется от 0 до 1/4.

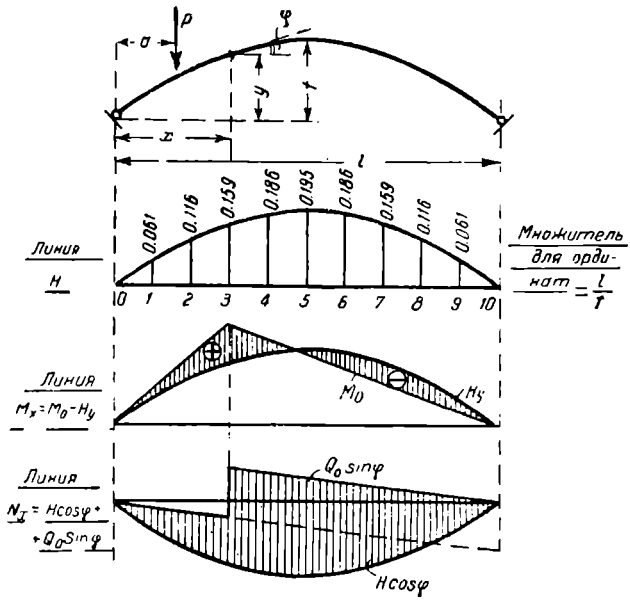
Заменяя приближенно эту разность значением 1/5, получаем простую приближенную формулу, определяющую распор:

$$H = \frac{3}{4} \frac{Pa(l-a)}{fl}. \qquad (5)$$

НТБ ДНУЗТ

Для пологих арок эта формула дает достаточно точные результаты. По формулам (4) и (5) можно построить линию влияния распора, приняв $P=1$ и давая отношению $\frac{a}{l}$ значения от 0 до 1.

Очертание линии влияния параболической арки видно из фиг. 197, где приведены также значения ординат этой линии для $\frac{l}{f}=1$, вычисленные по формуле (4).



Фиг. 197. Линии влияния двухшарнирной арки.

При загружении всего пролета равномерно распределенной нагрузкой p, распор арки имеет величину:

$$H_0=\frac{pl^2}{8f}. \tag{6}$$

Зная величину распора, легко определить изгибающие моменты и продольные силы для любого сечения арки. Для сечения арки с координатами x и y и углом наклона φ к горизонту:

изгибающий момент

$$M=M_0-Hy; \tag{7}$$

сжимающая сила в арке

$$N=H\cos\varphi+Q_0\sin\varphi, \tag{8}$$

где M_0 и Q_0 — момент и поперечная сила в арке, полученные, как для простой балки.

На фиг. 197 показано построение линий влияния момента M_x и продольной силы N_x в сечении арки на расстоянии x от левой опоры.

НТБ ДНУЗТ

Опасное сечение арки, в котором напряжения от совместного действия изгибающего момента и продольной силы оказываются наибольшими, обычно располагается между 1/5 и 1/4 пролета. Для более пологих арок опасное сечение располагается ближе к 1/5 l; для крутых арок приближается к 1/4 l.

При подборе сечений арок, имеющих обычно составное сечение из связанных между собою досок или брусьев, необходимо производить проверку напряжений по формуле:

$$n = \frac{N}{\varphi \omega} + \frac{n_{сж}}{n_и} \frac{M}{W_{нетто}} \quad k \leqslant n_{гн},$$

где k — коэфициент уменьшения момента сопротивления или момента инерции составного сечения, принимаемый для элементов, сшитых гвоздями, равным $k=1{,}1\ k_c$; для элементов, связанных призматическими или кольцевыми шпонками, $k=1{,}25\ k_c$, где k_c — коэфициент сдвига, зависящий от числа швов в сечении и принимаемый согласно табл. II.

Таблица II

Число швов	k_c	Число швов	k_c
1	1,01	9	1,32
2	1,03	10	1,40
3	1,05	11	1,49
4	1,08	12	1,60
5	1,11	13	1,73
6	1,15	14	1,89
7	1,20	15	2,09
8	1,26		

Так как предварительное гнутье досок арки всегда несколько уменьшает их прочность, то допускаемое напряжение в гнутых элементах следует понижать в зависимости от интенсивности их выгиба, принимая

$$n_{гн} = \gamma n,$$

где γ — коэфициент уменьшения допускаемого напряжения в гнутых элементах, определяемый в зависимости от соотношения $\frac{r}{h}$ (радиуса кривизны r выгнутого элемента к его толщине h в направлении радиуса и от влажности дерева при гнутье).

При гнутье без предварительной пропарки коэфициент γ принимается согласно табл. III (см. стр. 152).

При отношении $\frac{r}{h}$, менее указанных в таблице пределов, гнутье разрешается только при предварительном пропаривании или вываривании выгибаемого элемента. В этом случае независимо от отношения $\frac{r}{h}$ коэфициент уменьшения допускаемого напряжения принимается равным $\gamma = 0{,}90$.

НТБ ДНУЗТ

Таблица III

$\frac{r}{h}$	Для сухого и полусухого леса (влажность <23%)	Для сырого леса (влажность 23—45%)	Для мокрого леса (влажность >45%)
150	—	—	0,24
200	—	0,24	0,60
250	0,24	0,52	0,88
300	0,47	0,76	1,00
350	0,67	0,93	—
400	0,83	1,00	—
450	0,95	—	—
500	1,00	—	—

Устойчивость арок на продольный изгиб (определение коэфициента φ) должна проверяться из плоскости арки и в плоскости арки.

При проверке арки на продольный изгиб из плоскости арки за свободную длину принимается расстояние между узловыми точками связей, расположенных между арками. При проверке арки на продольный изгиб в плоскости арки расчетная длина принимается равной $l_0=k_\alpha S$, где: S полная длина дуги арки между опорами; k_α — коэфициент зависящий от величины центрального угла арки, соответствующего полупролету, принимаемый для двухшарнирной арки равным:

$$k_\alpha = \frac{0{,}56\pi}{\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}.$$

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА VIII

ДЕРЕВЯННЫЕ ТРУБЫ

§ 33. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Для пропуска небольшого количества воды под насыпью дороги прибегают к устройству труб.

Трубы обладают рядом преимуществ сравнительно с мостами малых пролетов; основными преимуществами труб являются следующие:

1) при устройстве трубы обеспечивается непрерывность и однородность полотна дороги; это позволяет не сокращать скорости движения при подходе к искусственному сооружению и уменьшает расходы по эксплоатации дорожного полотна;

2) отверстие трубы для пропуска притекающей воды может быть сделано значительно меньшим, чем отверстие моста, благодаря большим допускаемым скоростям протекания воды по лотку трубы;

3) стоимость сооружения трубы обычно значительно ниже, нежели моста того же отверстия; постройка трубы обычно проще, чем моста.

Основным недостатком деревянных труб является легкая загниваемость и трудность ремонта.

В тех случаях, когда необходимо пропустить большое количество воды при ограниченной высоте трубы, возможно устройство так называемых двухочковых и трехочковых труб, состоящих из двух или трех уложенных рядом труб.

Необходимым условием для возможности устройства трубы является достаточная высота насыпи, обеспечивающая засыпку над трубой не менее чем на 0,5 *м*. Вообще же сравнительно с мостами применение труб тем выгоднее, чем больше высота насыпи и меньше необходимое отверстие.

Для решения вопроса о целесообразности постройки моста или трубы необходимо в спорных случаях делать сравнительные экономические подсчеты.

В зависимости от условий пропуска воды различают три основных вида труб (фиг. 198):

1) обычные или безнапорные трубы,

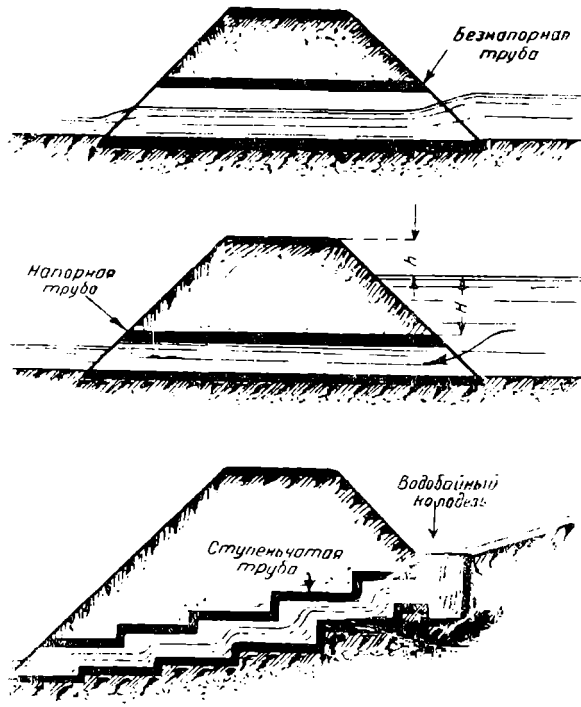
2) напорные трубы,

3) ступенчатые трубы.

Безнапорными называют трубы, сечение которых рассчитано на пропуск наибольшего расхода воды, притекающей к трубе. При этом верх трубы устраивается выше наибольшего горизонта воды, протекающей через трубу.

НТБ ДИИЗТ

Напорной называется труба, сечение которой не способно пропускать полностью всю притекающую воду. Вследствие этого перед трубой образуется скопление воды с подпором H. Труба работает при этом полным сечением, и благодаря напору в ней развиваются значительные скорости протекания воды. Сечение трубы должно быть рассчитано так, чтобы уровень подпертой воды не мог дойти до верха насыпи на величину h, определяемую условиями безопасности. Для пропуска одного и того же количества воды напорные трубы требуют меньшего сечения, чем безнапорные, а потому и стоимость их ниже.



Фиг. 198. Основные виды труб.

Однако напорные трубы требуют укрепления откосов насыпи со стороны подпора воды и, кроме того, всегда представляют некоторую опасность подмыва насыпи.

Ступенчатые трубы устраиваются на крутых косогорах. Для улучшения условий протекания воды через ступенчатую трубу у входного ее отверстия устраивают водобойный колодец, успокаивающий быстрое течение притекающей к трубе воды.

По материалу трубы могут быть деревянными, каменными, бетонными, железобетонными и чугунными. Деревянные трубы, выполняемые из местного недефицитного материала, являются наиболее распространенным на автодорогах типом труб.

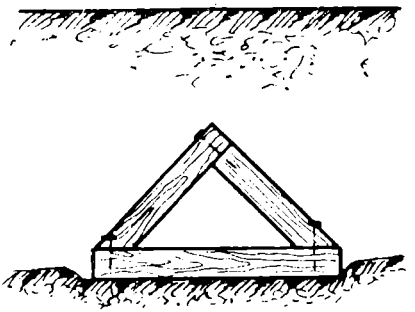
НТБ ДИУЗТ

Несмотря на неблагоприятные с точки зрения загнивания условия, в которых находятся деревянные трубы, срок службы их, при условии пропитки дерева антисептиками, может быть доведен до 25—30 лет. Кроме того, труба может быть так сконструирована, что смена отдельных частей ее будет возможна без разрытия насыпи, а следовательно и без перерыва движения или устройства обходного пути.

В поперечном сечении деревянные трубы могут быть (фиг. 199) треугольные, прямоугольные, трапецоидальные и круглые. С гидравлической точки зрения наиболее выгодным является круглое сечение трубы, худшим же — треугольное.



Фиг. 199. Типы сечений деревянных труб.



Фиг. 200. Простейшая треугольная досчатая труба.

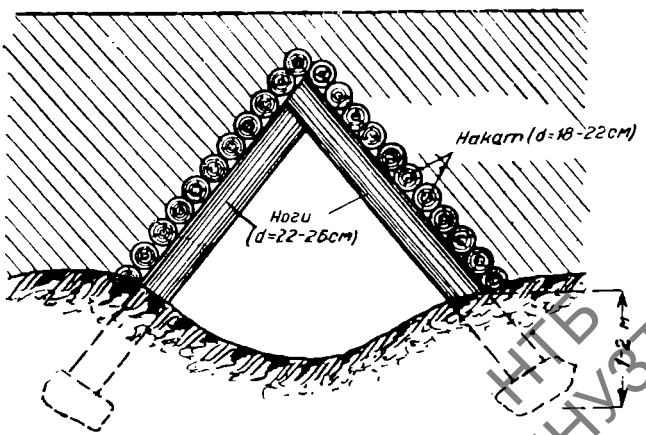
С точки зрения простоты устройства и конструкции наоборот: наилучшей является треугольная труба, наиболее же сложной — круглая.

§ 34. КОНСТРУКЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ТРУБ

Треугольные трубы

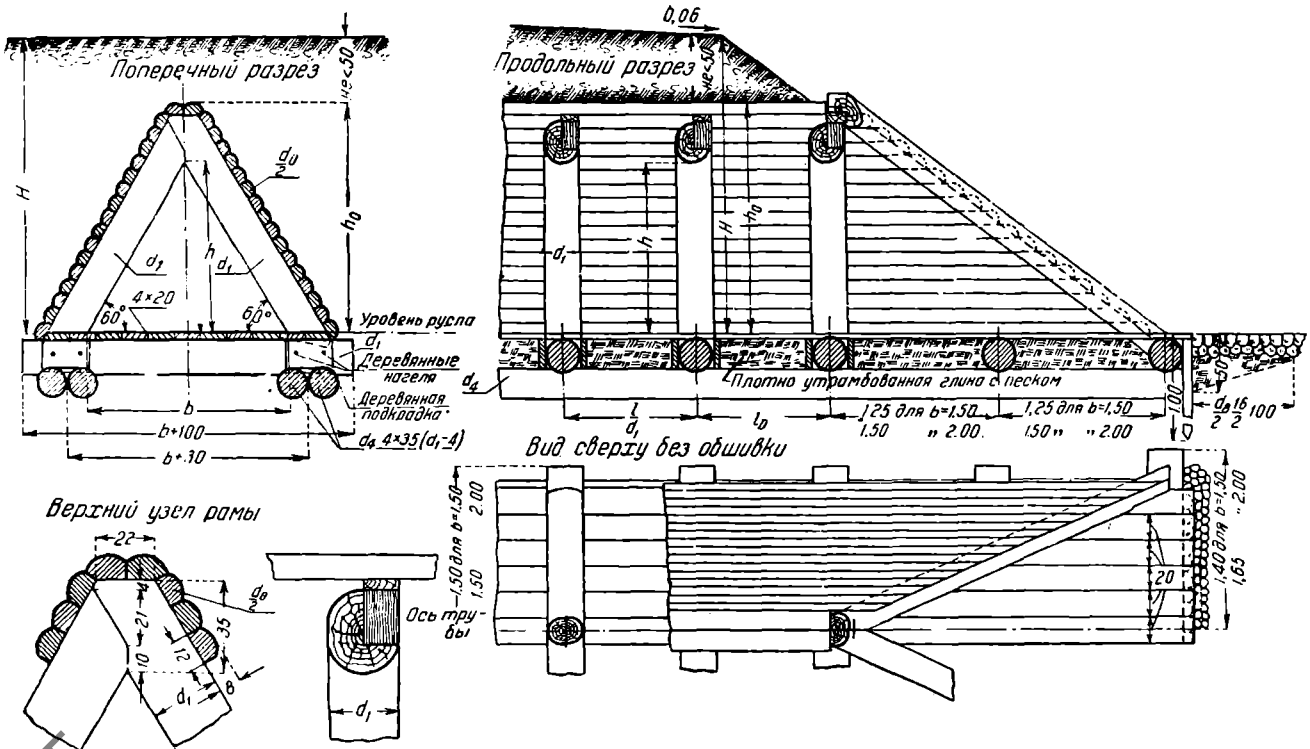
Треугольные трубы небольших отверстий могут быть сделаны досчатыми на гвоздях (фиг. 200) или же бревенчатыми (фиг. 201). Бревенчатая труба состоит из отдельных наклонных стоек (ног), каждая пара которых вверху врублена друг в друга в полдерева и скреплена нагелем или скобой. Нижние концы ног врыты в землю и оперты на постелистый камень или кусок бревна, служащий для распределения давления на грунт и уменьшения возможных осадок трубы.

Для улучшения передачи давления на грунт нижние концы ног могут быть уперты в лежни, расположенные вдоль трубы.



Фиг. 201. Простейшая треугольная труба.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 202. Конструкция типовой треугольной трубы.

НТБ ДНУЗТ

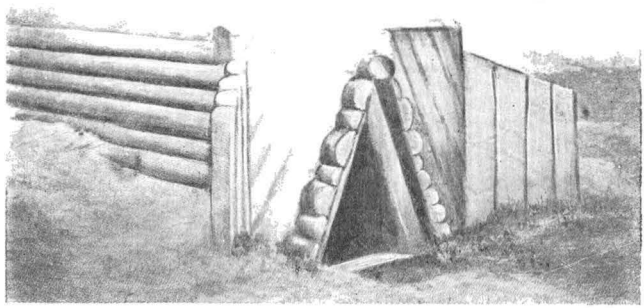
Наклонные стойки (ноги) ставятся на расстоянии 1—1,5 *м* друг от друга. Поверх наклонных ног укладываются бревна небольшого диаметра или пластины.

Вода в рассмотренном типе трубы протекает по выравненной поверхности грунта, укрепляемой в случае надобности мощением или досками.

Более совершенный тип треугольной трубы приведен на фиг. 202.

Конструкция трубы состоит из попарно врубленных друг в друга наклонных стоек — ног, упертых нижними концами, помощью врубки простым зубом, в горизонтальный поперечный лежень. Ноги и лежни образованы из бревен d=26—28 *см*; деталь врубки верхних концов ног приведена на фиг. 202. Каждая пара ног и лежень образуют таким образом жесткие треугольные рамы.

Эти рамы опираются на продольные лежни, идущие на всю длину трубы и служащие для связи рам между собой в продольном направ-



Фиг. 203. Общий вид треугольной трубы.

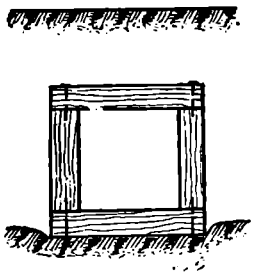
лении и лучшего распределения давления на грунт. Верхняя поверхность нижних бревен рам обшивается досками, идущими вдоль трубы и образующими лоток для протекания воды. Крайние доски лотка опираются на специальные досчатые подкладки, прикрепленные нагелями к нижним бревнам. Лотку трубы придается уклон, соответствующий принятому при расчете отверстия. Наклонные ноги трубы сверху обшиваются пластинами, плотно притесанными друг к другу. Концы этих пластин обрезаются наклонно, вровень с поверхностью откоса насыпи, и к торцам их, для предохранения от сырости, пришивается пластина.

При устройстве трубы растительный, а также слабый грунт удаляется (пучинистый грунт выбирается до глубины промерзания), и взамен него укладывается слой мятой глины с песком, служащий основанием трубы.

При слабых грунтах, залегающих на большую глубину, продольные лежни заменяются свайным основанием с насадкой из бревен.

У входного и выходного отверстий трубы забивается шкант из пластин, служащий для предохранения трубы от подмыва.

НТБ ДИУЗТ



Фиг. 204. Простейшая прямоугольная досчатая труба.

Дно русла перед входным отверстием трубы укрепляется мощением.

При постройке трубы из непропитанного леса необходимо производить осмолку всех врубок и сопряжений, а также и верхней поверхности трубы, соприкасающейся с землей.

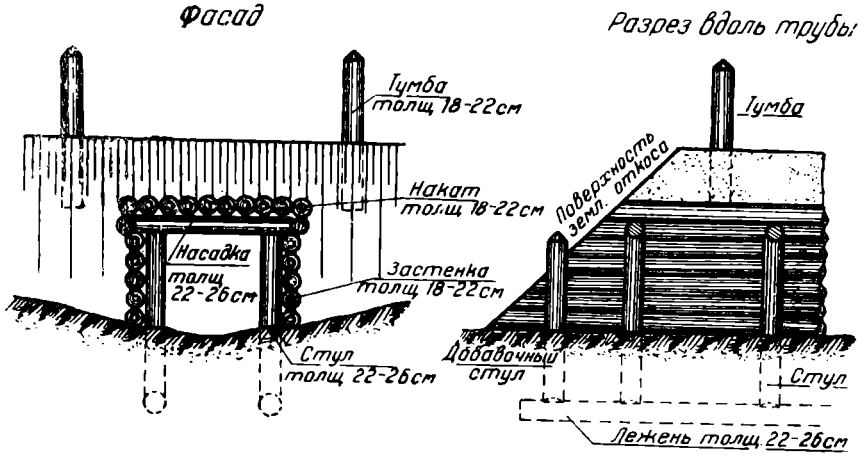
Засыпку трубы следует производить одновременно с обеих сторон.

Общий вид треугольной трубы с оголовком приведен на фиг. 203.

Прямоугольные и трапецоидальные трубы

Простейшие прямоугольные трубы также бывают досчатыми (фиг. 204) или бревенчатыми.

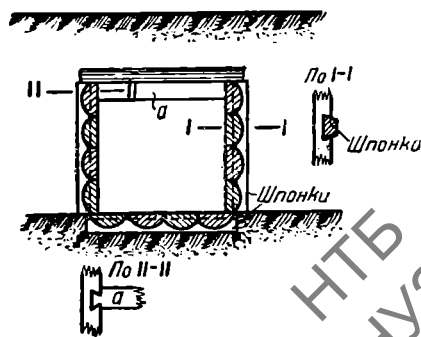
Простейшая бревенчатая труба прямоугольного сечения представлена на фиг. 205. Конструкция трубы состоит из простых прямо-



Фиг. 205. Простейшая труба прямоугольного сечения.

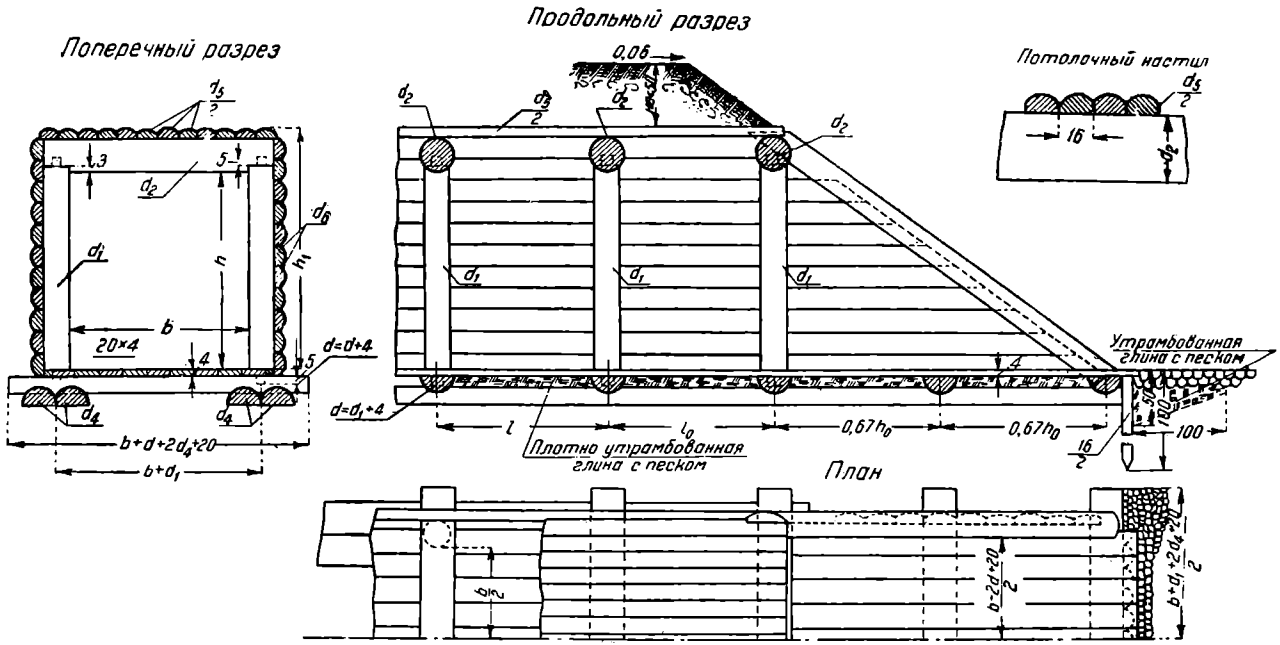
угольных рам, составленных каждая из двух стоек, и уложенной поверх их насадки, которая соединена со стойками помощью шипов. Рамы ставятся на расстоянии 1—1,5 *м* друг от друга. Нижние концы стоек упираются в продольные лежни.

Снаружи рамы обшиваются бревнами небольшого диаметра или же пластинами, притесанными друг к другу. Концы бревен трубы обрезаются вровень с откосами насыпи, образуя таким образом простейшие оголовки. При небольших отверстиях иногда применяют трубы, днище и стенки которых устраиваются в виде щитов из пластин, сплоченных между собою шпонками (фиг. 206).



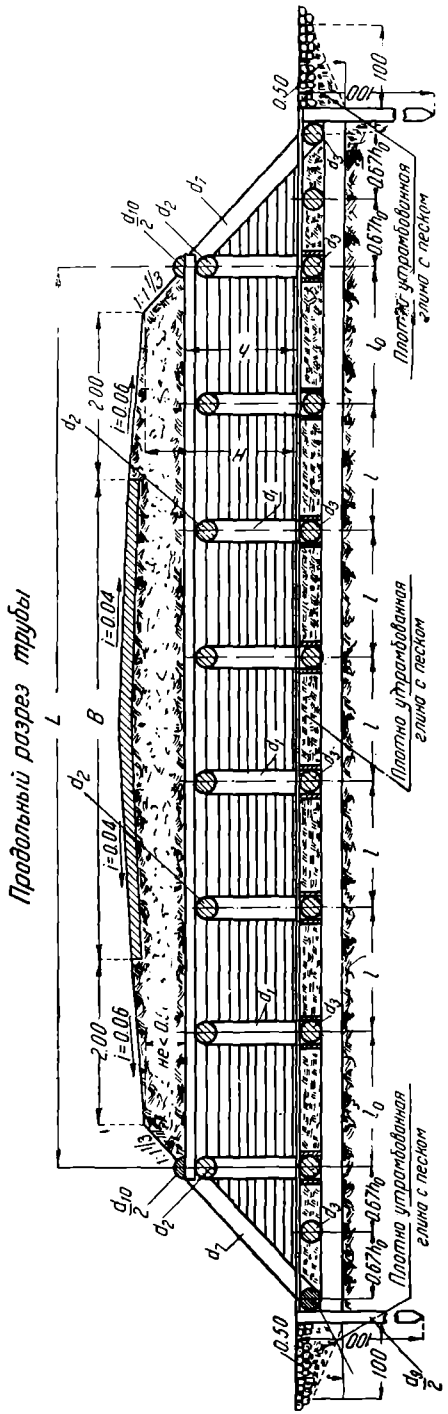
Фиг. 206. Прямоугольная труба из пластин на шпонках.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 207. Конструкция типовой прямоугольной трубы.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 208. Продольный разрез типовой трапецоидальной трубы.

Вверху стенки трубы удерживаются в вертикальном положении распорками *а*, врубленными в верхние пластины вертикальных стенок. Поверх стенок трубы укладывается слой накатника или пластин, поддерживающих засыпку. Конструкция таких труб сложна и дорога, а также легко подвергается загниванию. Поэтому трубы этого типа не могут быть рекомендованы к применению.

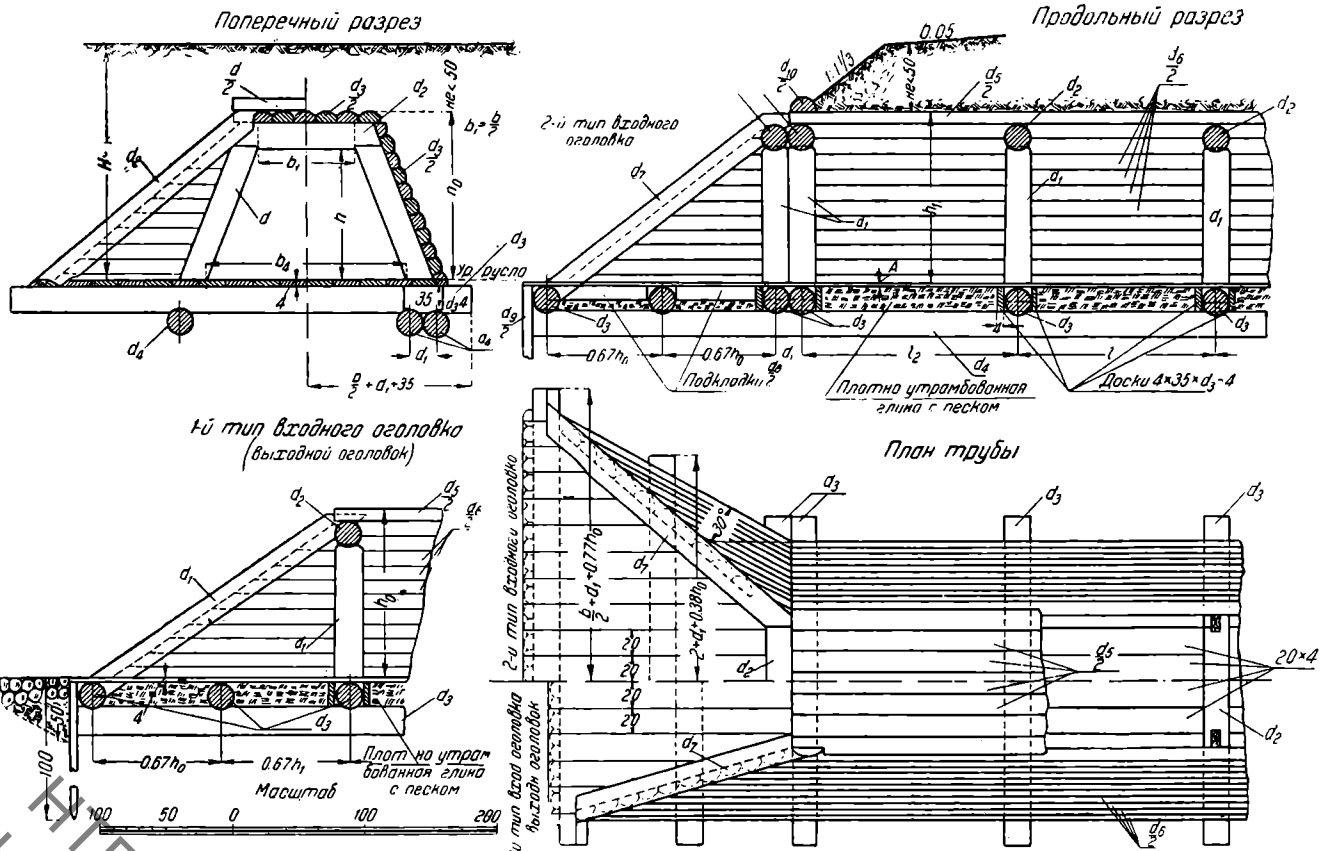
Бревенчатые трубы прямоугольного (фиг. 207) и трапецоидального (фиг. 208 и 209) сечения состоят из отдельных рам, располагаемых на расстоянии 1,5—2,0 *м* друг от друга. Каждая рама состоит из двух стоек — ног, верхние концы которых соединены между собой насадкой — ригелем помощью шипов. Нижние концы ног связаны с горизонтальным лежнем при помощи шипов (прямоугольная труба) или врубки зубом (трапецоидальная труба).

Нижние бревна рам положены на продольные лежни, идущие вдоль под всей трубой. При слабых грунтах продольные лежни следует заменять свайным основанием. Сверху и с боков рамы обшиваются притесанными друг к другу пластинами. Верхняя поверхность нижних бревен рам обшивается досками, образующими лоток трубы.

Основанием под трубу служит подушка из утрамбованной глины с песком. У входного и выходного отверстий трубы устраиваются оголовки п р о с т о г о или р а с т р у б н о г о типа.

П р о с т о й оголовок образуется срезкой концов пластин

НТБ АНУЗТ

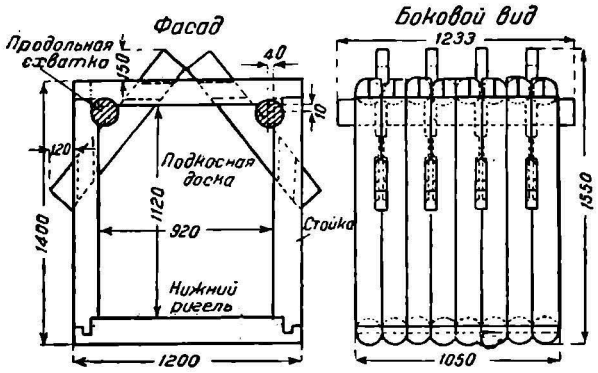


Фиг. 209. Конструкция типовой трапецоидальной трубы.

НТБ ДНУЗТ

заподлицо с откосом насыпи и пришивкой к торцам пластины (фиг. 207).

Раструбный оголовок образуется двумя откосными крыльями, состоящими из поставленных наклонно, по откосу насыпи, бревен — укосин, поддерживающих стенки из горизонтально уложенных вплотную друг к другу пластин.



Фиг. 210. Конструкция прямоугольной трубы типа ЦИС НКПС.

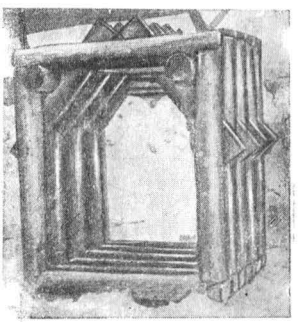
Нижние пластины лежат на поперечных горизонтальных лежнях.

У входного и выходного отверстий забивается шпунт, предохраняющий трубу от подмыва, и устраивается лоток из двойного мощения камнем. Между откосными крыльями лоток делается из досок.

Внутри трубы лотку придается продольный уклон, соответствующий принятому при расчете отверстия.

При постройке трубы из непропитанного леса необходимо произвести осмолку сопряжений, врубок и наружных поверхностей пластин обшивки.

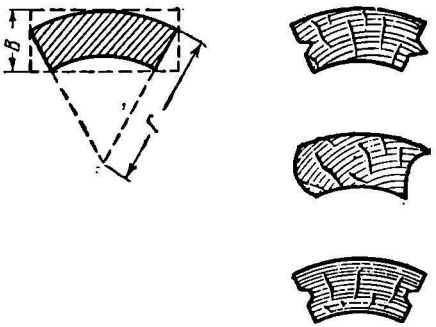
Описанные типы треугольных, прямоугольных и трапецоидальных труб имеют тот недостаток, что несущие нагрузку элементы расположены в них вдоль трубы, что затрудняет производство ремонта трубы без перерыва движения. При загнивании одного-двух звеньев трубы приходится раскапывать ее для ремонта и замены загнивших частей. На фиг. 210 и 211 приведена конструкция прямоугольной трубы (тип ЦИС НКПС), в которой могут сменяться как отдельные элементы, так и вся труба в целом без разрытия полотна дороги, а следовательно и без перерыва движения. Труба состоит из отдельных бревенчатых рам, поставленных вплотную друг к другу; каждая рама состоит из двух стоек и верхнего и нижнего поперечных брусьев (ригелей). Стойки связываются с верхним брусом врубками в полдерева, а с нижним—помощью шипов. Для обеспечения поперечной жесткости трубы в верхних углах рамы ставятся наклонные доски, толщиной около 6 *см*, врубленные в верхний брус и в стойки. Доски эти одновременно поддерживают поставленные в верхних углах рам бревна, служащие для связи рам в продольном направлении. Труба укладывается на продольные



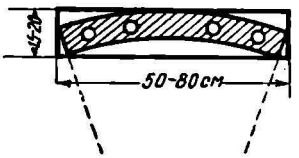
Фиг. 211. Вид трубы ЦИС НКПС.

НТБ ДГУЗТ

лежни, идущие на всю длину трубы и связывающие рамы между собой по низу. Вся труба сконструирована так, что для связи отдельных ее элементов не требуется никаких металлических скреплений. Смена отдельных подгнивших элементов, так же как и целой трубы, может производиться без особых затруднений, путем вынимания поврежденных рам (наиболее удобно вынимать за раз по две рамы). Наиболее удобно производить ремонтные работы зимой, когда грунт



Фиг. 212. Клепки бондарных труб.



Фиг. 213. Досчатый косяк.

мерзлый и осыпаться не может. При работе летом необходимо крепление грунта в местах вынутых рам.

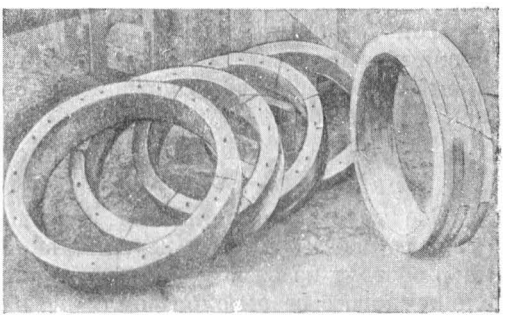
Круглые трубы

Применяемые для пропуска воды под насыпью круглые трубы могут быть двух типов: б о н д а р н ы е и к о с я к о в ы е.

До настоящего времени круглые трубы применялись главным образом для водопроводов.

Бондарные трубы изготовляются из отдельных брусков или досок, называемых «клепками» (фиг. 212), стянутых обручами или проволочной обмоткой. Производство бондарных труб может быть машинное или кустарное — ручное. Бондарные трубы, достаточно хорошо сопротивляясь действию давления изнутри трубы, плохо сопротивляются внешнему давлению, особенно если действие его неравномерно.

Поэтому для пропуска воды под насыпью более целесообразно применение жестких, круглых деревянных труб.



Фиг. 214. Звенья косяковой трубы.

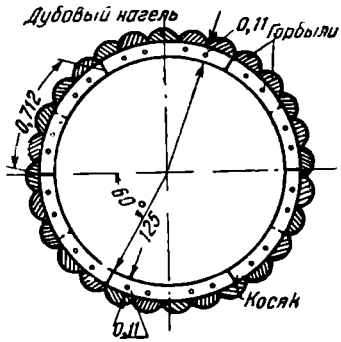
Одним из типов жестких круглых труб является косяковая труба, предложенная ЦИС НКПС. Труба эта состоит из отдельных косяков, выпиленных из обрезков досок (фиг. 213). Косяки укладываются друг около друга по кругу, с расположением стыков вразбежку, и соединяются между собой при помощи дубовых нагелей, образуя звенья трубы длиной около 0,3 *м* (фиг. 214). Отдельные звенья связываются между собой в секции по-

НТБ ДПУЗТ

мощью продольных горбылей или досок, которыми труба обшивается снаружи (фиг. 215). Каждая секция составляется из четырех, пяти или более звеньев, в зависимости от наличных подъемных средств во время постройки трубы. Для обеспечения связи между отдельными секциями при их укладке, концы досок или горбылей, образующих наружную обшивку, выпускаются через одну, в виде гребенки (фиг. 216).

Косяковые трубы достаточно рентабельны при массовом изготовлении на заводе или строительном дворе, где изготовление их может быть механизировано, материалом же могут служить отходы производства.

В зависимости от расхода воды трубы могут делаться одноочковыми, двухочковыми и трехочковыми. У входного и выходного отверстий устраиваются оголовки из деревянной стенки и откосных крыльев



Фиг. 215. Обшивка трубы горбылями.



Фиг. 216. Обшивка секции трубы горбылями.

(фиг. 217). Вместо откосных крыльев можно устроить мощение откосов насыпи. Перед входным и выходным отверстиями устраиваются лотки или мощение камнем.

При устройстве напорных труб необходимо делать укрепление откосов насыпи с верховой стороны на 0,5 *м* выше подпорного горизонта; кроме того, необходимо устройство более солидных оголовков и лотков как с верховой, так и с низовой стороны.

§ 35. РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННЫХ ТРУБ

Все трубы, находящиеся под насыпями, рассчитываются на действие горизонтальной и вертикальной нагрузок. Вертикальная нагрузка p состоит из веса слоя земли, равного высоте насыпи над трубой H, сложенного с весом слоя земли h_o, заменяющего нагрузку от действия грузов, находящихся на полотне дороги (фиг. 218). Нагрузка принимается равномерно распределенной по плоскости верха трубы:

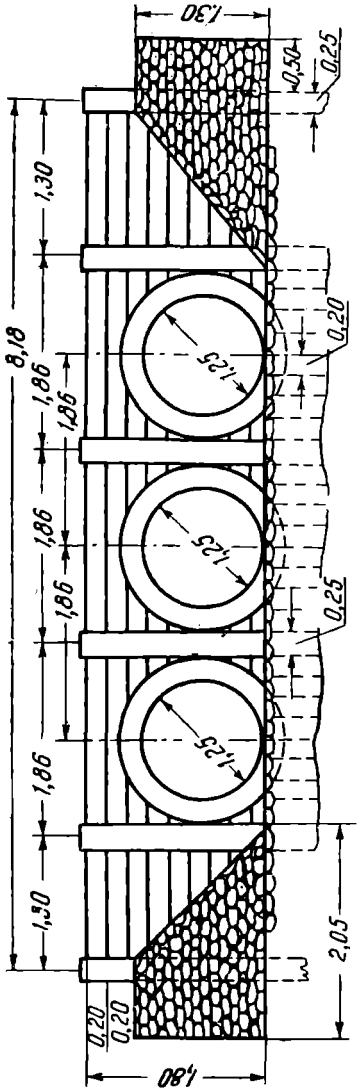
$$p = \gamma(H + h_o),$$

где γ — объемный вес грунта.

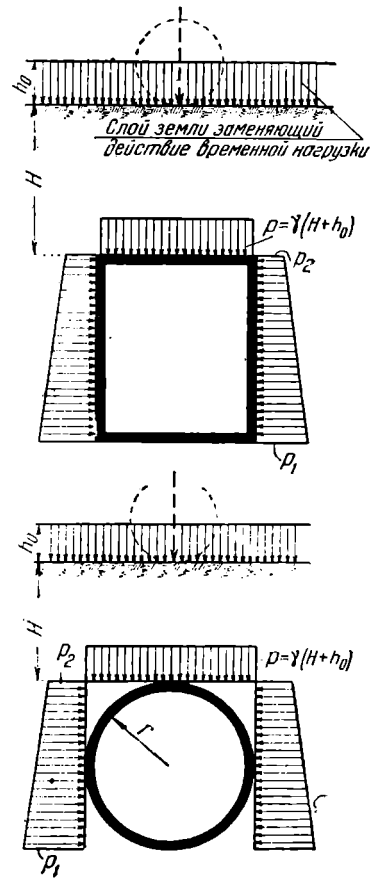
Горизонтальная нагрузка представляет собой боковое давление земли, действующее на стенки трубы, определяемое обычными методами теории сыпучих тел.

НТБ ДИИЗТ

Простейшие трубы — треугольного, прямоугольного и трапецоидального сечения рассчитываются в предположении, что каждый элемент трубы работает самостоятельно. Так например, верхний ригель рамы рассчитывается на изгиб как балка на двух опорах с пролетом, равным расстоянию между осями стоек, и нагрузкой, равномерно распределенной по его длине, и на сжатие от действия горизонтальной нагрузки. Стойки рассчитываются на сжатие от действия опорных



Фиг. 217. Трехшовая труба.



Фиг. 218. Схемы действия давлений земли на трубы.

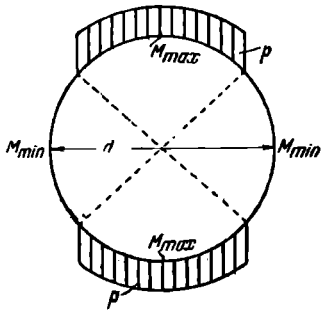
реакций верхнего ригеля и на изгиб от действия горизонтального давления земли.

Элементы треугольных труб рассчитываются на изгиб, как балки на двух опорах.

Все врубки элементов трубы должны быть проверены на скалывание и смятие.

НТБ ДНУЗТ

Круглые деревянные косяковые трубы рассчитывают на максимальное и минимальное значения моментов и соответствующие им нормальные силы, рассматривая трубу как брус малой кривизны, подверженный действию горизонтальных и вертикальных нагрузок.



Фиг. 219. Расчетная схема круглой трубы.

Тогда:

$$M_{max} = \frac{r^2}{4}\left(p - \frac{5}{12}p_1 + \frac{7}{12}p_2\right),$$

$$M_{min} = \frac{r^2}{4}\left(p - \frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{2}\right),$$

где: p — интенсивность вертикальной нагрузки на трубу,

p_1 — горизонтальное давление на уровне низа трубы,

p_2 — горизонтальное давление на уровне верха трубы,

r — радиус трубы.

Для определения расчетных моментов в круглой трубе можно воспользоваться еще более простыми формулами, дающими результаты, близкие к результатам приведенных выше формул, а именно (см. расчетную схему на фиг. 219):

$$M_{max} = \quad 0{,}0598pd^2,$$
$$M_{min} = -0{,}0544pd^2,$$

где: p — нагрузка сверху трубы,

d — диаметр трубы.

Нагели рассчитываются на срезывание обычным способом.

Напорные трубы должны рассчитываться также на давление воды изнутри трубы.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА IX

МОСТЫ С РЕШЕТЧАТЫМИ ФЕРМАМИ

§ 36. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

При проектировании мостового перехода, выборе схемы и разбивке его на пролеты может оказаться необходимым устройство значительных пролетов, более 20—25 *м*.

Устройство больших пролетов может диктоваться судоходным габаритом под мостом, необходимостью обеспечения более свободного пропуска ледохода, а также и экономическими соображениями. Экономически выгодными большие пролеты оказываются в тех случаях, когда опоры моста дóроги, как например, при большой высоте опор, твердом дне, не допускающем забивки свай и требующем устройства дорого стоящих ряжевых и каменных опор и др. В зависимости от характера очертания русла и берегов пересекаемого водотока, от качества грунта и ряда других местных условий мост может иметь то или иное число больших пролетов.

В регулированных реках, в пределах городов, где ширина русла при меженнем горизонте и высоких водах мало изменяется, — чаще всего приходится перекрывать большими пролетами все отверстие моста (фиг. 220, *a*). В этом случае величина пролетов чаще всего определяется судоходными требованиями и реже — экономическими.

В обычных, внегородских, пересечениях рек редко бывает необходимо перекрытие всего отверстия большими пролетами.

Обычно устройство больших пролетов требуется лишь в пределах наиболее глубокой части основного русла реки, причем судоходные условия требуют лишь одного или двух пролетов.

Остальная часть реки поэтому может быть перекрыта малыми пролетами, стоимость которых меньше (фиг. 220, *b* и 221).

Особенно характерна целесообразность такой разбивки моста на пролеты в том случае, когда река имеет широкие поймы (фиг. 220, *c*).

В этом случае необходимость устройства больших пролетов над главным руслом оправдывается и экономическими соображениями, так как стоимость высоких опор моста будет здесь значительна; в пределах же пойм, где высота, а следовательно и стоимость опор меньше, — экономически целесообразно применение малых пролетов.

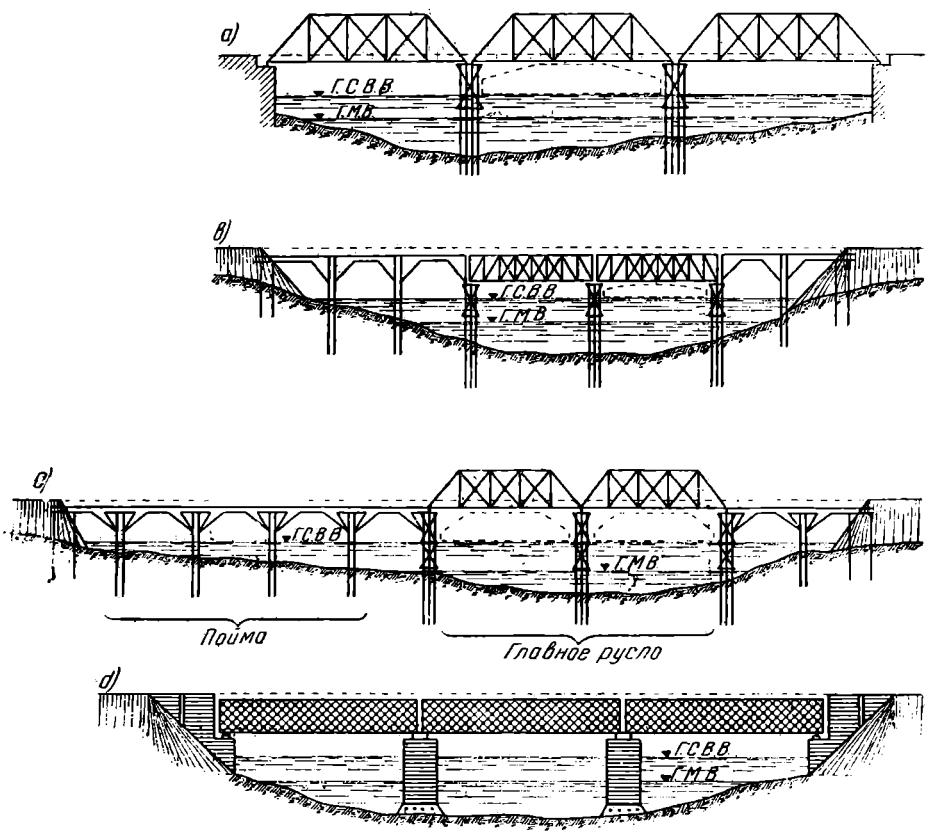
В тех случаях, когда вследствие грунтовых или других условий стоимость всех опор значительна, может оказаться наиболее выгодным перекрытие всего отверстия большими пролетами (фиг. 220, *d*).

Для перекрытия больших пролетов наиболее часто применяют пролетные строения со сквозными решетчатыми фермами.

НТБ ДНУЗТ

В зависимости от горизонта высокой воды, подмостового габарита и отметки проезда по мосту, пролетные строения, перекрывающие большие пролеты, могут иметь езду по верху (фиг. 220, *b* и *d*) или по низу (фиг. 220, *a* и *c*).

Пролетные строения с ездой по верху проще по конструкции, требуют меньшей затраты лесоматериала и поэтому более дешевы. Потому езду по верху следует применять во всех тех случаях, когда име-



Фиг. 220. Схема мостов больших пролетов.

ется достаточная строительная высота для пролетных строений и устройство езды по верху не требует чрезмерного увеличения высоты насыпей.

В тех случаях, когда разность отметок верха проезда и подмостового габарита мала, т. е. строительная высота пролетных строений ограничена, приходится прибегать к более сложной и дорогой системе с ездой по низу.

В настоящее время для перекрытия больших пролетов применяют различные системы пролетных строений с решетчатыми фермами. Некоторые из этих систем имеют уже большой опыт применения на ав-

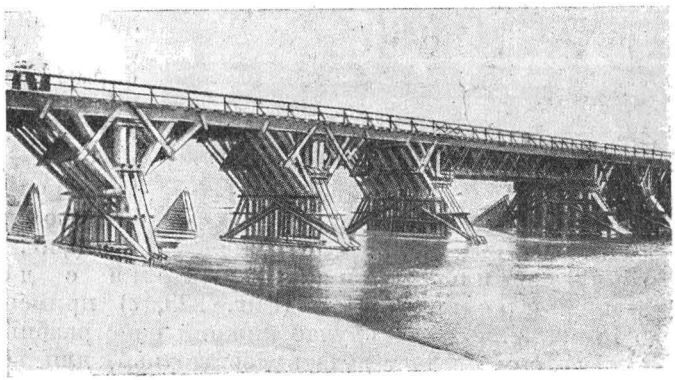
НТБ
НГУЗТ

тодорогах, хорошо проверенный практикой их эксплоатации. К таким системам можно отнести мосты системы Гау, подвесные мосты, мосты системы Тауна и др.

Ряд других систем, выдвинутых и разработанных за последние годы, использующих новейшие достижения техники строительства деревянных конструкций, еще не получил достаточно широкого практического применения и не имеет достаточной апробации практикой эксплоатации.

К числу таких систем можно отнести: мосты с кольцевыми соединениями, мосты с гвоздевыми соединениями, мосты системы Лангера и ряд других.

Все эти системы мы будем называть «новейшими системами» деревянных пролетных строений с решетчатыми фермами.



Фиг. 221. Мост с большим пролетом.

В дальнейшем изложении главное внимание уделено наиболее употребительным системам пролетных строений с решетчатыми фермами. Однако, ввиду необходимости для современного инженера быть знакомым с передовыми достижениями техники и учитывая значительный прогресс в области применения дерева для мостов больших пролетов за последние годы, ниже уделено также большое внимание и новейшим системам пролетных строений больших пролетов с решетчатыми фермами.

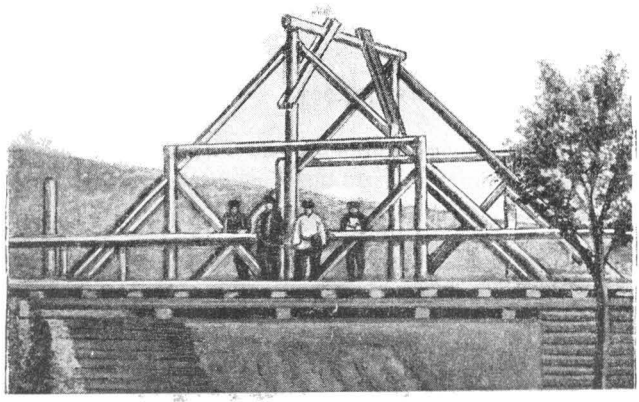
§ 37. ПОДВЕСНЫЕ МОСТЫ

Подвесные мосты являются простейшим типом мостов с решетчатыми фермами и применяются в автодорожных мостах для перекрытия сравнительно небольших пролетов в тех случаях, когда недостаточная строительная высота не позволяет применить какую-либо из подкосных систем.

По существу подвесные мосты можно рассматривать как подкосные мосты с ездой по низу (фиг. 222). Главной особенностью подвесных ферм является наличие нижнего пояса — затяжки, воспринимающего распор от подкосов и обеспечивающего передачу опорам только вертикальных реакций. Подвесными фермами обычно перекрывают пролеты

НТБ ЛЛТУЗТ

10 — 16 *м*; при легкой нагрузке возможно перекрытие пролетов $l = 20 — 25$ *м* и более. При тяжелых нагрузках, например в железнодорожных мостах, подвесные мосты не применяются вследствие трудности устройства проезжей части и сложности всей конструкции моста.



Фиг. 222. Подвесной мост.

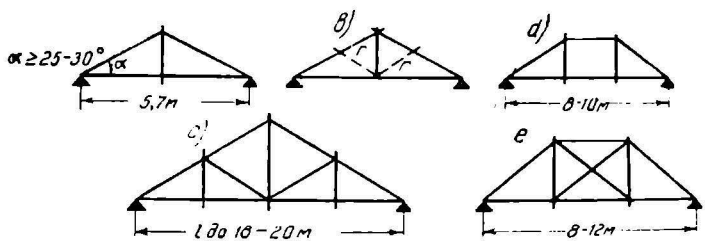
Основные типы подвесных ферм, применяемых для автодорожных мостов, приведены на фиг. 223.

Простая треугольная система (фиг. 223, *a*) применяется при пролетах 5—7 *м*. Наклон подкосов к горизонту должен быть не менее 25—30°. При высоте фермы более 2—2,5 *м* рекомендуется ставить дополнительные полураскосы *r*, уменьшающие свободную длину подкосов (фиг. 223, *b*).

Треугольно-подвесная система с дополнительными шпренгелями (фиг. 223, *c*) применяется при пролетах до 18—20 *м*. В этом случае нижний пояс разбивается на 4 панели. Высоту ферм следует делать достаточной, для возможности постановки в верхнем узле поперечных связей между обеими фермами.

Трапецоидально-подвесные системы составляются из двух подкосов, упирающихся вверху в ригель (верхний пояс), затяжки и подвесок.

Простейшая трапецоидально-подвесная система, применяемая для легких мостов, приведена на фиг. 223, *d*. Для придания фермам боль-



Фиг. 223. Схемы подвесных ферм.

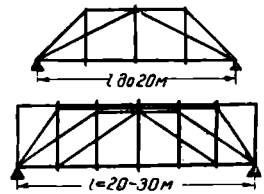
шей жесткости в средней панели ставят перекрещивающиеся раскосы (фиг. 223, *c*). Трапецоидально-подвесными фермами перекрывают пролеты 8—12 *м*.

Сложные и комбинированные системы образуются путем комбинации рассмотренных выше основных типов под-

НТБ ДНУЗТ

весных систем и могут служить для перекрытия пролетов 15—20 *м* и более (фиг. 224).

Из перечисленных выше систем треугольно-подвесные фермы (со шпренгелями или без них) как более жесткие находят себе применение для автодорожных мостов. Остальные же системы обычно применяются для пешеходных мостов или же для автодорожных мостов под легкую нагрузку.



Фиг. 224. Схемы комбинированных подвесных ферм.

§ 38. КОНСТРУКЦИЯ ПОДВЕСНЫХ МОСТОВ

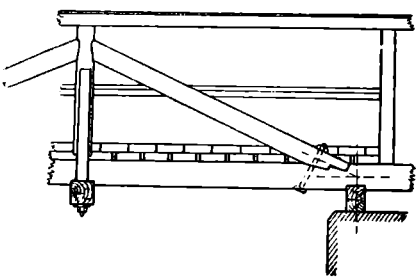
Конструкция легкого моста простой треугольно-подвесной системы приведена на фиг. 225. Фермы моста состоят из двух подкосов, врубленных верхними концами в подвеску, нижними же концами — в затяжку (нижний пояс).

Подвеска помощью металлических скреплений поддерживает нижний пояс и расположенную под ним в середине пролета поперечную балку. Проезжая часть состоит из двойного досчатого настила, уложенного по продольным балкам, поддерживаемым в свою очередь средней поперечной балкой и опорными брусьями.

Вследствие небольшой высоты ферм они используются и как элементы перил.

Конструкция трапецоидально-подвесного моста с пролетами по 13 *м* приведена на фиг. 226 (см. вклейку).

Главные фермы устроены простой трапецоидально-подвесной системы; наклонные подкосы связаны с подвесками и горизонтальным элементом верхнего пояса врубками и металлическими скреплениями. Проезжая часть состоит из двойного досчатого настила, поддерживаемого рядом продольных балок. Продольные балки опираются в пролете на поперечные балки, подвешенные помощью металлических частей к подвескам; по концам пролетных строений продольные балки передают свое давление опорам. Большое количество металлических скреплений необходимо отнести к недостаткам конструкции пролетного строения. Береговые опоры моста — каменные; речные — деревянные, свайные. Для улучшения передачи опорных давлений концы пролетного строения имеют подбалки. Для обеспечения устойчивости верхнего сжатого пояса и укрепления его также в качестве перил устроены подкосы, упирающиеся в выпущенные концы поперечных балок. В средней панели к нижним поясам снизу прикреплены диагональные связи, служащие для обеспечения горизонтальной жесткости моста. Целесообразно было бы устройство таких же связей и в крайних панелях пролетных строений. Устройство свайной опоры видно из поперечного разреза моста.



Фиг. 225. Конструкция легкого треугольно-подвесного моста.

ДПБ ЗТ

На фиг. 227 (см. вклейку) представлена конструкция моста подвесной системы под нагрузку Н6, при габарите Г4. Мост имеет расчетный пролет $l = 16$ *м*, высоту ферм посредине $h = 6{,}7$ *м* и расстояние между фермами (ширину моста) $b = 6{,}64$ *м*.

Высота ферм выбрана с тем расчетом, чтобы дать минимальную высоту проезда по мосту 4,5 *м* в свету.

Пролетное строение состоит из двух ферм треугольной системы и проезжей части, опирающейся своими поперечными балками в узлах главных ферм; главные фермы имеют два пояса: нижний горизонтальный пояс и верхний пояс. Верхний пояс главных ферм образован из двух наклонных элементов, сходящихся в верхнем узле. Средние стойки-подвески закреплены в верхнем узле и поддерживают середину нижнего пояса. Дополнительные шпренгели, составленные из подвесок и полураскосов, поддерживают нижний пояс еще в двух точках и делят его таким образом на четыре панели.

Верхние и нижние пояса ферм имеют сечение из двух круглых бревен с промежутками между ними, служащими для пропуска подвесок. В опорных узлах (фиг. 228, узел 1) верхний пояс передает свое давление нижнему поясу помощью зубчатой подушки. В верхнем узле пояса сходятся между собою непосредственно торцами. Средние стойки-подвески, состоящие из одного бревна, проходят в промежутки между бревнами пояса и верхним концом упираются на срезанные торцы бревен верхнего пояса помощью дополнительных зубчатых подушек, притянутых к подвеске болтами (см. деталь узла на фиг. 228).

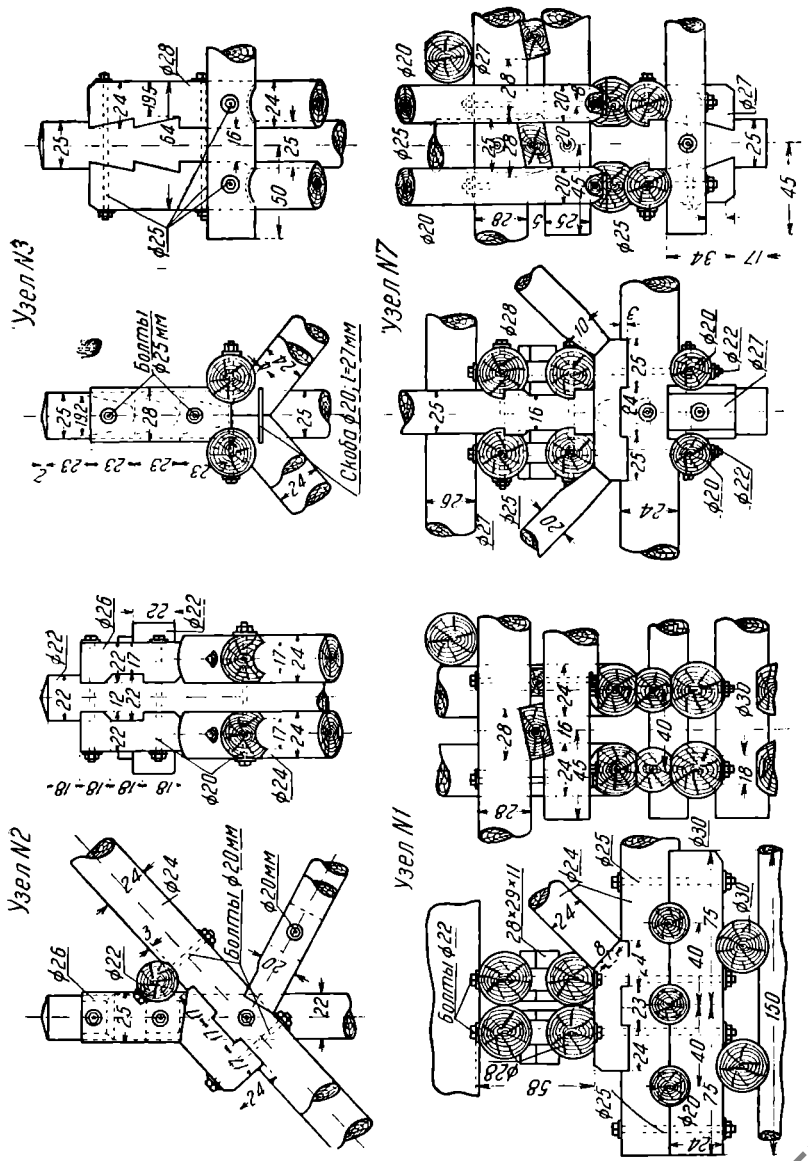
Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения здесь же в верхнем узле поставлены горизонтальные схватки из бревен $d = 27$ *см*.

Нижний конец средней подвески проходит в промежутки между бревнами нижнего пояса и поддерживает его при помощи аналогичных зубчатых подушек (фиг. 228, узел 7). Тут же расположены поперечные горизонтальные схватки, служащие для укрепления сопряжения и для обеспечения поперечной жесткости моста. Дополнительные короткие подвески укреплены аналогичным путем, причем в верхних узлах передача усилия на наклонные элементы верхнего пояса производится при помощи вертикальных зубчатых подушек, прикрепленных к концам подвески, и наклонных зубчатых подушек, прикрепленных к верху бревен пояса (фиг. 228, узел 2). Дополнительные полураскосы, состоящие каждый из двух бревен $d = 20$ *см*, своими нижними концами упираются в подушку, поставленную в среднем узле нижнего пояса. Верхние концы полураскосов непосредственно упираются своими торцами в подрубленную поверхность наклонных элементов верхнего пояса. Стыки нижнего пояса расположены в средних панелях и перекрыты металлическими шпоночными накладками. Для предохранения дерева в стыках от загнивания, над ними устроено покрытие из коротких досок. Поперечная жесткость пролетного строения обеспечивается устройством нижних горизонтальных связей и поперечных схваток с портальными подкосами у верхних узлов пролетного строения.

Нижние горизонтальные связи устроены в виде полураскосных ферм, стойками которых служат поперечные схватки, расположенные в узлах нижнего пояса. Полураскосы связей уложены поверх этих распо-

ИТЕ ДПЗТ

рок, врублены в них и связаны болтами. Устройство верхних связей и портальных полураскосов видно из фасада, плана и поперечного разреза моста. Верхние схватки вместе с полураскосами обеспечивают неизменяемость углов и жесткость моста в поперечном направлении.



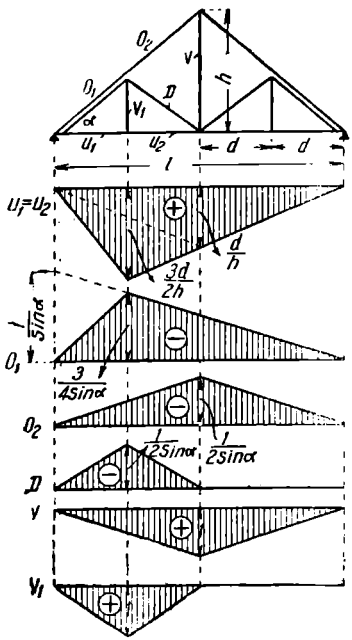
Фиг. 228. Детали узлов подвесного моста.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по продольным балкам. Тротуары, вынесенные снаружи ферм, представляют продолжение настила проезжей части. Продольные балки круглого сечения расположены на расстоянии 0,72 *м* друг от друга.

ЦНТБ ДВЗТ

В стыках сопряжение концов продольных балок устроено с наклонной срезкой. Для придания поперечного уклона настилу поверх средних продольных балок уложены подкладки. Для отвода воды с поверхности настила устроены деревянные лотки, расположенные около трех средних поперечных балок (см. фасад и поперечный разрез). Поперечные балки проезжей части имеют значительный пролет и потому получились тяжелого составного сечения из 4 бревен, связанных между собой шпонками и болтами с деревянными прокладками. Для улучшения работы шпонок вблизи опор поперечных балок они поставлены наклонно. Поперечные балки установлены в узлах главных ферм; для этого обе ветви балок раздвинуты на ширину подвесок, пропускаемых между ними. Благодаря центральной передаче давлений от поперечных балок в узлах главных ферм нижние пояса последних работают на чистое растяжение, без местного изгиба. Средняя поперечная балка опирается непосредственно на узловые подушки главных ферм.

В узлах же 6 и 8 под концы поперечных балок для обеспечения расположения их в одном уровне положены круглые коротыши-подкладки. Опорные поперечные балки уложены непосредственно на подушки главных ферм. Для усиления опорного узла, передающего большое давление на опоры, концы нижнего пояса усилены подбалками, связанными с ним круглыми анкерами.



Фиг. 229. Линия влияния усилий в элементах подвесной фермы.

Подвесные мосты с течением времени, благодаря обмятиям врубок и сопряжений, дают довольно значительные прогибы. Во избежание образования провеса ферм, который в подвесных мостах не может быть устранен, при их сооружении следует придавать нижним поясам ферм строительный подъем в $\left(\frac{1}{100}-\frac{1}{150}\right) l$.

§ 39. РАСЧЕТ ПОДВЕСНЫХ ФЕРМ

Расчет подвесных ферм производится в предположении шарнирности их узлов.

Линии влияния усилий в элементах треугольно-подвесной системы со шпренгелями приведены на фиг. 229. По линиям влияния, путем их загрузки постоянной и временной нагрузками, определяются наибольшие усилия в элементах, после чего производится подбор сечений и проверяются расчетом сопряжения и врубки элементов.

Более подробно изложение методов расчета сквозных ферм приведено далее в § 47—48.

НТБ ДГУЗТ

§ 40. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ФЕРМАМИ СИСТЕМЫ ГАУ

Пролетные строения системы Гау, предложенные впервые американцем Гау (Howe) в сороковых годах XIX в., получили весьма широкое применение как заграницей, так и в СССР и до сего времени являются наиболее употребительным типом сквозных деревянных балочных ферм, применяемым для перекрытия пролетов от l=20 до 50 *м*, а в отдельных случаях и до 70 *м*.

Пролетные строения системы Гау имеют широкое применение в деревянном мостостроении благодаря простоте конструкции, жесткости ферм и удобству изготовления и сборки. К недостаткам следует отнести значительную затрату металла на тяжи (см. ниже).

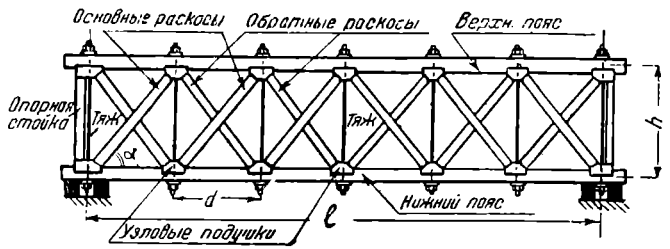
Фермы системы Гау имеют раскосную схему (фиг. 230). Пояса делаются из круглого или пиленого леса; решетка — из деревянных раскосов бревенчатого или брусчатого сечения и стоек — в виде металлических тяжей из круглого железа. Тяжи пропускаются через пояса и натягиваются помощью гаек.

Раскосы сопрягаются с поясами помощью деревянных подушек, упираясь в них торцами.

Такое сопряжение раскосов может передавать только сжимающие усилия, а потому в тех панелях, где знак поперечной силы (а следовательно усилий в раскосах) может меняться, необходима постановка обратных раскосов, включающихся в работу на сжатие при таких положениях на мосту временной нагрузки, которые вызвали бы в основных раскосах растяжение. Благодаря этому стойки ферм всегда работают на растяжение, что и позволяет делать их из металлических тяжей.

В опорных панелях, где поперечная сила однозначна, часто тоже ставят обратные раскосы для увеличения жесткости фермы, уменьшения свободной длины основных опорных раскосов и из других соображений.

Для улучшения работы раскосов ферм Гау и обеспечения плотного сопряжения их с узловыми подушками, тяжи ферм натягивают при



Фиг. 230. Ферма системы Гау.

сборке моста, а также периодически во время эксплоатации. Подтягиванием тяжей можно также устранить провесы ферм, образующиеся благодаря действию временной нагрузки, а также усушке дерева. Натяжение производится путем подтягивания гаек на концах тяжей или специально устраиваемых стяжных муфт.

НТБ ДНУЗТ

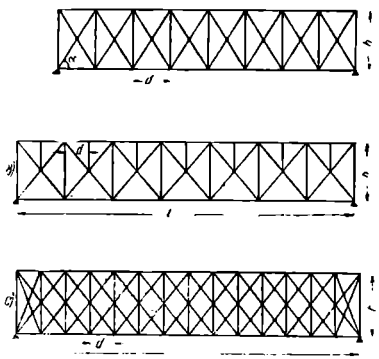
Наиболее распространенные схемы ферм системы Гау, применяемые для мостов на авто-гужевых дорогах, приведены на фиг. 231 и 232.

Главные фермы пролетных строений с ездой по верху пролетом 20—30 *м* наиболее часто устраивают обычного, описанного выше типа Гау (см. фиг. 231, *а*).

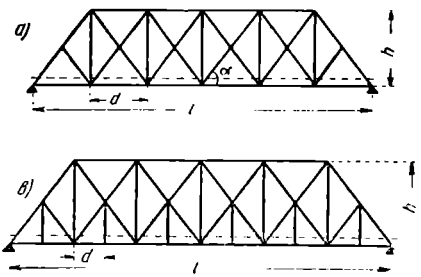
При более значительных пролетах, для уменьшения длины панели, применяют фермы с дополнительными стойками (фиг. 231, *b*). В прежние годы с той же целью весьма часто применяли двухраскосные фермы (фиг. 231, *с*).

Главные фермы пролетных строений с ездой по низу устраивают либо с простой крестовой (фиг. 232, *а*), либо же с составной шпренгельной решеткой (фиг. 232, *b*), имеющей дополнительные подвески из тяжей.

Высота ферм h обычно принимается от $^1/_5$ до $^1/_9$ пролета. В пролетных строениях с ездой по низу высота ферм определяется габаритом



Фиг. 231. Схемы ферм Гау с ездой по верху.



Фиг 232. Схемы ферм Гау с ездой по низу.

проезда на мосту и для пролетов менее 25—30 *м* может выходить из указанных выше пределов.

Исключение составляют пролетные строения с ездою по низу, устраиваемые без верхних связей между фермами. В таких мостах, называемых открытыми, высота ферм не связана с габаритом.

Длина панелей ферм Гау определяется высотой ферм и углом наклона раскосов, а также способом устройства проезжей части.

Давления от временной нагрузки и веса проезжей части передаются на главные фермы помощью поперечных балок, располагаемых либо в узлах главных ферм, либо же в пределах панелей. В первом случае пояса главных ферм работают только на продольные усилия; во втором же случае, кроме продольного усилия, пояс, поддерживающий проезжую часть, работает на местный изгиб.

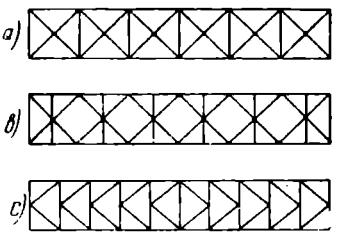
Для мостов под авто-гужевую нагрузку с поясом, работающим на местный изгиб, длина панелей обычно принимается $d=2—2{,}5$ *м*. При узловой передаче давлений от проезжей части длина панелей может быть доведена до $d=3—4$ *м*. В новейших проектировках для мостов

НТБ ДИИЗТ

с ездой по низу при узловой передаче давлений от поперечных балок на фермы длина панелей достигает 4 и даже 5 *м*.

Угол наклона раскосов α желательно делать близким 45°; в случае необходимости угол наклона раскосов можно увеличивать до $\sim 60°$ или же уменьшать до $\sim 35°$.

При устройстве очень крутых или пологих раскосов сильно усложняется конструкция узлов.



Фиг. 233. Схемы продольных связей в мостах с двумя главными фермами.

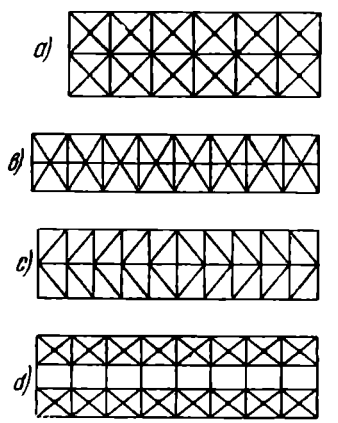
Связи между фермами

Для обеспечения поперечной жесткости решетчатых пролетных строений необходимо устройство связей между фермами.

В пролетных строениях с ездой по верху и с малой высотой ферм можно ограничиваться устройством одних верхних продольных связей. При значительной высоте главных ферм необходимо устройство как верхних, так и нижних продольных связей. Кроме горизонтальных продольных связей в пролетных строениях необходимы и поперечные связи, расположенные в вертикальных плоскостях на опорах пролетного строения, а также и на протяжении пролета.

Продольные связи представляют горизонтальную ферму, поясами которой служат пояса главных ферм. Решетка же состоит из диагоналей и поперечных схваток крестовой, ромбической или полураскосной системы (фиг. 233).

Диагонали продольных связей делают деревянными, схватки же могут быть как деревянные, так и металлические — в виде тяжей. В последнем случае продольные связи представляют собой горизонтальную ферму системы Гау.



Фиг. 234. Схемы продольных связей в мостах с тремя и четырьмя главными фермами.

Длина панелей горизонтальных связей может быть равной или неравной длины с панелями главных ферм; при этом, в последнем случае, панели ветровых ферм делают обычно больше длины панелей главных ферм для того, чтобы узлы их не совпадали, что нежелательно вследствие большого ослабления поясов, получающегося в этом месте. В пролетных строениях, имеющих три или более главные фермы, продольные связи устраивают по одной из схем, приведенных на фиг. 234.

Детали устройства связей приведены далее при описании конструкции пролетных строений с ездой по верху.

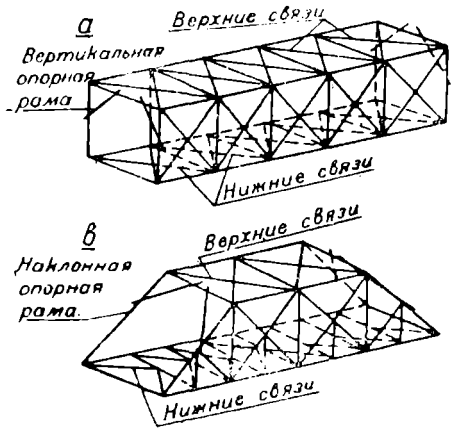
Поперечные вертикальные связи между фермами обязательно устраиваются на опорах (опорные поперечные связи), а также и на про-

НТБ ДНУЗТ

тяжении всего пролетного строения на расстояниях 5—8 *м* друг от друга.

Опорные связи служат для передачи ветровых реакций верхних связей опорам моста.

Поперечные связи состоят из диагоналей и горизонтальных стяжек. Горизонтальными стяжками обычно служат схватки продольных горизонтальных связей.



Фиг. 235. Устройство связей в пролетных строениях с ездой по низу.

Поперечные связи располагают или в узлах главных ферм, или же в узлах продольных связей.

Устройство поперечных связей видно из фиг. 257.

В мостах с ездой по низу продольные ветровые связи устраивают вдоль нижнего пояса, а в случае достаточной высоты главных ферм и вдоль верхнего пояса. В этом случае пролетное строение называют закрытым, в отличие от открытых мостов, не имеющих связей по верху.

Так как устройство поперечных связей в мостах с ездой по низу невозможно, то для передачи ветровых опорных реакций верхних продольных связей на опоры моста приходится устраивать поперечные ветровые рамы, располагаемые обычно в плоскости опорных раскосов (см. фиг. 235, *b*) или стоек (фиг. 235, *а*).

Нижние и верхние продольные ветровые связи устраивают обычно крестовой или полураскосной системы (см. фиг. 233, *а*, *b* и *с*). Входящие в состав ветровых рам опорные стойки (фиг. 235, *а*) или раскосы (фиг. 235, *b*) рассчитываются на совместное действие усилий от вертикальной нагрузки и ветра. Подкосы, обеспечивающие жесткость верхних узлов ветровых рам, придают последним вид порталов; поэтому опорные ветровые рамы часто называют портальными рамами.

§ 41. ПРОЕЗЖАЯ ЧАСТЬ МОСТОВ СИСТЕМЫ ГАУ

При езде по верху

Простейшим способом устройства проезжей части для мостов системы Гау с ездой по верху является непосредственная укладка поперечин, поддерживающих настил проезжей части, на верхние пояса главных ферм (фиг. 236). В этом случае верхние пояса работают кроме сжатия также и на местный изгиб.

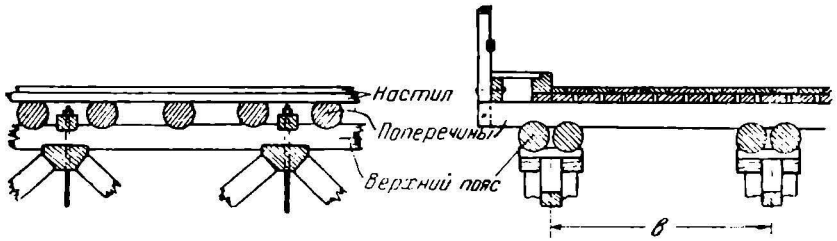
При достаточно близком расстоянии *b* между главными фермами такая конструкция может быть рекомендована для мостов под легкую нагрузку.

При тяжелых нагрузках моменты, возникающие в верхнем поясе

НТБ ДНУЗТ

более целесообразной центральная передача давлений от проезжей части на узлы главных ферм.

В этом случае прибегают к устройству проезжей части с поперечными балками, укладываемыми в узлах главных ферм. Проезжая часть тогда устраивается из двойного досчатого настила, продольных и попе-



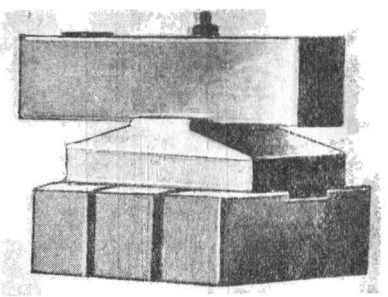
Фиг. 236. Проезжая часть с непосредственной укладкой поперечин на верхний пояс.

речных балок. Нижний настил — поперечный. Верхний настил может быть как продольный, так и поперечный.

Поверхности настила придается поперечный уклон путем соответствующей подтески верхнего бревна поперечных балок.

Для обеспечения равномерной передачи давлений от поперечных балок на обе ветви верхних поясов главных ферм целесообразно устройство специальных дубовых опорных подушек (фиг. 237). Описанный способ устройства проезжей части часто применяется в мостах системы Гау с ездой по верху.

Другой тип проезжей части с узловой передачей нагрузок на главные фермы приведен на фиг. 238. Проезжая часть состоит здесь из двойного продольного досчатого настила, уложенного по поперечинам; для придания настилу поперечного уклона поверх поперечин положены клиновидные подкладки.



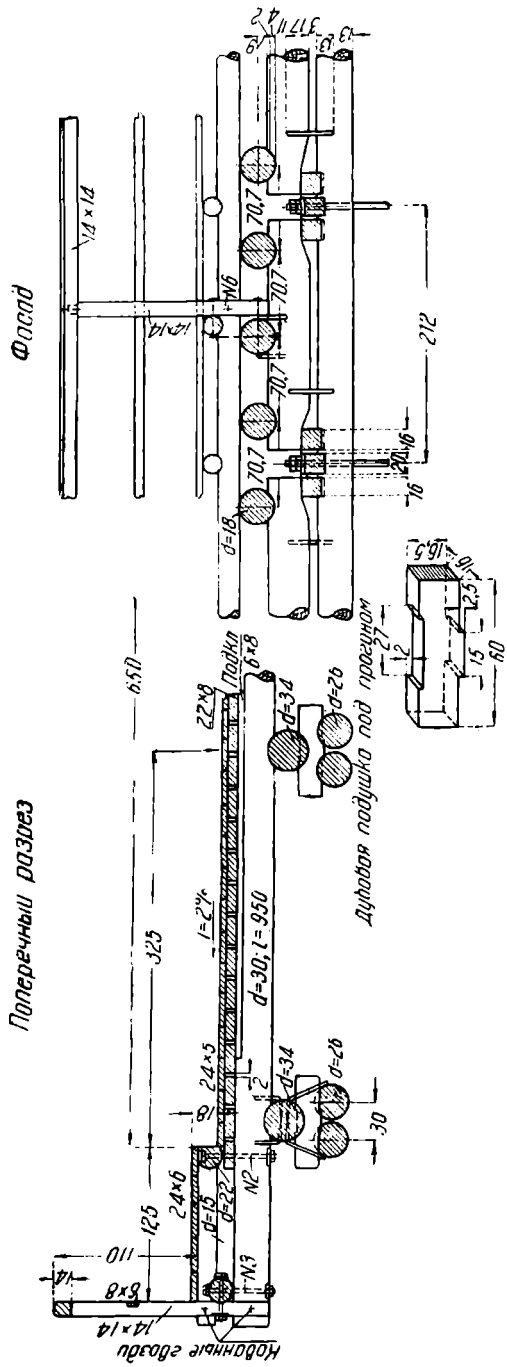
Фиг. 237. Подушка для передачи опорного давления поперечной балки поясам.

Поперечины опираются на продольные балки (прогоны), воспринимающие местный изгиб от поперечин и укладываемые в каждой панели поверх поясов на дубовых подушках. Дубовые подушки располагаются непосредственно в узлах главных ферм и служат для центральной передачи давления от проезжей части на главные фермы. Для предотвращения смещений подушек по поясам они взаимно врубаются друг в друга. Такое устройство проезжей части обеспечивает узловую передачу давлений от проезжей части на главные фермы и не требует устройства мощных поперечных балок.

При езде по низу

В пролетных строениях с ездой по низу, благодаря большой ширине моста, необходимо устройство мощных поперечных балок, поддерживающих проезжую часть и передающих давление на главные фермы.

НТБ ДГУЗТ



Фиг. 238. Проезжая часть с продольными балками-прогонами.

Поперечные балки, как и при езде по верху, могут располагаться в узлах главных ферм или же в пределах панелей.

Опиранию поперечных балок в узлах главных ферм при езде по низу мешают узловые подушки, тяжи и раскосы главных ферм.

Однако экономические сравнения показывают, что расположение поперечных балок в узлах все же требует меньшей затраты лесоматериала на пролетное строение.

По своей конструкции поперечные балки в мостах с ездой по низу могут быть устроены в виде:

1) балок из пакетов бревен или брусьев,

2) составных балок на шпонках или колодках,

3) сквозных балок в виде решетчатых ферм,

4) балок с металлическим шпренгелем.

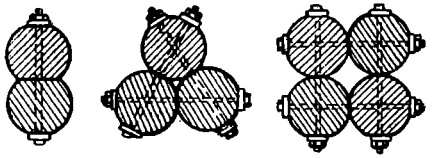
1. Поперечные балки из пакетов бревен, в зависимости от ширины моста и расчетной нагрузки, составляются из двух, трех или четырех бревен, связываемых между собой болтами (фиг. 239).

2. Балки составного сечения на шпонках или колодках устраивают из двух, трех или четырех бревен или брусьев (фиг. 240). Количество лесоматериала, идущего на балки составного сечения, меньше, чем на балки из пакетов; однако в эксплоатационном отношении составные балки уступают пакетным, благодаря постепенному ослаблению шпонок и

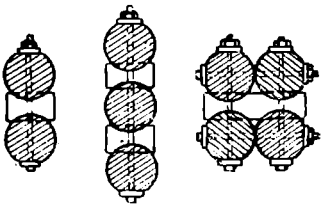
НТБ ДГУЗТ

колодок от действия временной нагрузки и усушки дерева и необходимости периодического осмотра их для подбивки шпонок и подтяжки болтов.

3. Сквозные балки в виде решетчатых ферм применяются в пролетных строениях под тяжелую нагрузку при большой ширине проезда.



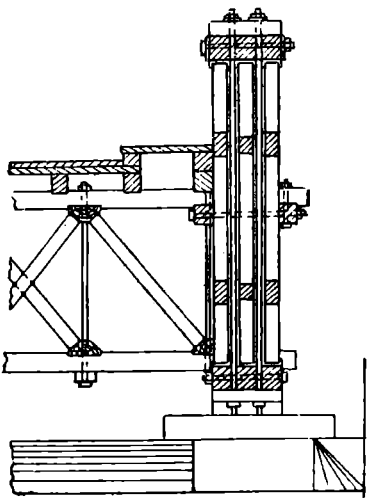
Фиг. 239. Поперечные балки из пакетов бревен.



Фиг. 240. Поперечные балки составного сечения.

Фиг. 241 изображает поперечный разрез моста с проезжей частью, опирающейся на сквозную поперечную балку системы Гау. Решетчатые поперечные балки в настоящее время наиболее часто применяются в мостах больших пролетов новейших систем, с кольцевыми или гвоздевыми соединениями.

4. Поперечные балки с металлическими шпренгелями состоят из деревянного бруса (одиночного или двойного) со шпренгелем из металлических тяжей и деревянными стойками (фиг. 242). Тяжи натягиваются помощью имеющихся на их концах гаек. Применение металлических шпренгелей наиболее целесообразно для усиления поперечных балок в случае необходимости пропуска по мосту тяжелой нагрузки.



Фиг. 241. Сквозная решетчатая поперечная балка.

§ 42. КОНСТРУКТИВНЫЕ ДЕТАЛИ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

Пояса

Пояса ферм Гау составляются из 1—5 брусьев или бревен, располагаемых в одном уровне, с зазорами для пропуска металлических стоек — тяжей. Наиболее часто пояса состоят из 2, 3, 4 брусьев; значительно реже из 1 или 5.

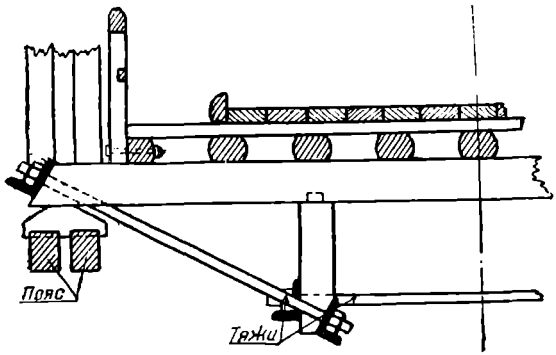
Сечение поясов обычно делается одинаковым на всей длине ферм, поэтому подбор сечения пояса делается для одной, наиболее напряженной, панели пролетного строения.

Бревна и брусья составных поясов для обеспечения совместной работы стягиваются горизонтальными болтами с прокладками или шпонками.

Стыки поясов располагают обычно в пределах панелей, избегая слишком больших ослаблений сечения поясов около узлов.

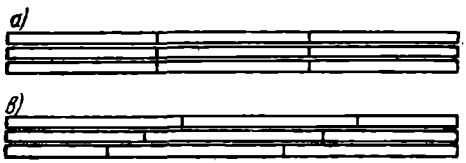
РГБ ДНУЗТ

Стыки рекомендуется располагать вразбежку (см. схему фиг. 243, *б*); однако иногда устраивают и совмещенное расположение стыков (фиг. 243, *а*). Стыки поясов перекрываются деревянными или металлическими накладками.

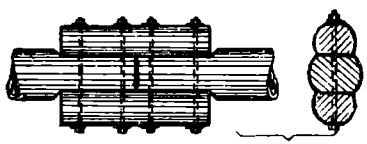


Фиг. 242. Поперечная балка с металлическим шпренгелем.

Деревянные накладки (фиг. 244) применяют только в мостах под весьма легкую нагрузку для перекрытия стыков сжатых поясов. Обычно же стыки обоих поясов перекрываются парными металлическими накладками с металлическими же шпонками (фиг. 245). Накладки делаются из листового железа (фиг. 246), толщиной 8—10 *мм*; шпонки приклепывают к накладкам заклепками диаметром 14—17 *мм*, имеющими потайные головки со стороны врубки в дерево (фиг. 247).

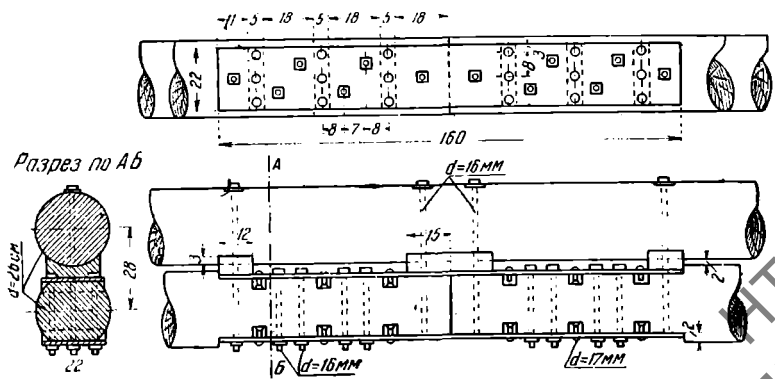


Фиг. 243. Схемы расположения стыков в поясах.



Фиг. 244. Стык с деревянными накладками.

Накладки, как правило, располагаются вертикально. При работе стыкаемого элемента пояса на местный изгиб допускают горизонтальное расположение накладок, дающее больший момент инерции. В



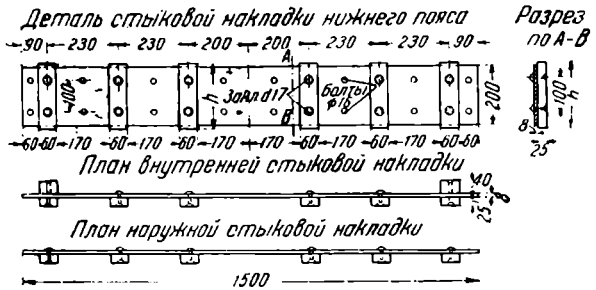
Фиг. 245. Стык с металлическими накладками.

НТБ ДНУЗТ

случае применения горизонтальных шпоночных накладок рекомендуется постановка также дополнительных вертикальных накладок без шпонок, на болтах (фиг. 248).

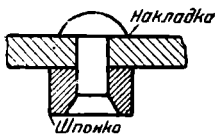
Одновременное перекрытие стыка вертикальными и горизонтальными накладками по всей высоте и ширине бруса (коробчатый, закрытый стык) недопустимо, вследствие легкой загниваемости.

Накладки, помещаемые в зазоре между поясными бревнами (брусьями), для обеспечения прижатия к стыкаемым элементам снабжаются на концах дополнительными шпонками, наружными по отношению к стыкаемым элементам (см. фиг. 246). В целях экономии металла часто устраивают узкие стыковые накладки шириной менее высоты стыкаемых элементов; длина шпонок в этом случае остается равной высоте стыкаемого бруса.



Фиг. 246. Металлические шпоночные накладки.

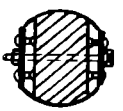
В накладках, перекрывающих бревенчатые пояса, в целях более полного использования врубок для работы на смятие, иногда применяют шпонки трапецоидальной формы (фиг. 249).



Фиг. 247. Деталь прикрепления шпонки к накладке.



Фиг. 248. Стык с горизонтальными накладками.



Фиг. 249. Накладки с трапецоидальными шпонками.

Для обеспечения равномерного распределения усилий между шпонками число шпонок в каждой полунакладке не должно быть более 3—4.

Раскосы

Раскосы ферм Гау делают как прямоугольного, так и круглого сечения. Обычно основные раскосы имеют двойное сечение, обратные же — одиночное. В фермах больших пролетов под тяжелую нагрузку основные раскосы могут быть тройные, обратные тогда двойные. В местах взаимного пересечения раскосы стягиваются болтами, с постановкой, в случае необходимости, прокладок. Ветви раскосов составного сечения для обеспечения совместной работы на сжатие стягиваются между собой болтами с прокладками или шпонками.

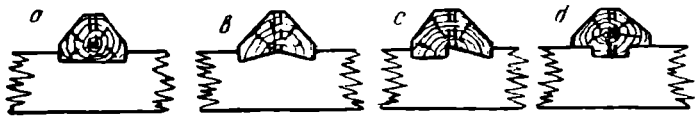
В местах примыкания раскосов к подушкам для центрирования

ПГТУ ДНУЗТ

сопряжения при сборке ставятся деревянные или металлические потайные шипы. Шипы эти служат также для предохранения от смещения раскосов со своих мест в случае отставания их торцов от подушек, наблюдающегося в мостах Гау под влиянием усушки ферм, обмятий в сопряжениях и врубках, а также от ослабления тяжей.

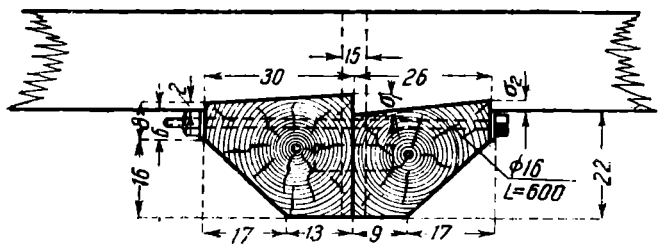
Подушки

Узловые подушки в фермах Гау обычно делают из дерева. Наиболее употребительны при этом подушки, образованные из брусьев, расположенных волокнами перпендикулярно к плоскости ферм. Так



Фиг. 250. Типы подушек ферм Гау

как в этом случае давление, передаваемое торцами раскосов, действует на подушки поперек волокон, то их приходится делать из более прочного леса (дуб, сосна лучшего качества и др.). Основные типы подушек, применяемых в фермах Гау, приведены на фиг. 250. При больших усилиях, передаваемых раскосами, подушки делают зубчатыми (фиг. 250, *b*, *c*, *d*). Широкие подушки делают составными из двух брусьев, связанных деревянными потайными шипами и болтами (фиг. 251).



Фиг. 251. Составная подушка.

В целях экономии высококачественного леса иногда применяют подушки из того же лесоматериала, который используется для основных элементов пролетного строения.

В этом случае каждая подушка составляется из нескольких брусьев, располагаемых волокнами вдоль пояса и сплачиваемых между собой взаимной врубкой и болтами (фиг. 252).

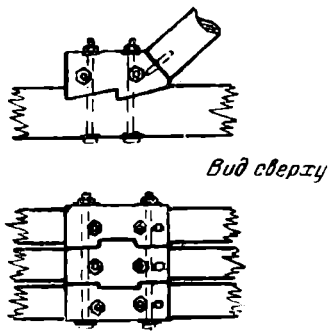
В прежние годы в мостах Гау весьма часто применяли металлические подушки в виде чугунных литых башмаков. На фиг. 253 представлено сопряжение с чугунной подушкой простейшего типа; подушка удерживается от сдвига гребнем, врезанным в пояс.

В настоящее время в целях экономии металла чугунные подушки не применяются.

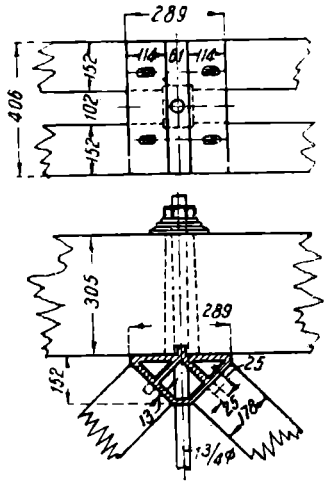
НТБ ДНУЗТ

Тяжи ферм Гау

Тяжи ферм Гау работают всегда на растяжение и выполняются из круглого железа диаметром от 2 до 10 *см*. Для удобства сборки и облегчения натяжения ферм тяжи обычно снабжают с обеих сторон нарезкой для гаек. Перед нарезкой концы тяжей нагреваются до светлокрасного каления и осаживаются настолько, чтобы сечение тяжа, ослабленное нарезкой, было не менее основного сечения (фиг. 254).



Фиг. 252. Составная подушка из лесоматериала обычного качества.



Фиг. 253. Узел фермы Гау с чугунной подушкой.

При осаживании концов металлических тяжей в металле могут появиться повреждения (например при слишком быстром охлаждении). Поэтому иногда в целях предосторожности отказываются от осаживания концов тяжей и идут на увеличение расхода металла вызываемое необходимостью утолщения тяжей.



Фиг. 254. Нарезка конца тяжа.



Фиг. 255. Стяжная муфта.

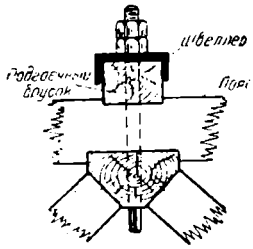
Концы тяжей имеют гайки и контргайки. Контргайки необходимы для предохранения гаек от развинчивания при сотрясениях от прохода по мосту временной нагрузки.

Для удобства подтягивания тяжей их иногда снабжают стяжными муфтами (фиг. 255).

Число тяжей в каждой стойке определяется количеством брусьев (бревен) в поясах. Тяжи пропускают в зазоры между брусьями поясов; поэтому число тяжей на единицу меньше числа брусьев в поясах. При поясах из одного бруса тяжи делают одиночными, пропуская их в отверстия, просверленные в брусьях поясов.

НТБ ДИЗТ

Чем больше число тяжей в стыке, тем труднее обеспечить одинаковое их натяжение, а следовательно и равномерность распределения усилий между отдельными тяжами. Поэтому допускаемое напряжение, принимаемое для одиночных тяжей равным 1 300 *кг/см*², для двойных, тройных и четверных тяжей принимается равным 1 100 *кг/см*².



Фиг. 256. Закрепление конца тяжа.

Чтобы гайки тяжей не вдавливались в дерево, под них подкладывают металлические шайбы. Раньше шайбы делали чугунными, теперь же обычно делают их из листового железа или обрезков швеллерного железа (фиг. 256). Для распределения усилий от тяжей между брусьями (бревнами) пояса, под металлические шайбы ставят деревянные распределительные бруски, часто называемые «подгаечными». Подгаечные бруски проверяются на смятие под шайбами и на перелом в середине; материалом для них служит дуб или сосна лучшего качества.

КОНСТРУКЦИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СИСТЕМЫ ГАУ

§ 43. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ ГАУ С ЕЗДОЙ ПО ВЕРХУ

На фиг. 257 (см. вклейку) приведена конструкция пролетного строения моста системы Гау с ездой по верху под нагрузку Н8 при габарите Г2.

Пролетное строение состоит из трех ферм, расположенных на расстоянии 3 *м* друг от друга. Расчетный пролет ферм l=21,2 *м*; теоретическая высота h=3,2 *м* $= \left(\frac{1}{6{,}6}\, l\right)$. Длина панелей 2,12 *м*.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, продольных и поперечных балок. Верхний настил из досок 6×24 *см*, уложенных вдоль моста; нижний настил из досок 8×24 *см*, уложенных поперек моста с зазорами между досками по 2 *см*.

Настилу придан поперечный уклон i=2% путем подтески постелей у бревен, входящих в состав поперечных балок. Поперечные балки, опирающиеся центрально в узлах главных ферм, устроены в виде пакетов из бревен d=24 *см*.

Каждая поперечная балка составлена из 4 бревен, связанных между собою анкерами и болтами. Нижний ярус бревен поперечных балок цельный, на всю ширину моста; верхний же ярус составлен из двух частей, имеющих в середине стык. Передача давлений поперечных балок на верхние пояса главных ферм происходит при помощи специальных дубовых подушек (ср. фиг. 237).

Главные фермы запроектированы целиком из круглого леса. Пояса ферм как верхние, так и нижние состоят каждый из двух бревен d=26 *см*, расположенных с зазорами по 4 *см* для пропуска металлических тяжей. Стыки бревен и поясов расположены вразбежку посредине панелей и перекрыты обычным способом помощью металлических шпоночных накладок.

Восходящие (сжатые) раскосы главных ферм имеют двойное сечение; обратные раскосы составлены из одного бревна. В пересечениях

НТБ ДНУЗТ

прямые и обратные раскосы связаны между собою болтами. Бревна восходящих раскосов, кроме того, скреплены между собою болтами и деревянными прокладками. Концы раскосов упираются в дубовые узловые подушки и центрированы помощью дубовых вкладышей. Металлические тяжи, пропущенные в зазоры между бревнами поясов, передают свое усилие поясам помощью металлических шайб швеллерного сечения и деревянных подгаечных брусьев, проходящих на всю ширину моста и служащих одновременно и поперечными схватками горизонтальных ветровых связей.

Верхние и нижние продольные связи — полураскосной системы, расположены в уровне верхнего и нижнего поясов. Диагонали как верхних, так и нижних связей устроены из брусьев, врубленных концами в распорки. Вертикальные поперечные связи расположены над опорами и в узлах 3 и 7. Опорные вертикальные связи устроены из подкосов круглого сечения, упирающихся в горизонтальные круглые схватки, примыкающие к узловым подушкам главных ферм. Диагонали поперечных связей в узлах 3 и 7 упираются в специальные подушки, прилегающие к боковой поверхности поясов и поперечным распоркам.

Наиболее характерные детали узлов и сопряжений описанного пролетного строения приведены на фиг. 258.

Другим характерным примером применения системы Гау для моста с ездой по верху является приведенное на фиг. 259 и 260 (см. вклейку) пролетное строение, запроектированное под нагрузку Н8 при габарите Г4.

Пролетное строение имеет две главные фермы пролетом $l=21{,}6$ *м*; расчетная высота ферм $h=3{,}5$ *м*; длина панелей $d=2{,}16$ *м*; расстояние между главными фермами $b=5{,}0$ *м*. Основными особенностями рассматриваемого пролетного строения является, во-первых, устройство поперечных балок проезжей части и их опирание на главные фермы и, во-вторых, применение для главных ферм исключительно пиленого леса.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного поверх круглых продольных балок. Продольные балки уложены на расстоянии 0,71 *м* друг от друга и опираются на поперечные балки прямоугольного сечения, опирающиеся в свою очередь на верхние пояса главных ферм вблизи их узлов. Продольные балки имеют стыки через каждые две панели, расположенные над поперечными балками и устроенные путем косой врубки с металлическими скобками.

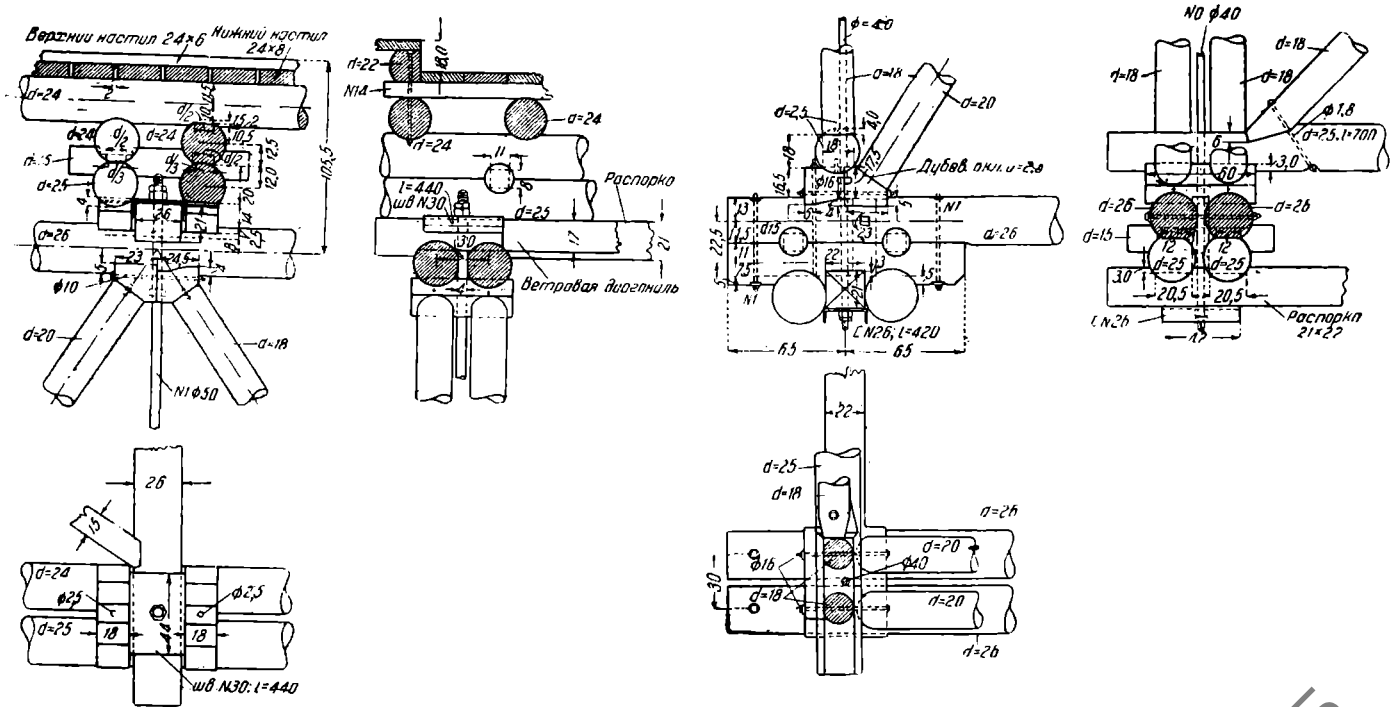
Повышенные тротуары консольного типа с обеих сторон проезжей части опираются на выпущенные концы поперечных балок помощью поперечных брусков и продольной доски, поставленной на ребро.

Детали конструкции тротуара приведены на фиг. 261.

Поперечные балки поддерживаются в средней части подкосами и ригелями. Ригели связаны с поперечными балками болтами и шпонками; подкосы упираются верхними концами в ригель, нижними же — в горизонтальные поперечные схватки, уложенные поверх нижнего пояса главных ферм. Такое устройство проезжей части дает возможность перекрыть легкими поперечными балками большое расстояние (5,0 *м*) между главными фермами моста.

Устройство ригельно-подкосной конструкции, поддерживающей

НТБ ДНУЗТ

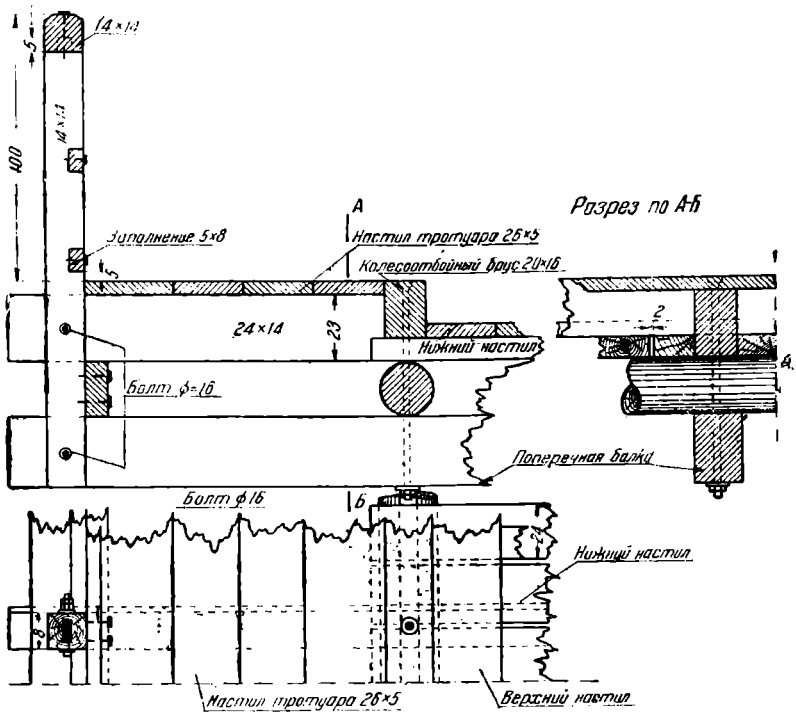


Фиг. 258. Детали узлов и сопряжений моста Гау приведенного на фиг. 257

НТБ ДНУЗТ

среднюю часть поперечных балок, одновременно служит и для передачи части вертикальной нагрузки на нижние пояса главных ферм.

Пояса главных ферм составлены каждый из двух брусьев с зазорами для пропуска металлических тяжей. Восходящие (основные) раскосы имеют двойное сечение, обратные же раскосы — одиночное. Тяжи проходят сквозь подушки в зазоры между брусьями поясов и имеют на концах гайки с шайбами и деревянными распределительными брусками. На опорах кроме металлических тяжей поставлены также деревянные стойки, работающие на местное сжатие. Благодаря эксцентричному расположению поперечных балок на расстоянии 0,4 *м* от



Фиг. 264. Дета конструкции тротуара.

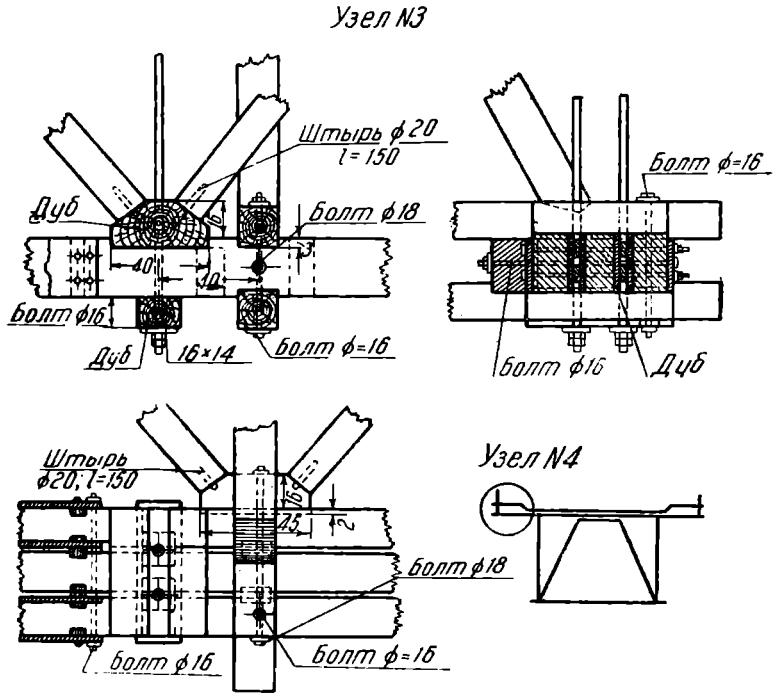
узлов, оба пояса фермы, как верхний, так и нижний, работают на местный изгиб. Стыки верхнего и нижнего поясов располагаются в панелях вразбежку. Стыки перекрыты металлическими шпоночными накладками. Поперечная жесткость пролетного строения обеспечивается устройством горизонтальной ветровой фермы в уровне нижних поясов и поперечными вертикальными связями.

Горизонтальные связи состоят из распорок и диагоналей. Распорками связей служат деревянные поперечные схватки, прикрепленные к нижнему поясу в местах расположения подкосов проезжей части. Диагонали брусчатого сечения упираются своими концами в деревянные подушки, врезанные в пояса. В местах пересечения диагонали

НТБ ДГУЗТ

взаимно врублены. Вертикальными поперечными связями служат подкосы проезжей части, поддерживающие поперечные балки; специальные крестовые поперечные связи поставлены только на опорах.

Основные детали конструкции узлов главных ферм приведены на фиг. 262.



Фиг. 262. Детали конструкции пролетного строения Гау, приведенного на фиг. 259.

§ 44. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ ГАУ С ЕЗДОЮ ПО НИЗУ

На фиг. 263 (см. вклейку) приведена конструкция пролетного строения системы Гау с расчетным пролетом l=31,5 *м*. Расчетная высота главных ферм h=6,2 *м*; ширина моста b=5,7 *м*.

Пролетное строение запроектировано под нагрузку Н6 при габарите Г5.

Сравнительно легкая нагрузка позволила применить здесь, несмотря на значительный пролет, простую систему Гау с перекрестными раскосами, без дополнительных шпренгельных тяжей.

Особенностью данного проекта является применение исключительно круглого леса, как для элементов проезжей части, так и для главных ферм и связей. Применение в решетчатых пролетных строениях круглого леса имеет свои достоинства и недостатки. К достоинствам применения круглого леса следует отнести: более полное использование стволов дерева и меньшее количество отходов, несколько меньшее количество работ по обработке леса, большую стойкость круглого леса про-

ДИЗТ

тив загнивания. К недостаткам круглого леса относятся: затрудненность отбора леса высокого качества при приемке и некоторое усложнение конструкции по сравнению с пролетными строениями из пиленого леса.

Проезжая часть моста состоит из продольного досчатого настила 24×6 *см*, уложенного на поперечный настил 22×8 *см*, поддерживаемый спаренными продольными прогонами $d = 26$ *см*, лежащими на расстоянии 0,9 *м* друг от друга.

Проезжая часть, шириной 4,5 *м*, ограничена по бокам колесоотбойными бревнами. Для отвода воды настилу придан поперечный уклон ($1{,}5\%$) и устроены деревянные водоспускные лотки, расположенные около каждой поперечной балки.

Продольные прогоны опираются на поперечные балки, составленные каждая из 4 круглых бревен, связанных между собою шпонками и стянутых болтами.

Поперечные балки своими концами опираются центрально на узлы главных ферм. Для этого над узловыми подушками главных ферм положены специальные деревянные подкладки, служащие опорами для поперечных балок (см. фиг. 264).

Благодаря центральной передаче давлений поперечных балок, нижние пояса главных ферм работают на чистое растяжение без местного изгиба.

Тротуары расположены снаружи ферм в одном уровне с проезжей частью моста. Тротуарный настил лежит на продольных балках, опирающихся на выпущенные концы верхних бревен поперечных балок.

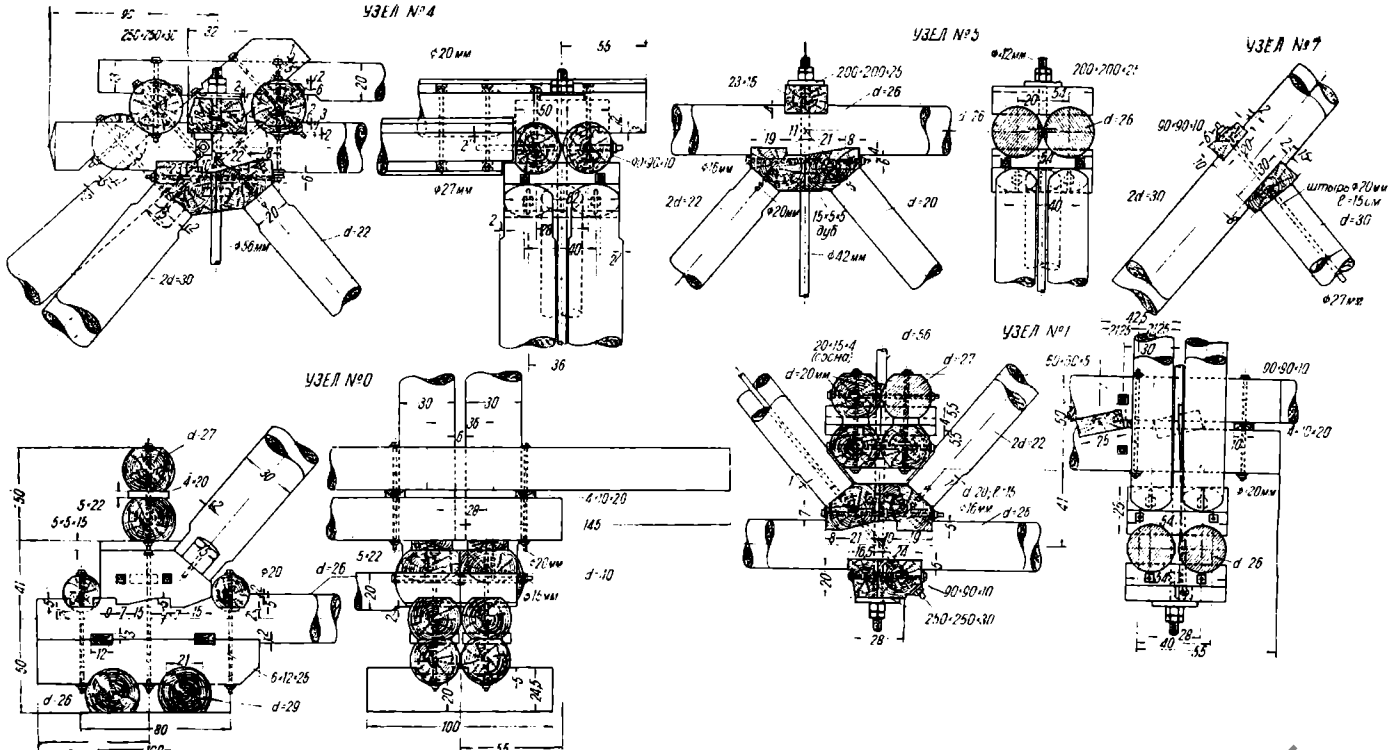
Главные фермы состоят из поясов, перекрещивающихся раскосов и тяжей. Пояса главных ферм имеют сечение из двух бревен $d = 26$ *см* с зазорами между ними для пропуска металлических тяжей. Восходящие раскосы составлены из двух бревен каждый, обратные раскосы — из одного бревна.

Опорный раскос, служащий одновременно и ногой портальной ветровой рамы, состоит из двух бревен $d = 30$ *см*, связанных между собою шпонками и болтами. Полураскос в первой панели служит для уменьшения свободной длины опорного раскоса и состоит из двух бревен и расположенного между ними тяжа. Тяжи главных ферм проходят между обеими ветвями поперечных балок и через щели, имеющиеся между бревнами пояса. Для передачи усилий от тяжей на бревна пояса под шайбы гаек подложены дубовые распределительные бруски.

Ветви элементов, составленных из двух бревен (пояса и восходящие раскосы), связаны деревянными прокладками и болтами. Стыки поясов перекрыты металлическими шпоночными накладками. Стыки расположены в середине панелей, причем в верхнем поясе стык делается одновременно в обоих бревнах сечения, в нижнем же поясе — вразбежку.

Поперечная жесткость пролетных строений обеспечивается устройством горизонтальных поперечных связей вдоль верхнего и нижнего поясов. Обе фермы горизонтальных связей имеют полураскосную решетку. Верхние связи состоят из горизонтальных поперечных схваток, уложенных поверх верхнего пояса, и полураскосов, лежащих на этих схватках, врезанных в них, и притянутых болтами. Панель верхних

НТБ ДПУЗТ



Фиг. 264. Детали узлов пролетного строения Гау, приведенного на фиг. 263.

НТБ ДНУЗТ

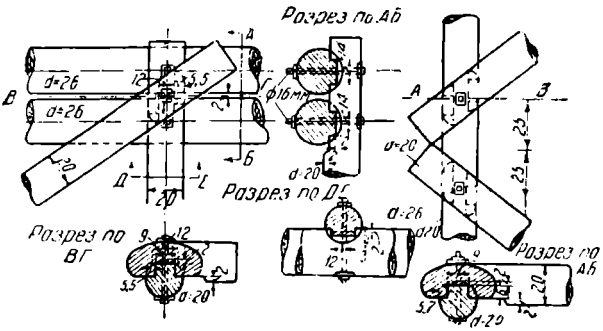
горизонтальных связей $d=3{,}5$ *м*; таким образом узлы верхней горизонтальной фермы не совпадают с узлами главных ферм.

Нижние связи также полураскосной системы, состоят из поперечных распорок, уложенных поверх нижних поясов и диагоналей, составленных из двух полубревен, обхватывающих эти распорки с двух сторон, врезанных в них и стянутых болтами.

Для передачи горизонтальной опорной реакции верхних связей на опоры моста служат портальные ветровые рамы в плоскостях опорных раскосов.

Ногами рамы служат опорные раскосы; распорки составлены из 4 бревен, связанных между собою попарно болтами.

Подкосы портальной рамы заведены между обеими ветвями распорок и связаны с ними болтами. Нижние концы подкосов врезаны в опорные раскосы и также стянуты с ними болтами.



Фиг. 265. Детали узлов верхних связей

Верхние бревна распорок заводятся в узел 4 и связываются с поясами. Нижние бревна прерываются в месте примыкания их к верхним поясам.

Для передачи вертикальной опорной реакции пролетного строения нижние пояса в опорных узлах усилены подбалками, связанными с поясом шпонками и болтами. Давление на опоры передается через опорные (мауэрлатные) брусья.

Деталь сопряжения верхнего пояса с опорными раскосами и распоркой портальной рамы изображена на фиг. 264. Опорный и обратный раскосы упираются в зубчатую узловую подушку составного сечения из двух дубовых брусьев, сплоченных между собою помощью потайных шипов и болтов.

Концы подкосов в месте примыкания к подушке подрублены. Тяж главной фермы проходит через подушку, в щель между бревнами пояса, и передает свое усилие поясам через дубовый распределительный коротыш. Поверх пояса, по обе стороны от распределительного коротыша, лежат верхние бревна распорки портальной рамы. Взаимная связь всех элементов обеспечивается постановкой необходимого количества болтов.

Узел 5 представляет деталь сопряжения раскосов с верхним поясом.

Детали конструкции элементов горизонтальных ветровых связей приведены на фиг. 265 и 266. Фиг. 265 представляет сопряжение распорки и диагонали верхних связей с верхним поясом. Как видно из этой детали, распорки верхних связей врубаются в верхние пояса простой взаимной врубкой и притягиваются к ним болтами.

Полураскосы, уложенные поверх схваток, также врублены в них взаимной врубкой.

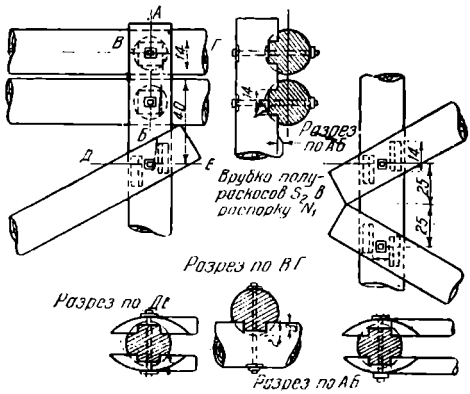
НТБ ДНУЗТ

На фиг. 265 приведено также сопряжение полураскосов с распорками в средних узлах.

Аналогичные врубки применены и для сопряжений элементов нижних ветровых связей (см. фиг. 266).

Другой пример пролетного строения системы Гау с ездой по низу приведен на фиг. 267 (см. вклейку). Расчетный пролет главных ферм $l=22{,}0$ *м*; высота ферм $h=6{,}0$ *м*; ширина моста $b=7{,}3$ *м*.

Особенностью этого пролетного строения является опирание поперечных балок проезжей части на нижний пояс главных ферм в пределах панелей. Вследствие этого нижний пояс кроме растягивающего усилия воспринимает также и момент от местного изгиба.



Фиг. 266. Детали узлов нижних связей.

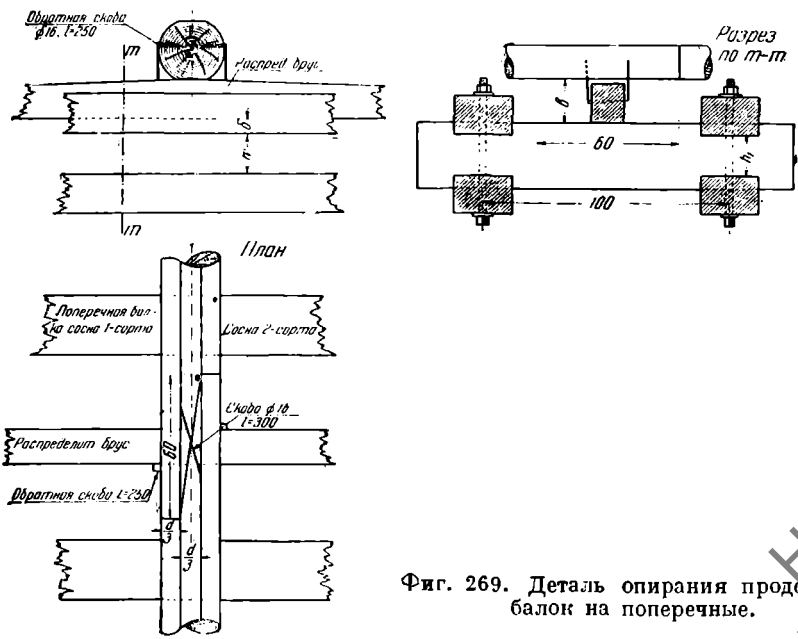
Для уменьшения влияния этого изгиба фермы имеют дополнительные шпренгельные подвески, уменьшающие вдвое длину панелей.

Поперечные балки непосредственно опираются на нижние пояса главных ферм.

Тротуары в рассматриваемом пролетном строении устроены внутренними.

Главные фермы и связи пролетного строения из брусчатого леса и имеют конструкцию, аналогичную рассмотренной выше.

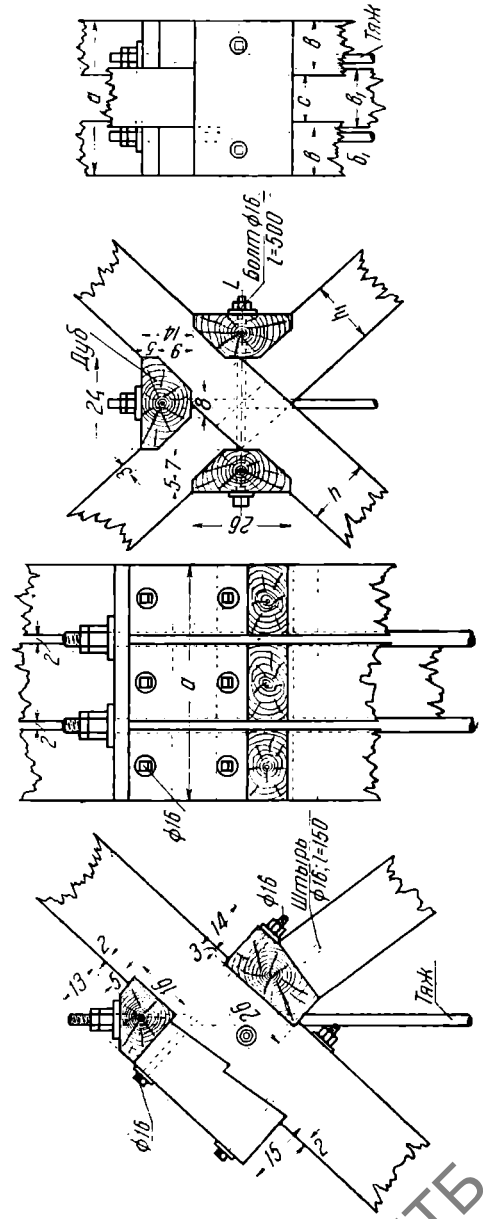
Интересным с точки зрения



Фиг. 269. Деталь опирания продольных балок на поперечные.

НТБ ДНУЗТ

конструкции проезжей части и связей является приведенное на фиг. 268 (см. вклейку) пролетное строение $l=21{,}6$ *м* под нагрузку Н8 при габарите Г4 (проект Укргипродора). Прогоны проезжей части, укладываются на поперечные балки составного сечения, опирающиеся своими концами на нижние пояса главных ферм. Каждая поперечная балка располагается в узлах главных ферм и составлена из 4 брусьев, сечением 26×18 *см*, связанных между собою длинными клиновидными шпонками. В главных узлах ветви поперечных балок приходится раздвигать на расстояние 1 *м* друг от друга (по фасаду моста), что дает возможность пропуска раскосов главных ферм. В дополнительных узлах расстояние между ветвями поперечных балок меньше и составляет 0,44 *м*. Клиновидные шпонки, связывающие между собою верхние и нижние брусья, пропущены на всю ширину поперечных балок и связывают таким образом обе ветви между собою. Брусья связаны между собою также болтами. Для обеспечения центральной передачи давлений прогонов на поперечные балки устроены специальные опорные брусья, лежащие на клиновидных шпонках и служащие опорами для продольных прогонов (фиг. 269). Верхняя поверхность этих брусьев имеет наклонное очертание, обеспечивающее поперечный уклон проезжей части $i=0{,}02$. Продольные балки укрепляются на распределительных брусках помощью металлических обратных скоб.



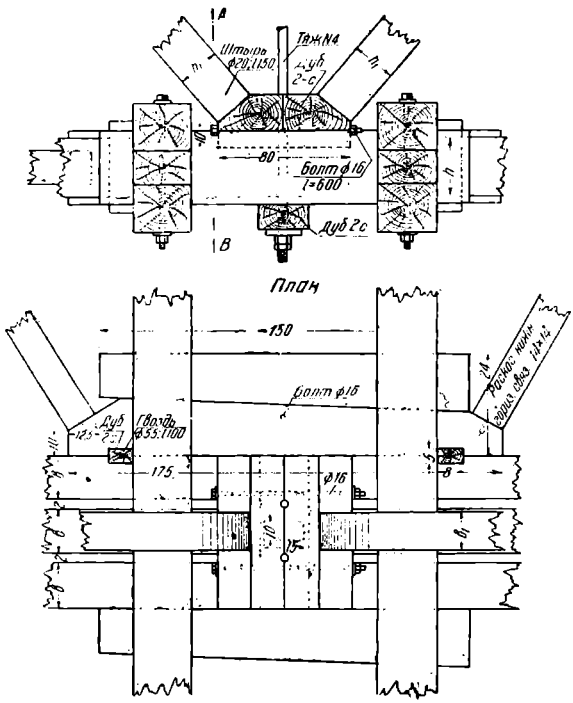
Фиг. 270. Детали сопряжения дополнительных подвесок с раскосами

К недостаткам описанной конструкции проезжей части следует отнести сложность и громоздкость поперечных балок, а также сомнительность удовлетворительной работы длинных клиновидных шпонок.

НТБ ДИИЗТ

Последние и в эксплоатационном отношении безусловно неудовлетворительны, так как подбивка их, благодаря большой длине и большому сечению, будет затруднительна. На фиг. 270 приведены детали сопряжения дополнительных подвесок ферм с раскосами.

Связи моста состоят из верхних и нижних горизонтальных ферм с перекрестными диагоналями и портальных ветровых рам в плоскостях опорных раскосов. Диагонали горизонтальных связей составлены из брусьев 14×14 *см*. В местах пересечения диагонали врубаются в полдерева. Верхние связи имеют кроме диагоналей металлические тяжи; таким образом, верхние связи устроены по обычному типу Гау. Диагонали верхних связей упираются в дубовые подушки, врезанные с внутренней стороны верхнего пояса.



Фиг. 271. Деталь нижнего узла пролетного строения, приведенного на фиг. 268.

Диагонали нижних связей упираются в скошенные концы крайних клиновидных шпонок поперечных балок (фиг. 271). Нижние связи не имеют тяжей, роль которых выполняют поперечные балки.

Опорная рама состоит из верхнего ригеля и подкосов. Ригель составлен из двух брусьев, связанных шпонками; подкос состоит из бруса 16×16 *см*, врезанного одним концом в опорный раскос, другим концом — в распорку рамы.

§ 45. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ ГАУ С ПОЛИГОНАЛЬНЫМИ ВЕРХНИМИ ПОЯСАМИ

Для перекрытия больших пролетов обычные конструкции пролетных строений системы Гау с параллельными поясами оказываются мало приемлемыми.

Во-первых, благодаря тому, что сечение поясов ферм Гау обычно делается одинаковым на всей длине ферм, получается значительная излишняя затрата лесоматериала, напрасно увеличивающая вес пролетных строений. Во-вторых, вследствие большой высоты ферм приходится применять длинный лес для элементов решетки или же делать их составными по длине. И, наконец, благодаря большим усилиям

НТБ ДПИЗТ

в элементах решетки сечения их получаются громоздкими и усложняется сопряжение их с поясами.

Поэтому для перекрытия больших пролетов было предложено применение ферм с полигональным верхним поясом.

Устройство полигонального пояса, с одной стороны, способствует более равномерному распределению усилий в элементах пояса благодаря тому, что высота главных ферм следует эпюре максимальных моментов; с другой же стороны, полигональный пояс уменьшает усилия в элементах решетки и тем самым облегчает конструкцию узловых сопряжений. Пролетные строения системы Гау с полигональными поясами предложены недавно и не успели еще получить достаточного применения.

В настоящее время впервые строится несколько мостов такого типа; практика их эксплоатации должна будет выявить действительные преимущества и недостатки применения полигонального пояса в пролетных строениях системы Гау.

В качестве примера на фиг. 272 (см. вклейку) приведен проект пролетного строения системы Гау с полигональным верхним поясом, пролетом $l=52{,}5$ *м*. Проект разработан Белгипродором (проект инж. Фурмана). Пояса каждой фермы представленного на фиг. 272 пролетного строения составлены каждый из трех бревен, расположенных с зазорами для пропуска металлических тяжей. Бревна связаны между собою болтами с прокладками. Основные раскосы главных ферм имеют сечение из двух бревен, между которыми проходят обратные раскосы одиночного сечения. Раскосы в узлах упираются в дубовые подушки и укреплены потайными штырями. Подушки имеют составное сечение из двух частей, стянутых между собою болтами. Стойки сделаны из металлических тяжей. Стыки бревен нижнего пояса располагаются в панелях; одновременно стыкаются все ветви пояса и перекрываются металлическими шпоночными накладками. Устройство одновременного стыка всех бревен пояса редко применялось в практике прошлого и современного мостостроения. Стыки верхних поясов устроены в узлах. Бревна упираются друг в друга впритык и передают давление непосредственно торцами.

Для укрепления стыков в промежутках между бревнами пояса положены деревянные прокладки. Соединения укрепляются также горизонтальными поперечными схватками, уложенными поверх пояса и связывающими между собою обе фермы, и отчасти деревянными подгаечными брусьями. Подобного рода сопряжение без применения металлических накладок, являясь, с одной стороны, очень простым и легким решением, вместе с тем может вызывать сомнение в достаточной жесткости сопряжения. В практике прошлого и современного мостостроения такого рода сопряжения еще не имели места.

Проезжая часть моста имеет двойной досчатый настил и продольные балки круглого сечения, уложенные поверх поперечных балок. Поперечные балки трехъярусного составного сечения на колодках, укладываются центрально в узлах главных ферм и опираются непосредственно на дубовые узловые подушки. Центральная передача давления от поперечных балок на главные фермы обеспечивает работу нижнего пояса на чистое растяжение без местного изгиба.

НТБ ДНУЗТ

Поперечная жесткость пролетного строения обеспечивается устройством двух систем продольных связей вдоль верхнего и нижнего поясов. Верхние связи состоят из распорок и полураскосов. Распорками связей служат поперечные схватки, расположенные поверх верхнего пояса в узлах главных ферм. Диагонали верхних связей из круглых бревен уложены поверх этих схваток, врублены в них и притянуты к ним болтами (фиг. 272).

Для передачи опорного давления верхних ветровых связей опорам моста устроены портальные ветровые рамы в плоскостях опорных раскосов главных ферм. Ногами портальной рамы служат опорные раскосы, имеющие тройное составное сечение на шпонках. Верхняя распорка рамы состоит из трех бревен, связанных между собою колодками. Полураскосы рамы связаны с распорками и ногами рамы взаимными врубками и болтами. Для уменьшения свободной длины опорного раскоса, работающего на сжатие с продольным изгибом, поставлены дополнительные полураскосы и тяжи, закрепляющие середину раскоса.

Нижние горизонтальные связи устроены аналогично верхним.

Детали основных узлов и сопряжений рассмотренного пролетного строения также приведены на фиг. 272.

Благодаря рационально выбранной схеме главных ферм с полигональным верхним поясом, разгружающим решетку, центральной передаче давлений от проезжей части на узлы главных ферм, а также чрезвычайной простоте устройства узловых сопряжений и стыков, рассмотренное пролетное строение обладает весьма хорошими экономическими характеристиками, требуя значительно меньшей затраты лесоматериала и металла сравнительно с обычными типами пролетных строений системы Гау. Испытание первого моста системы Гау с полигональными верхними поясами, построенного в СССР по вышеописанному проекту, дало хорошие результаты.

Общий вид моста системы Гау с полигональным верхним поясом приведен на фиг. 273.

§ 46. РАСЧЕТ ФЕРМ СИСТЕМЫ ГАУ

При расчете ферм системы Гау принято задаваться предположением, что сопряжения в узлах шарнирны. Кроме того, обычно пренебрегают влиянием начального натяжения тяжей ферм и считают, что в ферме работают только основные восходящие раскосы, обратные же раскосы не учитывают.

Тогда ферма Гау превращается в простую раскосную систему, усилия в элементах которой могут быть определены обычными методами статики сооружений.

Такой способ расчета обеспечивает достаточную точность и, как далее указывается, не дает существенных расхождений с более точным способом, учитывающим начальное натяжение тяжей.

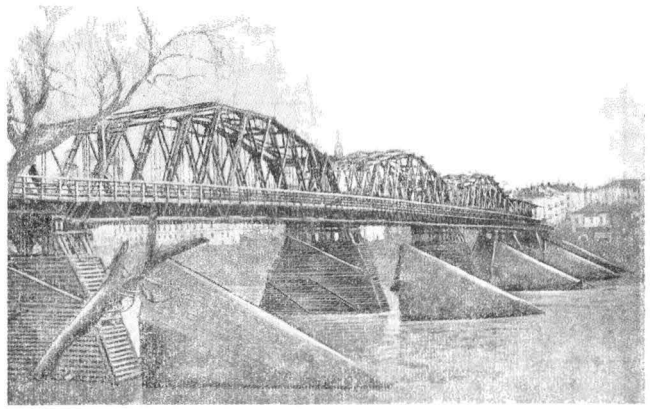
Для определения наибольших усилий в элементах фермы наиболее удобно пользоваться линиями влияния.

Линии влияния для основных элементов фермы Гау с ездой по верху приведены на фиг. 274.

В случае устройства дополнительных стоек, разделяющих пополам панели фермы, линии влияния имеют вид, изображенный на фиг. 275.

НТБ ДГУЗТ

При этом эти линии выведены в том предположении, что дополнительные стойки передают свое давление нижним узлам фермы через нижние части раскосов. Линии влияния для ферм Гау с ездой по низу и дополнительными шпренгельными тяжами приведены на фиг. 276.



Фиг. 273. Общий вид моста с полигональным верхним поясом.

Поперечная установка нагрузки

Для загрузки линий влияния временной нагрузкой и определения наибольших усилий в элементах необходимо в первую очередь произвести поперечную установку временной нагрузки на мосту. Для пролетных строений с ездой по низу наиболее опасным будет расположение нагрузки возможно ближе к рассчитываемой ферме (см. фиг. 277) и загрузка прилежащей тротуарной консоли толпой. Давление, передаваемое в этом случае от одного ряда автомобильных осей рассчитываемой ферме:

$$A = \frac{P}{2b}(a_1 + a_2 + a_3 + a_4) = \frac{\sum Pa}{2b}.$$

Коэфициент поперечной передачи временной нагрузки:

$$k = \frac{A}{P} = \frac{\sum a}{2b}.$$

Погонная нагрузка, передаваемая ферме A от загрузки прилежащей тротуарной консоли:

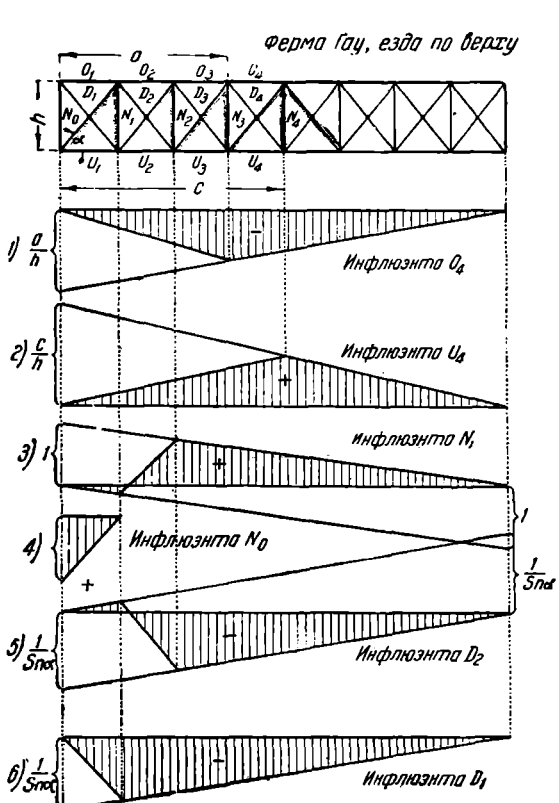
$$p_A = p_0 \cdot c \frac{b + \frac{1}{2}\left(c + b_1\right)}{b} = p_0\, c \left(1 + \frac{c + b_1}{2b}\right),$$

где p_0 — нагрузка от толпы на 1 $м^2$ тротуара.

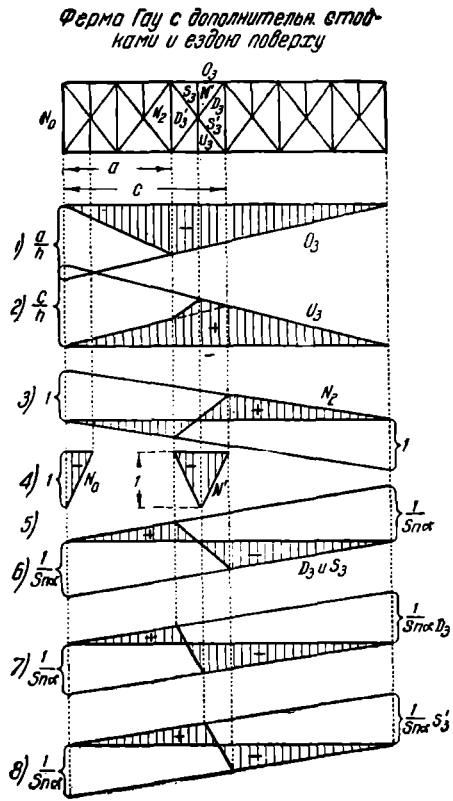
Учет начального натяжения ферм

Выше указывалось, что для улучшения условий работы раскосов ферм Гау и обеспечения плотного опирания их в узловые подушки

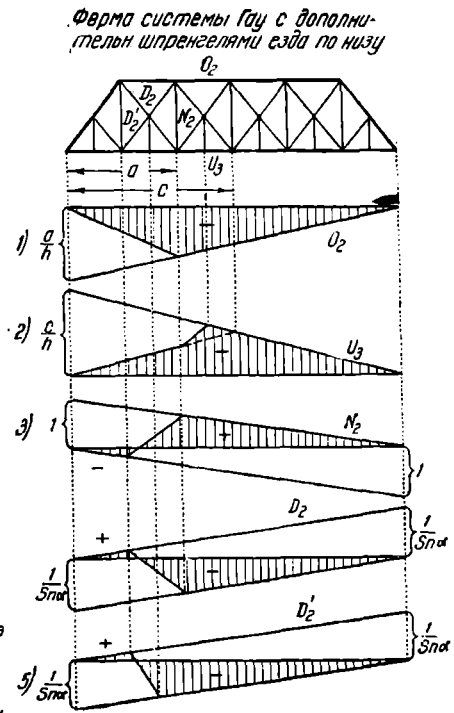
НТБ ДГУЗТ



Фиг. 274. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау с ездой по верху.



Фиг. 275. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау с ездой по верху и дополнительными стойками.

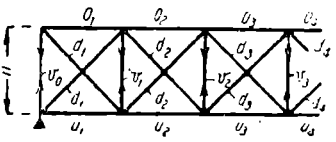


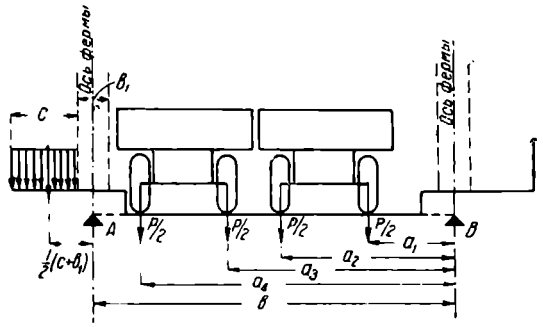
Фиг. 276. Линии влияния для фермы Гау с ездой по низу.

РТБ ДНУЗТ

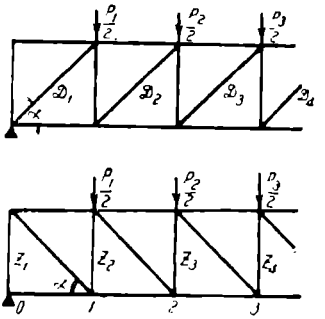
необходимо производить начальное натяжение ферм путем натяжения стоек-тяжей при постройке моста.

Рассмотрим влияние этого натяжения на работу фермы и на усилия в отдельных ее элементах (фиг. 278). Предполагая, как и обычно при расчете деревянных мостов, что узловые сопряжения ферм шарнирны, определим усилия в элементах ферм Гау, возникающие при натяжении стоек усилиями V_0; V_1; $V_2 \ldots$, предполагая при этом, что стойки натянуты симметрично относительно середины фермы. Под действием этих натяжений в раскосах возникнут сжимающие усилия:





Фиг. 277. Поперечная загрузка моста с ездой по низу.



Фиг. 278. К учету начального натяжения фермы Гау.

$$d_1 = -\frac{V_0}{\sin\alpha};\ d_2 = (V_1 - V_0)\frac{1}{\sin\alpha};\ d_3 = -(V_2 - V_1 + V_0)\frac{1}{\sin\alpha};$$

и т. д.

В поясах же растягивающие усилия:

$$O_1 = U_1 = V_0 \operatorname{ctg}\alpha;\quad O_2 = U_2 = (V_1 - V_0)\operatorname{ctg}\alpha;$$
$$O_3 = U_3 = (V_2 - V_1 + V_0)\operatorname{ctg}\alpha \ldots \text{ и т. д.}$$

Под действием вертикальной нагрузки ферма, с зажатыми искусственным натяжением раскосами, работает, как статически неопределимая двухрешетчатая система с числом лишних неизвестных, равным числу панелей.

Усилия в элементах фермы можно определить приближенно, разлагая ферму на две простые раскосные системы (фиг. 278) и полагая, что вертикальная нагрузка распределяется между ними поровну.

Усилия в элементах фермы от вертикальной нагрузки выразятся тогда следующим образом.

Усилия в основных (восходящих) раскосах:

$$D_1 = -\frac{Q_1}{2\sin\alpha};\quad D_2 = -\frac{Q_2}{2\sin\alpha};\quad D_3 = -\frac{Q_3}{2\sin\alpha};\ \ldots \text{ и т. д.}$$

Усилия в обратных раскосах:

$$Z_1 = +\frac{Q_1}{2\sin\alpha};\quad Z_2 = +\frac{Q_2}{2\sin\alpha},\ \ldots \text{ и т. д.,}$$

НТБ ДНУЗТ

где Q_1; Q_2; Q_3... и т. д. — поперечные силы в соответствующих панелях от действия полной вертикальной нагрузки.

Полные усилия в раскосах от вертикальной нагрузки и искусственного натяжения получим, суммируя выведенные выше величины.

Суммарные усилия в основных раскосах:

$$D_1 + d_1 = \left[\frac{Q_1}{2} + V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};\quad D_2 + d_2 = -\left[\frac{Q_2}{2} + V_1 \quad V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};$$

$$D_3 + d_3 = -\left[\frac{Q_3}{2} + V_2 - V_1 + V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};\ldots \text{ и т. д.}$$

Аналогично для обратных раскосов:

$$Z_1 + d_1 = +\left[\frac{Q_1}{2} - V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};\quad Z_2 + d_2 = +\left[\frac{Q_2}{2} \quad V_1 \quad V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};$$

$$Z_3 + d_3 = +\left[\frac{Q_3}{2} - V_2 + V_1 \quad V_0\right]\frac{1}{\sin\alpha};\ldots \text{ и т. д.}$$

Чтобы под действием временной нагрузки раскосы всегда были сжаты и ни в одном из них не могло возникнуть растягивающего действия, могущего вызвать отставание торцов подкосов от подушек, необходимо, чтобы при любом наиневыгоднейшем загружении фермы усилия в обратных раскосах были сжимающими и в крайнем случае доходили до нуля.

Исходя из последнего условия, получим следующие выражения:

$$\left(\frac{Q_1}{2} \quad V_0\right)\frac{1}{\sin\alpha} = 0;\quad \left(\frac{Q_2}{2} \quad V_1 + V_0\right)\frac{1}{\sin\alpha} = 0;$$

$$\left(\frac{Q_3}{2} - V_2 + V_1 \quad V_0\right)\frac{1}{\sin\alpha} = 0;\ldots \text{ и т. д.,}$$

откуда определяются величины необходимых натяжений стоек:

$$V_0 = \frac{Q_1}{2};\quad V_1 = \frac{Q_1 + Q_2}{2};\quad V_3 \quad \frac{Q_2 + Q_3}{2};\ldots \text{ и т. д.}$$

Следовательно начальные натяжения в тяжах ферм Гау следует делать равными полусумме расчетных поперечных сил от наиневыгоднейшей загрузки в прилегающих панелях.

Если начальное натяжение ферм будет произведено в соответствии с выведенными выше значениями V_0; V_1; V_2, то при действии максимальной нагрузки усилия в восходящих (основных) раскосах определятся так:

$$S_1 = D_1 + d_1 = \frac{Q_1}{\sin\alpha};\quad S_2 = D_2 + d_2 = \frac{Q_2}{\sin\alpha};$$

$$S_3 = D_3 + d_2 = \frac{Q_3}{\sin\alpha};\ldots \text{ и т. д.}$$

НТБ ДНУЗТ

В обратных раскосах тех панелей, где под действием временной нагрузки поперечная сила не меняет своего знака, наибольшие усилия будут иметь место во время натяжения ферм при еще ненагруженном состоянии ферм:

$$d_1 = -\frac{V_0}{\sin\alpha} = -\frac{Q_1}{2\sin\alpha};\quad d_2 = -\frac{(V_1 - V_0)}{\sin\alpha} = \frac{-(Q_1 + Q_2 - Q_1)}{2\sin\alpha} =$$

$$= -\frac{Q_2}{2\sin\alpha};\quad d_3 = -\frac{Q_3}{2\sin\alpha};\ldots \text{ и т. д.}$$

Фактические же усилия под действием постоянной и временной нагрузок не будут превышать значений:

$$Z_{1\max} = -\frac{Q_1 - Q_{1\min}}{2\sin\alpha};\ Z_{2\max} = -\frac{Q_2 - Q_{2\min}}{2\sin\alpha};$$

$$Z_{3\max} = -\frac{Q_3 - Q_{3\min}}{2\sin\alpha};\ldots \text{ и т. д.}$$

В тех панелях, где минимальное значение поперечной силы оказывается отрицательным, формулы, определяющие максимальные усилия в обратных раскосах $Z_{1\max}$; $Z_{2\max}$... и т. д., остаются теми же, при условии подстановки значений $Q_{1\min}$; $Q_{2\min}$... и т. д. со своим отрицательным знаком.

Полные усилия в стойках от начального натяжения и вертикальной нагрузки:

$$V_n = \frac{1}{2}(Q_n + Q_{n+1}) + \frac{1}{2}(P_н - P_в),$$

где $P_н$ и $P_в$ — нагрузки, действующие в нижнем и верхнем узлах рассматриваемой стойки.

Полные усилия в поясах:

$$U_n = \frac{1}{h}\frac{M_{n-1} + M_n}{2} + \frac{1}{2}Q_n \operatorname{ctg}\alpha;$$

$$O_n = -\frac{1}{h}\frac{M_{n-1} + M_n}{2} + \frac{1}{2}Q_n \operatorname{ctg}\alpha.$$

Таким образом мы приходим к выводу, что начальное натяжение рм Гау чрезвычайно мало отражается на расчетных усилиях в элементах ферм.

Действительно, наибольшие усилия в основных раскосах не изменяются от начального натяжения ферм.

Усилия в тяжах также оказываются равными максимальным усилиям в стойках, определяемым при неучете начального натяжения. Верхний пояс разгружается благодаря начальному натяжению. Нижний же пояс получает добавочные усилия, пропорциональные расчетным поперечным силам в соответствующих панелях; поэтому в наиболее напряженных средних панелях нижнего пояса, где значения Q_n приближаются к нулю, величины дополнительных усилий оказываются весьма незначительными. В панелях же, ближайших к опорам моста, дополнительные усилия хотя и возрастают, но не представляют опа-

НТБ ДИИЗТ

сности, вследствие всегда имеющихся здесь значительных запасов в сечениях поясов.

И только в обратных раскосах усилия, определяемые при учете начального натяжения ферм, оказываются значительно большими, чем при обычном расчете. Однако и здесь в обычных конструкциях ферм Гау сечения обратных раскосов, как правило, приходится назначать со значительным запасом.

Изложенными обстоятельствами и объясняется то, что расчет ферм системы Гау может производиться без учета натяжения, создаваемого при сборке моста.

§ 47 КОНСТРУКТИВНЫЕ РАСЧЕТЫ ЭЛЕМЕНТОВ И СОПРЯЖЕНИЙ ФЕРМ СИСТЕМЫ ГАУ

Определив одним из изложенных способов наибольшие усилия в элементах фермы, необходимо произвести подбор сечений.

Пояса

Сечения поясов обычно делают одинаковыми по всей длине ферм, а поэтому расчету приходится подвергать лишь средний элемент, подвергающийся наибольшему усилию.

При этом, так как пояса главных ферм одновременно служат и поясами горизонтальных ветровых связей, необходимо подсчитать также дополнительные ветровые усилия в поясе (см. § 48).

Так как при расчете элементов ферм на совместное действие вертикальной и ветровой нагрузок технические условия допускают увеличение допускаемых напряжений на 15%, то учет дополнительных ветровых усилий в поясах следует производить только в том случае, если они превышают 15% величины усилий, вызываемых вертикальной нагрузкой.

При расчете растянутого пояса проверяется наиболее ослабленное врубками и болтами сечение, причем в случае, если соседние врубки или отверстия болтов расположены близко друг от друга, следует учитывать возможность косого разрыва элемента. Проверка напряжений производится по формуле:

$$n = \frac{U}{\omega_{\text{нетто}}} \leqslant n_{\text{раст.}}$$

В поясах, составленных из четырех и более бревен или брусьев, возможна некоторая неравномерность их работы, а потому допускаемое напряжение на растяжение понижается для них на 15%.

Напряжения в сжатых поясах определяются по площади нетто при проверке прочности и по площади брутто — при проверке устойчивости на продольный изгиб.

Обычно более опасные результаты дает проверка на продольный изгиб по формуле:

$$n = \frac{O}{\varphi \omega_{\text{расч}}} \leqslant n_{\text{сж}},$$

где: $\omega_{\text{расч}}$ — расчетная площадь сечения пояса, принимаемая равной: $\omega_{\text{расч}} = \omega_{\text{брутто}}$ — в случаях, когда ослабление сечения пояса не превышает 25% всего сечения, или

НТБ ДНУЗТ

$\omega_{расч} = \frac{4}{3}\omega_{нетто}$ — в случаях, когда ослабление сечения превышает 25%.

За свободную длину при расчете на продольный изгиб принимают: при проверке на выпучивание в плоскости фермы — длину панели главных ферм, при проверке на выпучивание из плоскости фермы — длину панели ветровых связей.

В тех случаях, когда отдельные ветви сечения пояса жестко связаны между собою шпонками, колодками или др., проверка напряжений производится, как для составного сечения по таким же формулам, как и при расчете раскосов составного сечения (см. ниже стр. 209).

В случае если давление от проезжей части передается главным фермам не в узлах, то кроме продольных усилий в соответствующем поясе возникает местный изгиб. Изгибающие моменты в поясах от местного изгиба определяют, считая пояс в пределах панели, как полузаделанную балку. Величина изгибающего момента, как для середины панели, так и для сечений около узлов, может быть приближенно принята равной 60% момента, подсчитанного как для простой балки.

Напряжения от действия изгибающего момента определяются по моменту сопротивления нетто и суммарное напряжение в поясе определяется тогда формулами.

для растянутого пояса:

$$n = \frac{U}{\omega_{нетто}} + \frac{M}{W_{нетто}} \cdot \frac{n_{раст}}{n_{изг}} \leqslant n_{раст};$$

для сжатого пояса:

$$n = \frac{O}{\varphi\omega_{расч}} + \frac{M}{W_{нетто}} \cdot \frac{n_{сж}}{n_{изг}} \leqslant n_{сж}.$$

В открытых мостах устойчивость сжатых поясов проверяется на выпучивание от продольного изгиба из плоскости фермы, причем свободная длина пояса принимается равной расстоянию между жесткими полурамами, укрепляющими пояс. Для обеспечения необходимой устойчивости сжатого пояса полурамы эти должны быть рассчитаны на давление ветра и, кроме того, на горизонтальное усилие, направленное поперек моста и равное 1/100 продольного усилия в поясе.

Расчет стыка пояса, перекрытого металлическими шпоночными накладками

Рассмотрим общий случай работы стыкового соединения на совместное действие продольной силы N и изгибающего момента от местного изгиба M. Стык предположим перекрытым с двух сторон вертикальными металлическими накладками с приклепанными к ним металлическими шпонками (фиг. 279).

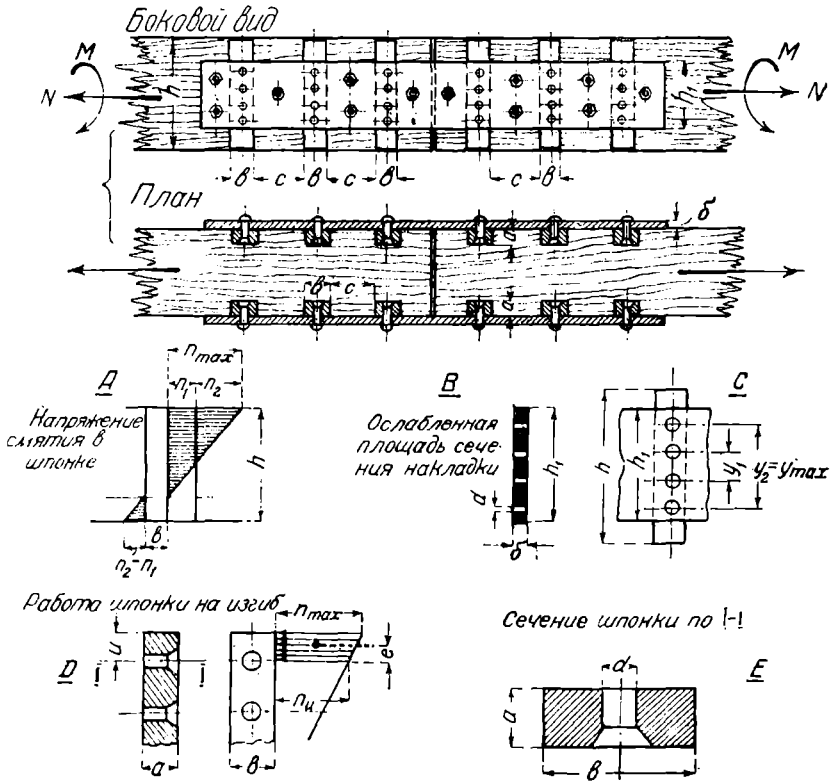
Под влиянием усилий N и M в соединении необходимо произвести следующие поверки прочности:

1) проверка напряжений смятия в местах врезки шпонок в дерево,
2) проверка на скалывание дерева на участках между шпонками,
3) проверка прочности металлических накладок,
4) проверка на срезывание заклепок, прикрепляющих шпонки к накладкам,

КГБ ДПУЗТ

5) проверка прочности самих шпонок на изгиб.

При расчете стыка влияние болтов, стягивающих накладки, в учет не вводится.



Фиг. 279. К расчету стыка пояса с металлическими шпоночными накладками.

Для проведения дальнейших выводов примем следующие обозначения (фиг. 279):

k — число шпонок в полунакладке,

h — высота шпонок,

a — глубина врезки шпонок в элемент,

b — ширина шпонок,

c — расстояние между шпонками,

d — диаметр заклепок, прикрепляющих шпонки,

m — число заклепок в шпонке.

Проверка смятия дерева шпонками

Напряжение на смятие в шпонках от действия продольной силы N при двухсторонних накладках (фиг. 279, *А*):

$$n_1 = \frac{N}{\omega_{см}} = \frac{N}{2kah},$$

НТБ ДНУЗТ

где $\omega_{см} = 2kah$ — площадь шпонок, работающая на смятие. От действия изгибающего момента M наибольшее напряжение смятия будет:

$$n_2 = \frac{M}{W_{см}} = \frac{3M}{kah^2},$$

где $W_{см} = 2k\frac{ah^2}{6}$ — момент сопротивления площадок смятия.

Полное наибольшее напряжение смятия в соединении:

$$n_{max} = \frac{N}{2kah} + \frac{3M}{kah^2} \leqslant n_{см}, \qquad (1)$$

де $n_{см}$ — допускаемое напряжение дерева на смятие вдоль волокон.

Пользуясь выражением (1), можем, имея высоту шпонок h и задавшись числом их k, получить необходимую глубину врезки шпонок a:

$$a \geqslant \frac{1}{2khn_{см}}\left(N + 6\frac{M}{h}\right). \qquad (2)$$

Проверка на скалывание дерева между шпонками

Усилие, передаваемое дереву шпонкой в крайней точке на протяжении 1 *см*:

$$S = n_{max} \cdot 1 \cdot a\,.$$

Усилие это стремится сколоть дерево на участке c между шпонками. Пренебрегая сопротивлением скалыванию в горизонтальной плоскости между рассматриваемой частью дерева и примыкающими волокнами, получим площадь скалывания:

$$w_{ск} = 1 \cdot c;$$

тогда напряжение скалывания:

$$t_{max} = \frac{S}{w_{ск}} = \frac{n_{max} \cdot a}{c} \leqslant t_{ск}, \qquad (3)$$

где $t_{ск}$ — допускаемое напряжение дерева на скалывание вдоль волокон. Из выражения (3), пользуясь формулой (1), получим:

$$t_{max} = \frac{a}{c}\left(\frac{N}{2kah} + \frac{3M}{kah^2}\right) = \frac{1}{2kch}\left(N + 6\frac{M}{h}\right) \leqslant t_{доп}. \qquad (3')$$

Отсюда получим формулу, определяющую необходимое расстояние между шпонками:

$$c \geqslant \frac{1}{2kht_{доп}}\left(N + \frac{6}{h}м\right). \qquad (4)$$

Весьма часто величину c определяют из формулы (3), полагая $n_{max} = n_{доп}$; тогда:

$$c = a\frac{n_{доп}}{t_{доп}}. \qquad (5)$$

НТБ ДНУЗТ

Проверка прочности металлических накладок

Опасным сечением накладки является место прикрепления к ней первой от стыка шпонки, ослабленное заклепочными отверстиями (фиг. 279, *B*).

Обозначая через $\omega_{\text{нетто}}$ площадь поперечного сечения накладки за вычетом ослабления заклепочными отверстиями, $W_{\text{нетто}}$ — момент сопротивления того же сечения, получим полное напряжение в накладке от совместного действия продольной силы и момента (при двухсторонних накладках):

$$n = \frac{N}{2\omega_{\text{нетто}}} + \frac{M}{2W_{\text{нетто}}} \leqslant n_{\text{мет}}, \tag{6}$$

где $n_{\text{мет}}$ — допускаемое напряжение для металлических накладок.

Выражение (6) позволяет, задавшись высотой накладок h_1, определить необходимую толщину их δ.

Расчет заклепок, прикрепляющих шпонки

Обозначая через m — число заклепок в каждой шпонке и d — диаметр этих заклепок, получим напряжение на срезывание в заклепках от действия продольного усилия N и момента M по формуле:

$$t = \frac{N}{2km\omega_{\text{ср}}} + \frac{M}{2kW_{\text{ср}}} \leqslant t_{\text{доп}}, \tag{7}$$

где: $\omega_{\text{ср}} = \frac{\pi d^2}{4}$ — площадь срезывания одной заклепки,

$W_{\text{ср}} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\sum y^2}{y_{\max}}$ — момент сопротивления сечений заклепок, прикрепляющих одну шпонку при работе на срезывание от момента (фиг. 279, *C*),

$t_{\text{доп}}$ — допускаемое напряжение заклепок на срезывание.

Проверка заклепок на смятие обычно бывает менее опасна.

Из выражения (7), вставляя значения $\omega_{\text{ср}}$ и $W_{\text{ср}}$, можем выразить необходимый диаметр заклепок для прикрепления шпонок

$$d \geqslant \sqrt{\frac{2}{\pi k}\left(\frac{N}{m} + \frac{My_{\max}}{\sum y^2}\right)}. \tag{8}$$

Расчет шпонки на изгиб

Под действием давления, передаваемого шпонкой дереву, сама шпонка будет работать на изгиб как балка, нагруженная эпюрой сминающих напряжений, опорами которой служат заклепки. Наиболее опасно сечение шпонки по крайнему ряду заклепок *I—I* (фиг. 279, *D*).

НТБ ДПУЗТ

Изгибающий момент в сечении $I—I$ шпонки:

$$M_I = \frac{(n_{max} + n_u)}{2} u \cdot a \cdot e, \qquad (9)$$

где: u — расстояние оси заклепки от края шпонки,

e — расстояние центра тяжести эпюры действующих на шпонку давлений от оси заклепки $I—I$.

Обозначая через $W^1_{нетто}$ момент сопротивления шпонки в сечении $I—I$ за вычетом ослабления заклепкой (фиг. 279, E), получим условие прочности:

$$\frac{M_I}{W^1_{нетто}} \leqslant n_{мет}, \qquad (10)$$

где $n_{мет}$ — допускаемое напряжение на изгиб в металлической шпонке. Выражение (10) позволяет определить необходимую ширину шпонок b.

В случае работы стыка на одно лишь продольное усилие без местного изгиба, все выведенные выше формулы остаются в силе и необходима лишь подстановка значения $M=0$.

В случае перекрытия стыка горизонтальными накладками расчет соединения основывается на аналогичных принципах, но расчетные формулы несколько видоизменяются.

Стыки сжатых поясов разрешается рассчитывать в предположении, что половина сжимающего усилия передается с торца на торец, другая же половина — через накладки.

Раскосы

Раскосы ферм Гау рассчитываются на сжатие с продольным изгибом. Свободная длина их, независимо от числа встречных раскосов, принимается равной: при расчете на выпучивание в плоскости фермы — расстоянию между точками пересечения осей раскосов; из плоскости фермы — полной длине раскоса, умноженной на коэфициент μ, учитывающий противодействие обратного раскоса и определяемый по формуле:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_1}{J_0}}} \text{ (но не менее 0,5)},$$

где: J_0 — момент инерции расчетного сжатого раскоса,

J_1 — момент инерции встречного раскоса.

Раскосы составного сечения, ветви которых жестко связаны между собою шпонками, колодками или др., рассчитываются на продольный изгиб следующим образом (фиг. 280).

Проверка на продольный изгиб в плоскости фермы производится обычным путем по формуле:

$$n = \frac{N}{\varphi \omega_{расч}} \leqslant n_{сж},$$

НТБ ДНУЗТ

в которой коэфициент φ определяется по отношению $\frac{l_x}{\rho_x}$, где l_x — расчетная длина раскоса в плоскости фермы, ρ_x — соответствующий радиус инерции сечения.

Проверка на продольный изгиб из плоскости фермы должна производиться с учетом гибкости составляющих сечение элементов по формуле:

$$n = \frac{N}{\varphi_y \varphi_1 \omega_{\text{расч}}} \leqslant n_{\text{сж}},$$

где: N — усилие, сжимающее элемент,

ω — полная площадь сечения элемента,

φ_y — коэфициент продольного изгиба, определяемый по гибкости $\frac{l_y}{\rho_y}$ всего стержня в целом,

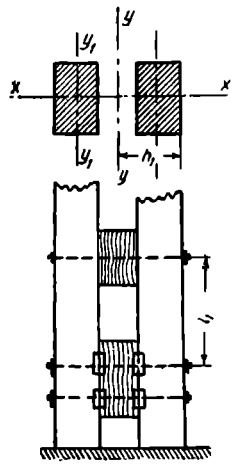
φ_1 — коэфициент, определяемый по гибкости $\frac{l_1}{\rho_1}$ отдельной ветви сечения,

l_y — расчетная длина всего стержня с учетом коэфициента μ,

ρ_y — радиус инерции всего сечения относительно оси y,

l_1 — расчетная длина отдельной ветви, принимаемая равной расстоянию между связями жесткости (разрешается принимать расстояние между крайними болтами, гвоздями и т. п.),

ρ_1 — радиус инерции элемента ветви относительно оси y_1, параллельной оси y.



Фиг. 280. К расчету раскосов составного сечения.

Расстояние между связями l_1 следует назначать так, чтобы гибкость $\frac{l_1}{\rho_1}$ была меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения $\frac{l_x}{\rho_x}$ или $\frac{l_y}{\rho_y}$.

Связи, соединяющие ветви составного сечения сжатого элемента, должны быть рассчитаны на сдвигающую силу, стремящуюся сдвинуть одну ветвь сечения относительно другой. Сдвигающее усилие, действующее на протяжении половины длины элемента, принимается равным:

$$T = k_c \frac{S}{h_1} \cdot \frac{n_{\text{изг}}}{n_{\text{сж}}} \left(\frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{N}{\omega_{\text{расч}}},$$

где: S — статический момент той части, которая сдвигается по рассматриваемому шву, относительно оси $y-y$,

h_1 — расстояние крайнего волокна сечения от той же оси,

N — сжимающее усилие,

$\omega_{\text{расч}}$ — расчетная площадь сечения элемента,

$n_{\text{изг}}$ и $n_{\text{сж}}$ — допускаемые напряжения на изгиб и сжатие,

НТБ ДНУЗТ

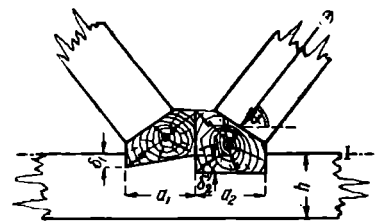
k_c — коэфициент сдвига, зависящий от числа швов в сечении, принимаемый равным (см. также табл. II на стр. 151):

$k_c = 1{,}01$ — при одном шве.
$k_c = 1{,}03$ — при двух швах,
$k_c = 1{,}05$ — при трех швах.

Сила T распределяется между всеми связями, скрепляющими ветви элемента на протяжении половины его длины. Связи должны быть плотными и располагаются равномерно по длине стержня. Узловые связи при этом в расчет не вводятся.

Расчет подушек

Горизонтальное усилие, стремящееся сдвинуть подушку по поясу, без учета влияния трения, равняется $D\cos\alpha$. Это усилие передается на пояс путем врубки в него подушки. Для изображенной на фиг. 281 подушки напряжение смятия в местах передачи горизонтальных давлений:



Фиг. 281. К расчету узловой подушки.

$$n = \frac{D\cos\alpha}{(\delta_1+\delta_2)\,b} \leqslant n_{см},$$

где: δ_1 и δ_2 — глубина врубок подушки в пояс,
b — ширина элементов пояса.

Напряжение на скалывание зубцов подушки по плоскости *I—I*:

$$t_1 = \frac{D\cos\alpha\cdot\delta_1}{(\delta_1+\delta_2)a_1 b_1} \leqslant t_{ск},$$

$$t_2 = \frac{D\cos\alpha\cdot\delta_2}{(\delta_1+\delta_2)a_2 b_1} \leqslant t_{ск},$$

где: b_1 — длина подушки в направлении перпендикулярном плоскости фермы,

$t_{ск}$ — допускаемое напряжение подушки на скалывание.

Для улучшения работы на скалывание элементов пояса на участке a_1 следует делать глубину врезки δ_2 несколько более величины δ_1; обычно принимают $\delta_1 = (0{,}5—0{,}8)\,\delta_2$.

При одинаковой глубине зарубки $\delta_1 = \delta_2$ необходима проверка на скалывание древесины пояса на участке a_1:

$$t_1' = \frac{D\cos\alpha\cdot\delta_2}{(\delta_1+\delta_2)\,a_1 b} \leqslant t_{ск}^{\circ},$$

где $t_{ск}^{\circ}$ — допускаемое напряжение на скалывание вдоль волокон в поясе.

§ 48. РАСЧЕТ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ НА ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ

При действии ветровой нагрузки необходимо, во-первых, проверить устойчивость пролетного строения на опрокидывание и, во-вторых, рассчитать имеющиеся в нем продольные и поперечные связи.

НТБ ПГУЗТ

Величины ветрового давления на 1 $м^2$ поверхности, подверженной действию ветра, принимаются по техническим условиям равными:

100 $кг/м^2$ — при расчете элементов главных ферм,
200 $кг/м^2$ — при расчете элементов ветровых связей.

Давление ветра действует на боковую поверхность главных ферм, проезжей части и перил; давление ветра на поверхность подвижной нагрузки не учитывается.

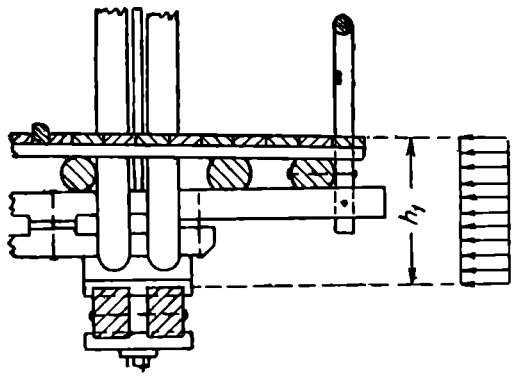
Площадь, подверженная действию ветра для ферм со сквозной решеткой, определяется по формуле:

$$\Omega = k\Omega_0,$$

где: Ω — расчетная площадь фермы, подверженная действию ветрового давления,

Ω_0 — площадь фермы, ограниченная очертанием ее внешнего контура (для упрощения часто принимается площадь по теоретическому очертанию фермы),

k — коэфициент сплошности фермы, принимаемый для ферм с густой досчатой решеткой (Тауна, Лембке и др.) равным 1,0; для ферм с раскосной или крестовой решеткой (Гау и др.) равным 0,6; для ферм, имеющих не более одного раскоса в каждой панели, 0,5.



Фиг. 282. Действие ветровой нагрузки на проезжую часть.

Площадь проезжей части, подверженной действию ветра, принимается в виде сплошной полосы высотой, равной высоте h_1 между верхом проезжей части (или тротуара) и верхней поверхностью соответствующего пояса (фиг. 282).

Ветровое давление на перила следует учитывать только в мостах с ездой по верху, принимая коэфициент сплошности равным 0,4—0,6.

Проверка устойчивости

Устойчивость пролетного строения проверяется расчетом на опрокидывание под действием горизонтальной ветровой нагрузки. Вследствие значительной ширины поясов главных ферм опрокидывание принимается относительно нижнего наружного ребра крайней опорной подбалки.

Момент, стремящийся опрокинуть пролетное строение (фиг. 283):

$$M_{опр} = W_1h_1 + W_2h_2 + W_3h_3,$$

где: W_1; W_2; W_3 — ветровые давления на главную ферму, проезжую

НТБ ДНУЗТ

часть и перила, с учетом соответствующих коэфициентов сплошности,

h_1; h_2; h_3 — плечи этих давлений.

Удерживающий момент:

$$M_{уд} = P\frac{b_1}{2},$$

где: P — вес пролетного строения с проезжей частью и связями,

b_1 — ширина пролетного строения между наружными гранями поясов.

Тогда коэфициент устойчивости на опрокидывание:

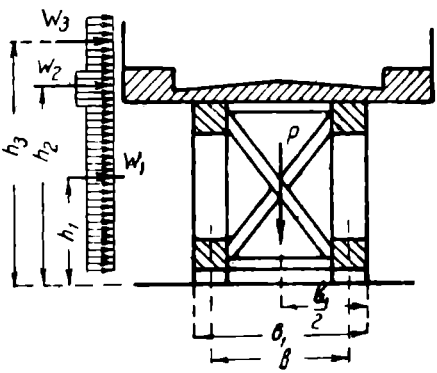
$$k = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} = \frac{Pb_1}{2(W_1h_1 + W_2h_2 + W_3h_3)} \geqslant 1{,}4.$$

Для обеспечения достаточной надежности моста коэфициент устойчивости k должен быть не менее 1,4.

Расчет на опрокидывание производят на случай действия сильного ветра интенсивностью 200 *кг/м*².

В случае недостаточной величины коэфициента устойчивости необходимо увеличить ширину моста b. Вообще же расстояние между осями крайних ферм пролетного строения следует делать не менее $\frac{1}{12}$ пролета.

В мостах с ездою по низу проверка на опрокидывание производится таким же путем, с той лишь разницей, что ветровое давление на перила здесь отдельно в учет не вводится.



Фиг. 283. К расчету пролетного строения на опрокидывание от ветра.

Расчет продольных горизонтальных связей

В мостах с ездою по верху, в случае устройства одной системы связей — в плоскости верхних или нижних поясов, полная ветровая нагрузка, действующая на главные фермы, проезжую часть и перила, целиком воспринимается этими связями.

В случае устройства связей как вдоль верхнего, так и вдоль нижнего поясов ветровое давление распределяется между обеими ветровыми фермами.

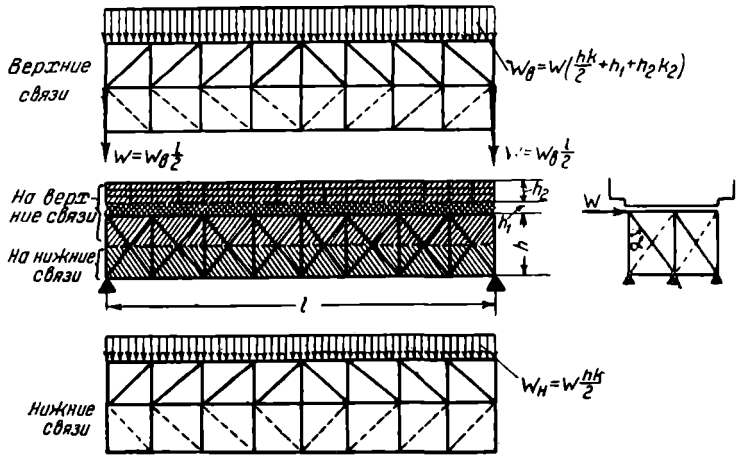
Обычно при этом предполагают, что ветровое давление, действующее на главные фермы, распределяется поровну между верхними и нижними связями. Ветровое же давление, действующее на проезжую часть и перила, считают полностью передающимся связям, расположенным между поясами, в уровне которых устроена проезжая часть.

Обозначая:

w — интенсивность ветрового давления на 1 *м*²,

НТБ ДНУЗТ

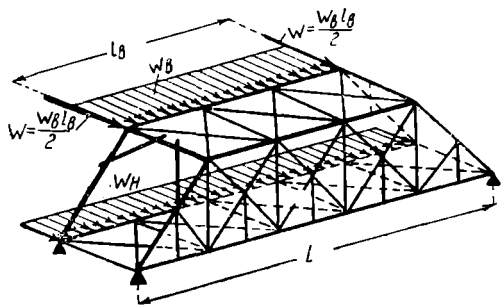
h — высоту главных ферм по наружному очертанию поясов,
h_1 — высоту проезжей части (неприкрытой поясом),
h_2 — высоту перил,
k — коэфициент сплошности главных ферм,
k_2 — коэфициент сплошности перил,



Фиг. 284. К расчету продольных ветровых связей пролетного строения с ездой по верху.

получим для пролетного строения с ездой по верху (фиг. 284) ветровую нагрузку верхних связей на 1 *пог. м* моста:

$$W_в = w\left(\frac{h}{2}k + h_1 + h_2 k_2\right),$$



Фиг. 285. Схема действия ветра на пролетное строение с ездой по низу.

и погонную ветровую нагрузку нижних связей:

$$W_н = \frac{whk}{2}.$$

Как верхние, так и нижние связи рассчитываются как фермы, опирающиеся своими концами и имеющие пролет l, равный пролету моста.

Усилия в элементах связей определяются обычным путем, как в решетчатых фермах.

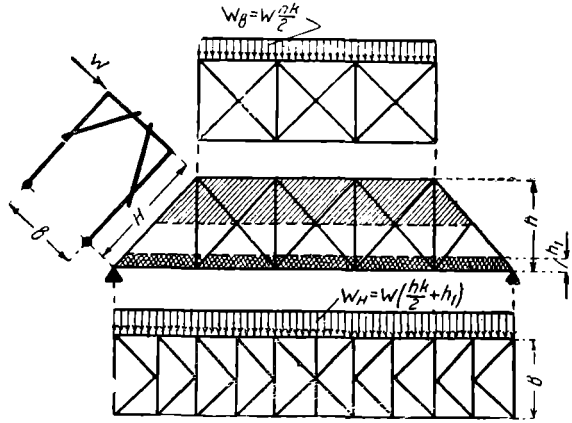
При этом при наличии двух систем раскосов в зависимости от способа сопряжения раскосов к поясам, учитываются: в случае примыкания раскосов впритык или с подушками — одни только сжатые раскосы; в случае же сопряжения помощью врубок, могущих передавать как сжимающие, так и растягивающие усилия — все раскосы.

ДПИЗТ

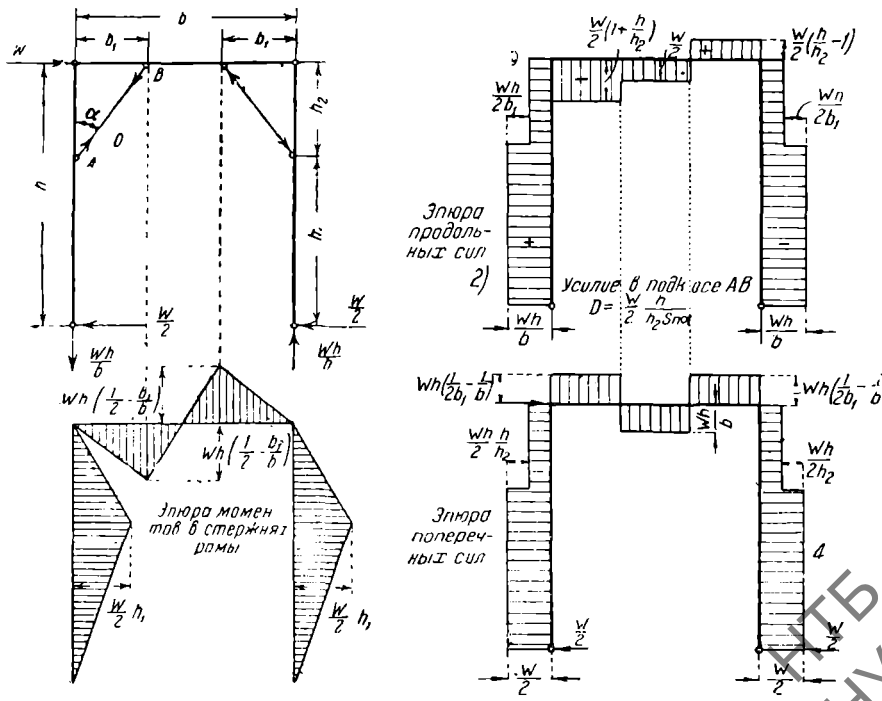
При расчете учитывается возможность действия ветра с любой из двух сторон пролетного строения.

По полученным наибольшим усилиям в диагоналях и стойках связей подбираются их сечения; ветровые же усилия в поясах учитываются при расчете их на вертикальную нагрузку (см. выше).

Верхние горизонтальные связи передают свои опорные давления и помощью опорных поперечных связей опорам моста. Поэтому диагонали опорных поперечных связей рассчитывают на передачу горизонтального ветрового усилия:



Фиг. 286. К расчету продольных ветровых связей пролетного строения с ездой по низу.



Фиг. 287. Эпюры усилий в портальной ветровой раме.

НТБ ДНУЗТ

$$W = W_в \frac{l}{2}.$$

Усилие в работающих на сжатие диагоналях опорных связей:

$$D = \frac{W}{n \sin \alpha},$$

где n — число диагоналей, работающих на сжатие (на фиг. 284 $n=2$).

Устраиваемые часто промежуточные поперечные вертикальные связи служат в запас прочности и обычно расчету не подвергаются.

В пролетных строениях с ездой по низу ветровые нагрузки на обе системы связей определяются аналогично вышеизложенному.

Особенностью расчета является расчет опорных ветровых (портальных) рам, передающих опорам моста (фиг. 285 и 286) опорные давления верхних связей.

$$W = \frac{W_в l_в}{2}.$$

Портальная рама может быть рассчитана как двухшарнирная рама. Расчетная схема рамы и эпюры моментов и продольных сил, возникающих в ее элементах под действием усилия W, приведены на фиг. 287.

Подкос, обеспечивающий жесткость верхних углов портальной рамы, предположен шарнирно прикрепленным своими концами. Сечения элементов портальной рамы (ног и ригеля) рассчитываются на совместное действие продольной силы и изгибающего момента; при этом при расчете ног рамы продольные усилия слагаются из действия ветровой и вертикальной нагрузок.

§ 49. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ДОСЧАТЫМИ ФЕРМАМИ

Для перекрытия пролетов от 20 до 40 *м*, на автодорогах находят применение пролетные строения с досчатыми фермами системы Тауна и Лембке.

Фермы Тауна представляют собой систему с параллельными поясами и многорешетчатым заполнением из ряда перекрестных раскосов (фиг. 288). Как пояса, так и решетка выполняются из досок.

Высота главных ферм обычно составляет $^1/_5$—$^1/_9$ пролета; длина малой панели d принимается обычно не более 1,0—1,2 *м*; угол наклона раскосов желательно делать близким к 45°.

Число раскосов, пересекаемых вертикальным или наклонным сечением фермы, называют «числом систем» раскосов (на фиг. 288 число систем 8). Чем больше число систем раскосов, тем гуще решетка и тем меньше усилие, приходящееся на каждый раскос. Поэтому при более тяжелых нагрузках следует делать более густую решетку. Обычно в фермах Тауна число систем раскосов принимается от 4 до 8.

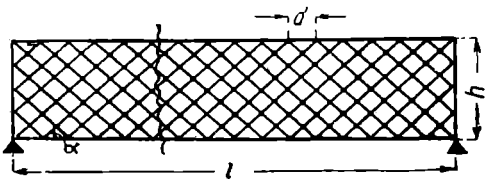
Пояса ферм Тауна составляются из пакетов досок, располагаемых в один или два яруса (фиг. 289, *а* и *b*). Пакеты досок по ширине пояса имеют зазор для пропуска досок решетки. В более тяжелых пролетных строениях решетка может быть двойная (фиг. 289, *с*). Доски поясов скрепляются между собой и с досками решетки помощью деревянных нагелей и болтов. Нагели и болты работают на срезывание. В каждом пакете

НТБ ДНУЗТ

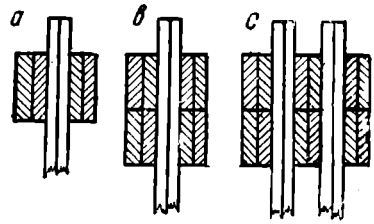
одноярусных поясов, а также и в каждом пакете каждого яруса в двухъярусных поясах должно быть не более 3 досок.

По длине ферм количество досок в поясах изменяется в соответствии с величиной расчетных усилий.

Стыки досок поясов располагаются вразбежку. В сжатом поясе не требуется специальных накладок для перекрытия стыков; в растя-



Фиг. 288. Схема фермы Тауна.



Фиг. 289. Сечения поясов ферм Тауна.

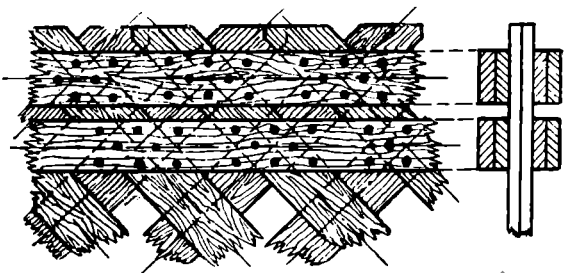
нутом же поясе для перекрытия стыков добавляется в каждом ярусе по две доски, исполняющие роль накладок.

Расстояние между соседними стыками досок одного пакета должно быть достаточным для размещения нагелей и болтов, необходимых для передачи расчетного усилия одной доски.

Двухъярусные пояса удобнее, так как дают больше места для размещения нагелей и болтов, служащих для прикрепления раскосов к поясам. Ярусы досок в двухъярусных поясах могут быть сдвинуты вплотную (фиг. 289, *b*) или же раздвинуты. В последнем случае их следует раздвигать настолько, чтобы оси каждого из ярусов проходили через точки пересечений осей раскосов (фиг. 290).

Для поясов ферм Тауна обычно применяются доски шириной 24—30 *см* и толщиной 5—8 *см*.

Деревянные нагели, служащие для скрепления между собой досок в фермах Тауна, изготовляются из молодого дуба. Нагелям придается некоторая коничность, для обеспечения плотного заполнения ими отверстий и возможности подбивки ослабевших со временем нагелей. Диаметр нагелей обычно делается 3—6 *см*, длина же на 5—10 *см* больше толщины скрепляемого пакета.



Фиг. 290. Устройство двухъярусного пояса.

Перед употреблением в дело нагели хорошо просушиваются (желательно в горячем песке) и затем проварпваются в масле или пропитываются креозотом. Эти меры предохраняют нагели от усушки и разбухания от сырости после постановки их в дело.

НТБ ДИУЗТ

Для обеспечения плотной связи между досками устанавливаются болты в количестве 25—50% общего числа скреплений (болтов и нагелей). Диаметр болтов принимается обычно d=2,0—2,5 *см*.

Решетка ферм Тауна состоит из восходящих и нисходящих раскосов, зажатых своими концами между пакетами досок поясов и связанных нагелями в местах взаимного пересечения.

В случае тяжелых нагрузок решетка ферм может быть двухстенчатой (фиг. 289, *с*), причем в этом случае каждая стенка состоит из системы восходящих и нисходящих раскосов.

Все раскосы изготовляются из досок одинаковой толщины. Ширина досок, для удобства размещения болтов и нагелей, обычно делается также одинаковой для всех раскосов.

Толщина досок раскосов принимается обычно равной 5—7 *см*, ширина досок 16—25 *см*.

Для обеспечения большей жесткости ферм и предохранения сжатых элементов решетки от выпучивания, решетчатая стенка фермы Тауна обжимается специальными вертикальными брусьями, называемыми с ж и м а м и или с т о й к а м и ж е с т к о с т и. Стойки жесткости располагаются по длине ферм на расстоянии, равном приблизительно высоте фермы h, но не более 2,5—3,0 *м*.

На опорах стойки жесткости делают более солидными и часто двойными или тройными; опорные стойки служат для обеспечения устойчивости решетчатой стенки фермы от выпучивания, а также для передачи опорного давления на раскосы.

При большой высоте ферм (более 3 *м*) решетка кроме вертикальных стоек жесткости обжимается также и горизонтальными брусками, располагаемыми по середине высоты ферм.

В автодорожных мостах число главных ферм в пролетных строениях зависит от ширины моста. Для пролетных строений с малой шириной проезда могут быть устроены две главные фермы; при большой ширине проезда фермы устанавливают на расстоянии не более 2—3 *м* друг от друга. Расстояние между крайними фермами пролетного строения должно быть не менее $^1/_{12}$ пролета.

Вследствие трудности опирания поперечных балок проезжей части на нижние пояса многорешетчатых досчатых ферм, пролетные строения системы Тауна применяются только для мостов с ездою по верху.

Для обеспечения горизонтальной жесткости пролетных строений между фермами устраиваются продольные горизонтальные и вертикальные поперечные связи.

Продольные горизонтальные связи обычно устраиваются в виде ферм Гау с деревянными диагоналями, работающими на сжатие, и металлическими или деревянными схватками, работающими на растяжение. Диагонали связей упираются в пояса ферм либо непосредственно, либо же помощью деревянных подушек. Поперечные вертикальные связи обычно располагают в плоскости стоек жесткости главных ферм.

Благодаря применению досчатого леса, густой решетке и большому количеству отверстий и щелей, фермы Тауна легко подвергаются загниванию, а также короблению от усушки и разбухания. Поэтому пояса ферм должны быть предохранены от действия дождя и прямого нагревания солнцем путем устройства над ними покрытия в виде кровли из

НТБ ДИУЭТ

толя, листового железа, досчатой обшивки или др. Решетчатую стенку ферм часто защищают снаружи сплошной досчатой обшивкой, однако эта мера может дать и отрицательный эффект благодаря ухудшению вентиляции элементов решетки.

Наиболее целесообразно применение для ферм Тауна лесоматериала, пропитанного противогнилостными составами (креозотом или др.).

§ 50. КОНСТРУКЦИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ФЕРМАМИ СИСТЕМЫ ТАУНА

На фиг. 291 (см. вклейку) приведена конструкция пролетного строения с фермами Тауна пролетом $l=22$ *м*.

Несмотря на довольно значительную ширину проезда пролетное строение имеет только две главные фермы, расположенные на расстоянии 3,9 *м* друг от друга.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по поперечным балкам. Поперечные балки, опирающиеся на главные фермы, вследствие значительного пролета и больших свесов для тротуаров имеют двухъярусное сечение, составленное из двух бревен $d=24$ *см*. Для обеспечения устойчивости поперечные балки связаны попарно короткими круглыми анкерами, расположенными над главными фермами.

Для улучшения передачи давления поперечин вдоль всего верхнего пояса положены специальные опорные брусочки, обжимающие выпущенные сверху концы досчатых раскосов. В местах расположения стоек жесткости эти бруски стянуты с их концами с помощью болтов. Поперечины (через одну) прикрепляются к этим брускам помощью металлических уголков и болтов. Главные фермы состоят из верхних и нижних досчатых поясов и зажатой между ними досчатой решетки. Пояса составлены из пакетов досок, связанных между собой болтами и дубовыми нагелями. Число болтов и нагелей поставлено одинаковым (по 50%). Сечения каждого из поясов в середине пролета имеют по 8 досок. Раскосы ферм состоят из досок, входящих в зазоры поясов и скрепленных нагелями в местах взаимного пересечения.

Решетка ферм обжата стойками жесткости брусчатого сечения, расположенными на расстоянии 2,64 *м* друг от друга. Над опорами расположены две сближенные стойки жесткости.

Образующиеся внутри пояса в промежутках между раскосами щели во избежание загнивания закладываются специальными прокладками (см. деталь на фиг. 291).

Длина прокладок делается с каждого конца на 1—1,5 *см* короче длины щелей между раскосами для обеспечения отвода из пояса воды, стекающей по доскам раскосов.

Главные фермы связаны между собою системой горизонтальных и вертикальных связей. Горизонтальные связи расположены между фермами вдоль верхнего и нижнего поясов. Связи имеют досчатые диагонали и металлические тяжи. Диагонали горизонтальных связей примыкают к поясам в месте расположения стоек жесткости и упираются своими торцами частично в эти стойки, частично в боковую поверхность поясов. Для укрепления диагоналей поставлены специальные бруски длиною по 0,8 и 1,0 *м*, притянутые к поясам главных ферм поддерживающие диагонали связей помощью болтов (фиг. 292).

НТБ ДИИЗТ

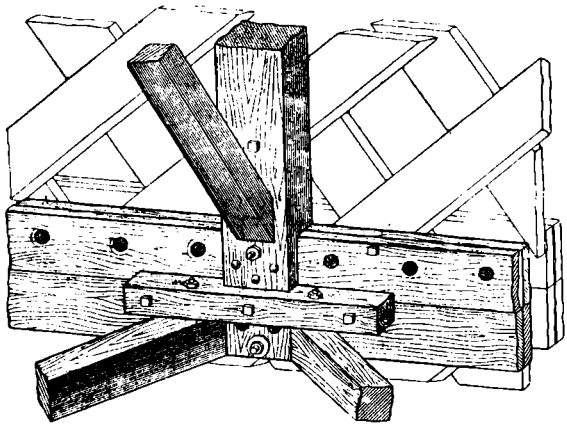
Тяжи связей расположены в плоскостях стоек жесткости.

Кроме горизонтальных связей пролетное строение имеет и вертикальные поперечные связи в виде крестов из брусков, расположенных в плоскости стоек жесткости.

Диагонали вертикальных связей врубаются в стойки жесткости зубом; в месте взаимного пересечения диагонали врубаются друг в друга в полдерева.

Так как усилия в элементах решетки по мере приближения к опорам возрастают, то в пролетных строениях с одноярусными поясами для прикрепления опорных раскосов количество нагелей, которое размещается в месте пересечения раскоса с поясом, может оказаться недостаточным.

Поэтому в первых панелях пояса могут быть снабжены дополнительными досками, располагаемыми в виде вторых ярусов, обхватывающих решетчатую стенку фермы и служащих для увеличения фронта расстановки болтов и нагелей. Фасад фермы Тауна с такими дополнительными досками приведен на фиг. 293.



Фиг. 292. Деталь примыкания связей к поясу.

На фиг. 294 представлена конструция пролетного строения, предназначенного для пропуска городского движения с нагрузкой Н10 и двумя путями трамвая в виде четырехосных вагонов с давлением 8 m на ось.

Пролет главных ферм l=16,3 $м$, полная высота главных ферм 2 $м$, ширина проезда по мосту 9 $м$, ширина тротуаров по 3 $м$.

Пролетное строение состоит из восьми ферм системы Тауна, расположенных друг от друга на расстоянии 1,7 $м$ — под проезжей частью и 2,25 $м$ — под тротуарами.

Пояса ферм двухъярусные, причем в шести средних фермах каждый пояс состоит из 10 досок, а в двух крайних, менее нагруженных, из 8 досок.

Решетка ферм шестираскосной системы. Прикрепление раскосов и перекрытие поясов осуществлено с помощью дубовых нагелей d=5 $см$. Болты применены в небольшом числе лишь для стяжки пакетов досок и в расчет не введены.

Зазоры между досками раскосов, образующиеся при закреплении концов раскосов между ветвями поясов, заполнены досчатыми прокладками (деталь на фиг. 294).

Фермы связаны попарно поперечными связями из деревянных крестов и металлических тяжей. Продольные связи отсутствуют, что вполне возможно вследствие весьма большой ширины моста по срав-

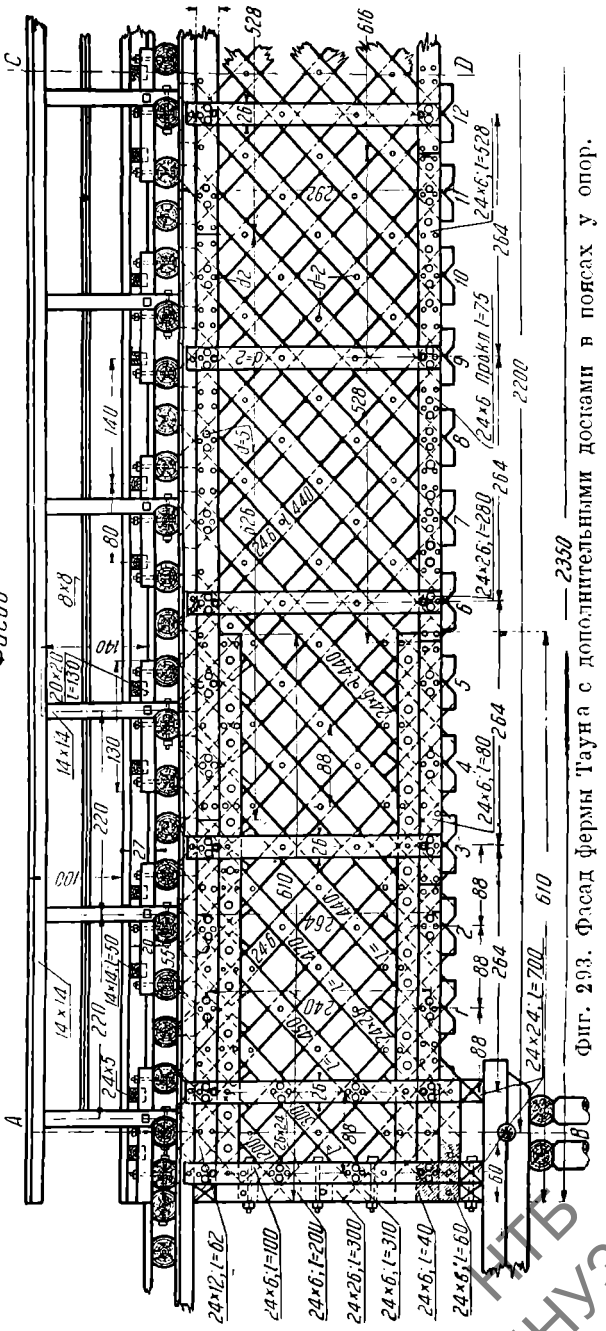
НТБ ДИИТ

нению с его пролетом. Для обеспечения лучшей связи между фермами часть поперечин прикрепляется к поясам ферм специальными уголковыми коротышами и болтами.

Поперечины разрезаны по ширине моста и лежат вперевязку, что, уменьшая их строительную длину, одновременно дает возможность производить ремонт проезжей части или смену ферм одной половины моста, не прерывая движения по другой.

На поперечины уложен досчатый настил, поверх которого слой асфальта переменной толщины, для придания проезжей части поперечного уклона. Проезжая часть имеет также продольный уклон. Через каждые 4 *м* устроены водоотводные трубки.

Для защиты от загнивания верхние пояса ферм покрываются толем, а наружные фермы, кроме того, обшиваются слоем тонких (2 *см*) досок.



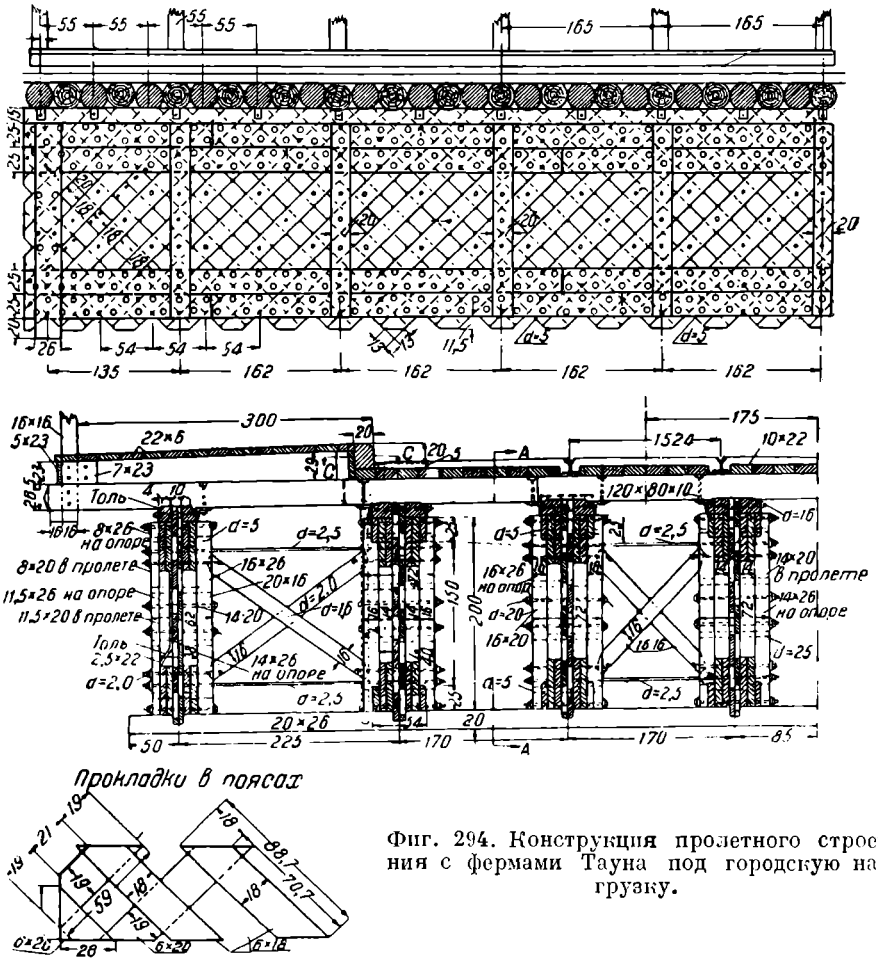
Фиг. 293. Фасад фермы Тауна с дополнительными досками в поясах у опор.

§ 51. РАСЧЕТ ФЕРМ СИСТЕМЫ ТАУНА

В расчетном отношении фермы Тауна представляют собой сложную статически неопределимую систему со многими лишними неизвестными. Точный расчет ферм Тауна поэтому практически не применяется. Определение усилий в фермах Тауна принято производить в

НТБ ДНУЗТ

предположении, что изгибающие моменты в ферме воспринимаются поясами, поперечные же силы — раскосами решетки. При этом принимается также весьма близкое к действительности предположение, что усилия в раскосах, пересекаемых одним вертикальным сечением, равны между собой.



Фиг. 294. Конструкция пролетного строения с фермами Тауна под городскую нагрузку.

Действительно, рассматривая вертикальное сечение фермы по $X—X$ (фиг. 295) и прикладывая к пересеченным элементам решетки неизвестные усилия $D — D$, равные по величине, но разно направленные в восходящих и нисходящих раскосах, приходим к следующим выводам.

Так как усилия в раскосах равны по величине, то каждая пара усилий может быть приведена к вертикальной равнодействующей

$$N = 2D \sin \alpha.$$

Так как силы N лежат на одной вертикали, проходящей через центры пересечений раскосов, то усилия в пересеченных элементах

НТБ ДНУЗТ

решетки $D-D$ могут быть заменены одной вертикальной равнодействующей, равной

$$\sum N = kD\sin\alpha,$$

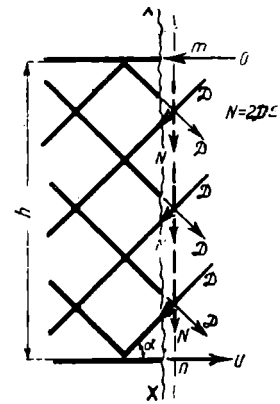
где k — число систем раскосов в ферме.

Тогда очевидно усилия в обоих поясах U и O определятся по моментам относительно моментных точек m и n, лежащих на пересечении равнодействующих N с поясами.

Следовательно:

$$U = \frac{M_m}{h};$$

$$O = \frac{M_n}{h}.$$



Фиг. 295. К расчету ферм Тауна.

Усилия в элементах решетки получим из условия:

$$Q = \sum N = kD\sin\alpha,$$

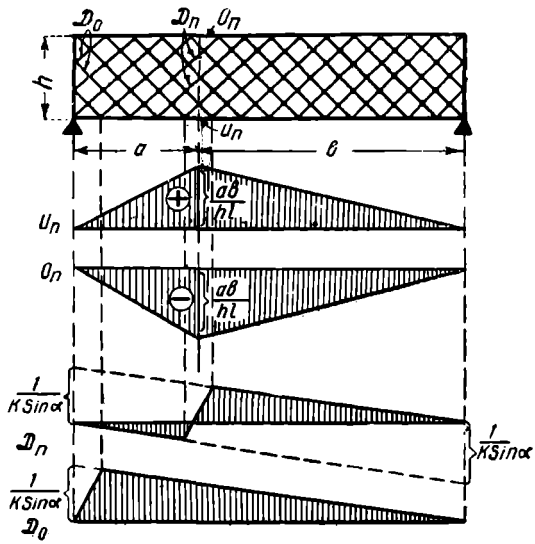
откуда:

$$D = \frac{Q}{k\sin\alpha}.$$

На фиг. 296 приведены линии влияния усилий в поясах и раскосах для n-ой панели, а также линия влияния усилий в раскосах у опоры.

Подбор сечений поясов производится обычными способами.

В растянутых поясах за рабочую площадь принимается сечение всех досок, за исключением исполняющих роль стыковых накладок, с учетом ослабления их нагелями и болтами.



Фиг. 296. Линии влияния усилий в элементах фермы Тауна.

При этом, вследствие опасности косого разрыва досок, в растянутых поясах учитываются в сечении лишь не перерезанные волокна дерева. Шахматная расстановка нагелей и болтов поэтому не дает преимуществ в отношении ослабления сечения перед рядовой.

Сечение растянутых поясов должно быть проверено как в середине, так и во всех сечениях, проведенных через стыки, если сечение пояса изменяется по длине пролета.

В сжатых поясах расчет производится на прочность и на устойчивость. Рабочая площадь сжатого пояса при

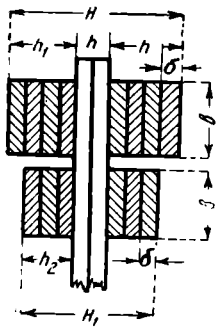
НТБ ДГУЗТ

расчете на прочность принимается равной сечению всех досок с учетом ослабления их только болтами. При расчете на устойчивость рабочая площадь принимается равной сечению всех досок без учета ослабления, причем проверка на продольный изгиб необходима только в горизонтальной плоскости, и рекомендуется производить проверку на продольный изгиб всего сечения в целом, а также и отдельных досок, составляющих пояс.

При проверке на продольный изгиб всего сечения пояса в целом гибкость его определяется формулой:

$$\lambda = \frac{l}{\rho},$$

где: l — свободная длина пояса при изгибе из плоскости фермы, равная расстоянию между узлами верхних горизонтальных связей,



Фиг. 297. К расчету сечения верхнего пояса.

$$\rho = \sqrt{\frac{J}{\omega}},$$

где J и ω — момент инерции и площадь сечения пояса.

Для сечения пояса, приведенного на фиг. 297,

$$J = \frac{1}{12} b\,(H^3 + H_1^3 - 2h^3);$$

$$\omega = 2b\,(h_1 + h_2).$$

При проверке на продольный изгиб отдельной доски пояса гибкость ее:

$$\lambda_0 = \frac{l_0}{\rho_0},$$

где: l_0 — свободная длина отдельной доски, принимаемая равной расстоянию между стяжными болтами,

$\rho_0 = \frac{|\delta|}{\sqrt{12}} = \frac{\delta}{3{,}46}$ — радиус инерции доски, толщиной δ.

Расстояние между стяжными болтами l_0 следует назначать так, чтобы гибкость отдельной доски λ_0 была не более гибкости всего пояса в целом — λ, т. е. $\lambda_0 \leqslant \lambda$.

Размеры элементов решетки определяются расчетом сжатых раскосов. При проверке сжатых раскосов на продольный изгиб из плоскости ферм за свободную длину их принимается удвоенное расстояние между центрами пересечения раскосов.

Расчет нагельных соединений

Вследствие сложности точного расчета нагельных сопряжений в настоящее время пользуются приближенными методами, приводящими к следующим основным расчетным формулам.

НТБ ДИУЗТ

Наибольшее усилие, допускаемое на каждый „срез“ нагеля, определяется по наименьшему из значений, определяемых формулами:

$$T = kd^2\sqrt{n_{изг}n_{см}} \quad \text{— по изгибу нагеля,} \qquad (1)$$

$$T_1 = k_1 cdn_{см} \quad \text{— по смятию средней доски,} \qquad (2)$$

$$T_2 = k_2 adn_{см} \quad \text{— по смятию крайней доски,} \qquad (3)$$

где: k — коэфициент, зависящий от типа соединения, принимаемый равным: для дубовых нагелей $k = 0{,}6$,
для металлических болтов $k = 0{,}5$,

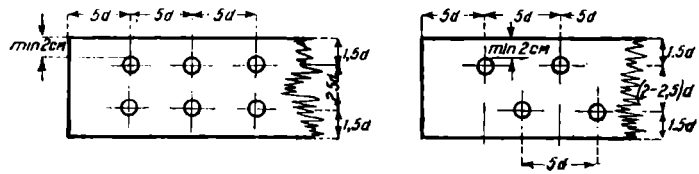
d — диаметр нагеля в *см*,

c — толщина средней доски соединяемого пакета в *см*,

a — толщина крайней доски в *см*,

$n_{изг}$ — допускаемое напряжение на изгиб нагеля, принимаемое для дубового нагеля равным 130 *кг/см²*,

$n_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие дерева соединяемых частей, зависящее от качества применяемого леса и угла между направлением смятия и волокнами. В сопряжениях на дубовых нагелях $n_{см}$ определяется для большинства углов более слабым сопротивлением смятию поперек волокон материала дубового нагеля $n_{см} = 50$ *кг/см²*.



Фиг. 298. Размещение нагелей.

Коэфициенты k_1 и k_2 зависят от характера работы нагеля.

При симметричном нагельном сопряжении (фиг. 314), в котором нагели работают на двойное или многократное срезывание, принимается: $k_1 = 0{,}5$; $k_2 = 0{,}7$.

При несимметричном (фиг. 313) загружении нагелей (одиночное срезывание) коэфициенты в формулах (2) и (3) принимаются: $k_1 = 0{,}4$; $k_2 = 0{,}6$.

Рациональное соотношение между диаметром нагелей и толщинами соединяемых элементов, соответствующее полному использованию допускаемых напряжений, а следовательно наиболее экономичное решение, определяется приравниванием выражений (1), (2) и (3).

Тогда нормальная толщина крайнего из соединяемых элементов:

$$a_н = \frac{k}{k_2} d \sqrt{\frac{n_{изг}}{n_{см}}}; \qquad (4)$$

нормальная толщина средних элементов:

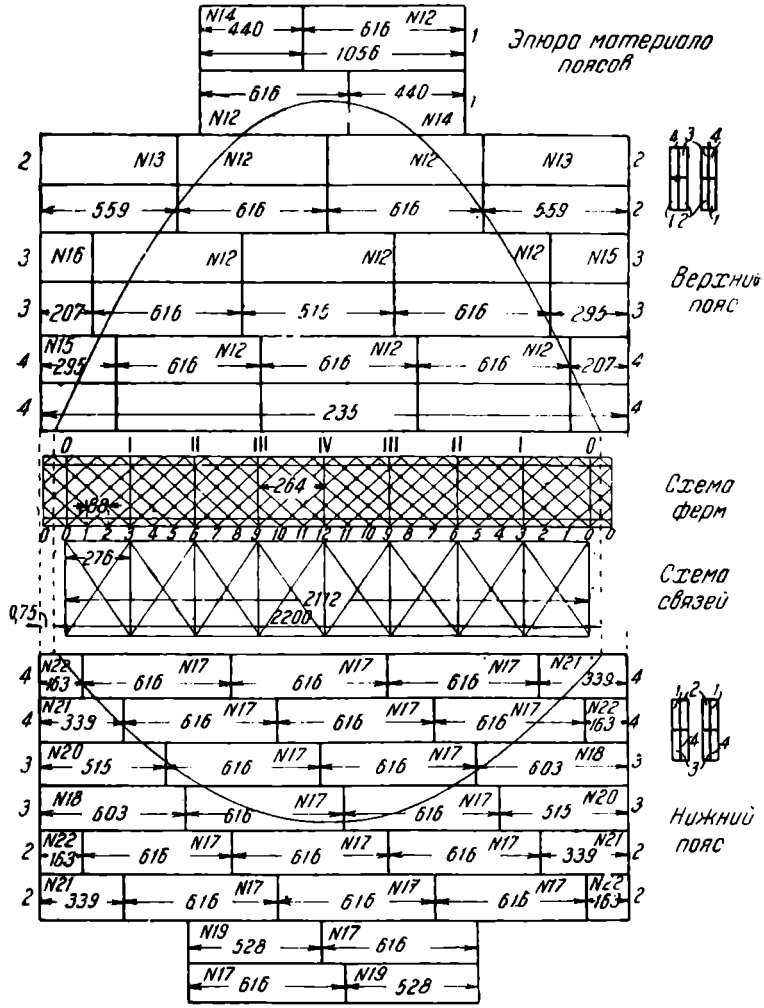
$$c_н = \frac{k}{k_1} d \sqrt{\frac{n_{изг}}{n_{см}}} \qquad (5)$$

НТБ ДНУЗТ

а также

$$a_{\text{н}} = c_{\text{н}} \frac{k_1}{k_2}.$$

Нагели и болты, как рабочие, так и стяжные, рекомендуется располагать в шахматном или рядовом порядке и не менее чем в два ряда.



Фиг. 299. Эпюра материала поясов.

Наименьшее расстояние e между осями последовательно размещенных вдоль волокон элемента нагелей или болтов может быть подсчитано по формуле:

$$e_{\min} = d\left(\frac{n_{\text{см}}}{2t} + 1\right), \qquad (6)$$

НТБ ДНУЗТ

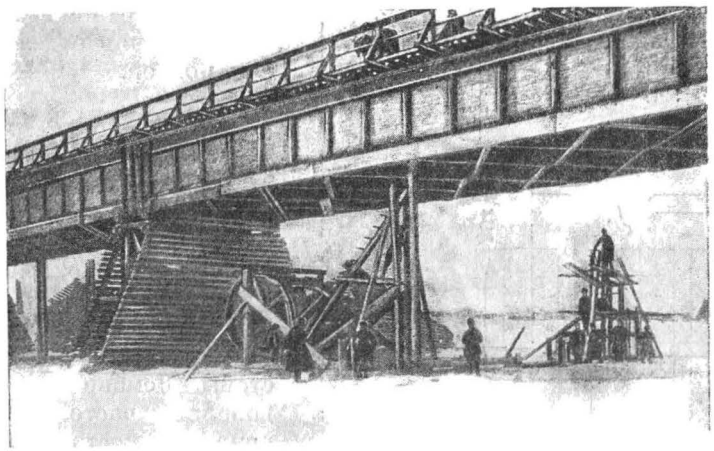
где t — допускаемое напряжение на равномерное скалывание соединяемых элементов вдоль волокон.

Рекомендуется принимать расстояние между нагелями e, а также расстояние оси нагеля от торцового края элемента (см. фиг. 298)

$$e \geqslant 5d.$$

Расстояние между осями нагелей в поперечном направлении следует делать не менее 2,5 d. При шахматном размещении нагелей расстояние между рядами можно доводить до 2 d. Расстояние от оси нагеля до продольной кромки элемента не менее 1,5 d, причем расстояние от кромки элемента до края отверстия должно быть не менее 2 *см*.

Для определения мест обрыва досок в поясах, а также разбивки стыков отдельных досок обычно пользуются построением так называемой эпюры материала поясов. Принцип построения эпюры материалов



Фиг. 300. Мост с фермами Лембке.

заключается в том, что строится эпюра наибольших усилий, действующих в последовательных сечениях по длине фермы, имеющая параболический вид; затем в том же масштабе наносятся в виде полос усилия, выдерживаемые сечением поясов при различном числе досок.

Величина наибольшего усилия, выдерживаемого растянутым поясом:

$$S_{\text{п}} = n_{\text{доп}}\omega_{\text{нетто}},$$

где: $n_{\text{доп}}$ — допускаемое напряжение дерева на растяжение,

$\omega_{\text{нетто}}$ — рабочая площадь сечения пояса за вычетом ослабления нагелями и болтами, без учета досок, служащих накладками.

В сжатом поясе

$$S_{\text{п}} = \varphi n_{\text{доп}}\omega_{\text{брутто}},$$

где φ — коэфициент продольного изгиба рассматриваемого элемента пояса,

$n_{\text{доп}}$ — допускаемое напряжение дерева на сжатие,

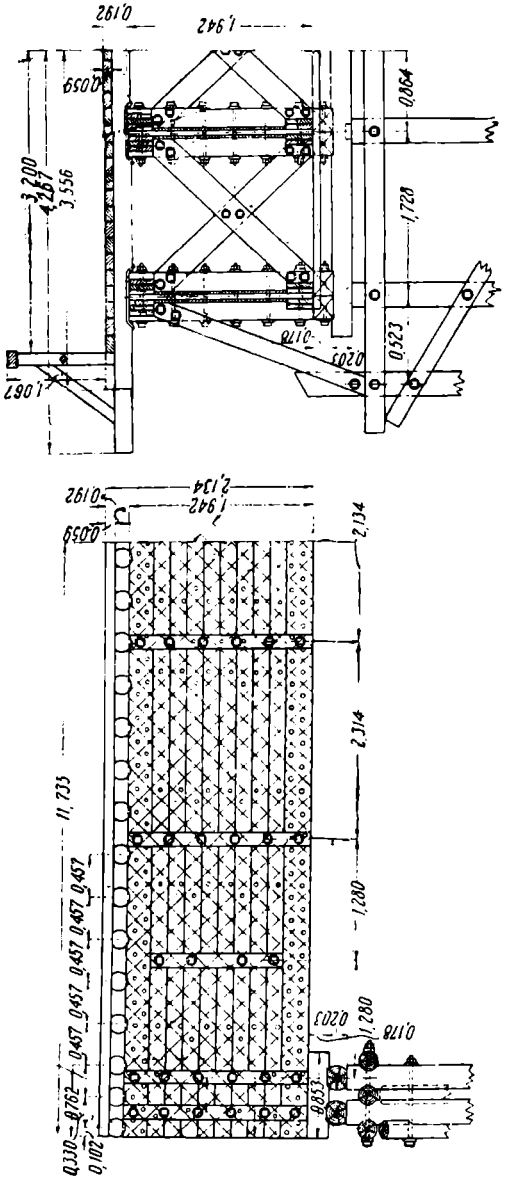
НТБ ДНУЗТ

$\omega_{\text{брутто}}$ — полная площадь сечения пояса.

Места пересечения эпюры наибольших усилий с эпюрой усилий, выдерживаемых досками поясов, определяют теоретическое положение места возможного обрыва досок. Фактически каждая доска должна быть продолжена за теоретическое место обрыва на длину, достаточную для размещения нагелей, необходимых для передачи расчетного усилия одной доски. Доски обычно обрываются попарно.

Вид эпюры материалов поясов для пролетного строения, приведенного на фиг. 291, изображен на фиг. 299.

На эпюре показаны также места стыков отдельных досок поясов.



Фиг. 301. Конструкция пролетного строения с фермами Лембке.

§ 52. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ФЕРМАМИ ЛЕМБКЕ

Фермы системы Лембке являются разновидностью ферм Тауна, получаемой в случае расположения досок в решетке сплошь без прозоров (фиг. 300).

Пролетные строения системы Лембке применялись довольно часто для автодорожных мостов в начале XX в.

По конструкции и расчету фермы Лембке аналогичны фермам Тауна (фиг. 301).

Недостатком ферм Лембке является их недолговечность, вследствие быстрого загнивания досок решетки, особенно в местах прикрепления к поясам. Поэтому в настоящее время фермы Лембке не имеют применения в мостах (за исключением ферм типа Лембке с гвоздевыми соединениями — см. § 57), а используются лишь для временных сооружений (например подмости для постройки металлических и других мостов), где требуется простота и компактность конструкции при коротком сроке службы.

РГУПС ДИЗТ

ГЛАВА X

НОВЕЙШИЕ СИСТЕМЫ ДЕРЕВЯННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С РЕШЕТЧАТЫМИ ФЕРМАМИ

Широкий размах дорожного строительства и реконструкция существующей дорожной сети поставили перед мостостроением задачу постройки и переустройства огромного количества мостов как малых, так и больших пролетов.

На авто-гужевых дорогах подавляющее большинство мостов строится и строилось раньше из дерева.

Однако область применения дерева распространялась ранее преимущественно на мосты малых пролетов балочных и подкосных систем; реже строились мосты с решетчатыми фермами пролетами более 20—30 *м*. Что же касается мостов больших пролетов $l = 40$—50 *м* и более, то постройка их из дерева встречалась как исключение; как правило же такие мосты делались металлическими.

Общая экономическая обстановка в современный период, проблема экономии металла и цемента, наряду со все растущим объемом мостостроения, требуют максимального использования дерева как материала для постройки мостов и расширения области его применения и на мосты больших пролетов.

Переходы больших рек требуют устройства судоходных пролетов величиной 50 и 80 *м*, перекрытие которых желательно осуществить деревянными пролетными строениями.

Наряду с необходимостью максимальной экономии металла и обеспечения наименьшей стоимости сооружения, стоит и другой вопрос реконструкции — проблема механизации и индустриализации изготовления и сборки мостов.

В промышленном и гражданском строительстве проблема применения дерева значительно продвинулась вперед благодаря применению новых систем перекрытий, наряду с новыми способами соединения деревянных элементов (гвоздевые, кольцевые шпонки и др.).

В мостостроении развитие применения дерева идет несколько более медленными темпами, но все же на сегодняшний день в этой области имеется уже ряд крупных достижений.

Проблема применения дерева для мостов больших пролетов встречает на своем пути ряд затруднений.

В первую очередь встает вопрос о системе ферм, могущих быть использованными для перекрытия больших пролетов. Обычно применяемые фермы с крестовой (система Гау) или многорешетчатой (система Тауна и др.) решеткой и параллельными поясами не могут служить для перекрытия больших пролетов, вследствие огромного количества

ДИБ ЗТ

потребного лесоматериала и значительного собственного веса пролетных строений. Значительная высота таких ферм, определяемая требованиями жесткости пролетных строений, заставляет применять длинный лес для элементов решетки, либо же прибегать к составным, по длине, элементам решетки.

Стремление к максимальной экономии металла заставляет избегать ферм с металлическими растянутыми элементами, заменяя их деревянными и выбирая такие системы ферм, в которых наибольшее количество основных несущих элементов работает на сжатие.

Наряду с изысканием схем ферм для перекрытия больших пролетов встает также вопрос о конструкции и способах соединения элементов деревянных пролетных строений между собой. Сопряжения в деревянных мостовых пролетных строениях должны обладать достаточной прочностью, жесткостью и надежностью, обеспечивать возможность передачи как сжимающих, так и растягивающих усилий, обладать достаточной плотностью и обеспечивать наибольшую простоту всех процессов изготовления и сборки пролетных строений.

И наконец для мостов больших пролетов огромное значение приобретает вопрос об увеличении эксплоатационного срока службы путем принятия различных мер, предохраняющих дерево от загнивания.

Таким образом, развитие применения дерева для мостов больших пролетов должно двигаться по следующим основным путям:

1) применение новых схем главных ферм,
2) применение новых способов сопряжений деревянных элементов,
3) увеличение срока службы дерева в мостах.

§ 53. СХЕМЫ ГЛАВНЫХ ФЕРМ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Схемы главных ферм, нашедшие применение для деревянных мостов больших пролетов, могут быть в основном разделены на три основные типа:

1) фермы с параллельными поясами и новыми типами решеток,
2) фермы с полигональным верхним поясом.
3) фермы комбинированных систем.

Из ферм с параллельными поясами наибольшее применение находят фермы системы Дитца (фиг. 302, *a*, *b*, *c*). Раскосы этих ферм имеют сравнительно небольшие усилия, симметрично примыкают к поясам и позволяют удобно и просто законструировать узловые сопряжения. Наиболее часто фермы Дитца применяются при устройстве узловых сопряжений на кольцевых шпонках.

Другим типом фермы, применяемым для пролетных строений с ездой по низу, является схема, приведенная на фиг. 302, *d*. Благодаря применению простой треугольной схемы с опрокинутыми шпренгелями система эта также может с успехом применяться для пролетных строений с кольцевыми соединениями.

Применение для мостов больших пролетов ферм с полигональным верхним поясом является повидимому одним из наиболее правильных решений. Устройство полигонального пояса, с одной стороны, способствует более равномерному распределению усилий в элементах поясов, благодаря тому, что высота главных ферм в основном следует эпю-

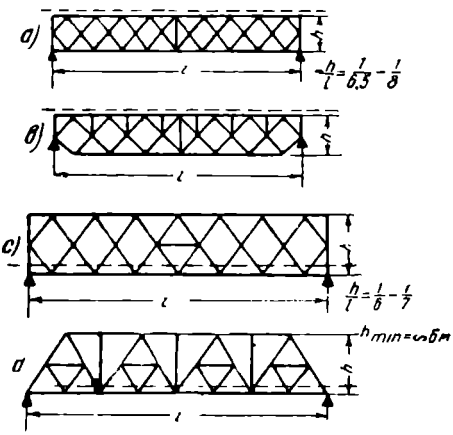
ДГБ ЗТ

ре максимальных моментов. С другой стороны, полигональный пояс значительно разгружает усилия в элементах решетки и тем облегчает устройство узловых сопряжений. И, наконец, в полигональной ферме сокращается длина наиболее нагруженных элементов решетки в панелях, прилежащих к опорам.

На фиг. 303 приведены схемы ферм с полигональным верхним поясом.

Для перекрытия больших пролетов хорошее решение дают также фермы комбинированных систем.

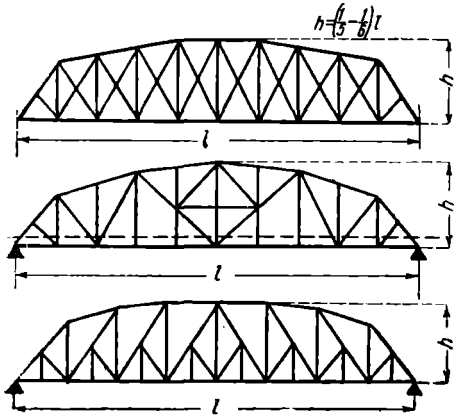
Наиболее распространенной комбинированной системой, удобно выполняемой из дерева, является система Лангера, состоящая из фермы, усиленной шарнирной цепью — аркой. Благодаря работе основного несущего элемента — арки на сжатие и небольшой высоте фермы жесткости конструкция фермы Лангера разрешается без особых затруднений даже при очень значительных пролетах.



Фиг. 302. Схемы ферм новейших типов с параллельными поясами.

В зависимости от местных условий (высоты опор, качества грунта и др.) фермы Лангера могут устраиваться распорными (фиг. 304, *а*) или безраспорными (фиг. 304, *b*).

Менее целесообразной является комбинированная система с растянутой цепью (фиг. 304, *с*).



Фиг. 303. Схемы ферм с полигональным верхним поясом.

Основными преимуществами комбинированных ферм являются:

1) простота устройства основной несущей части — арки, обычно выполняемой из гнутых досок,

2) небольшая длина элементов фермы жесткости, позволяющая применять стандартный лес,

3) сравнительно небольшие усилия в элементах фермы жесткости, облегчающие устройство сопряжений и возможность стандартизации большинства элементов.

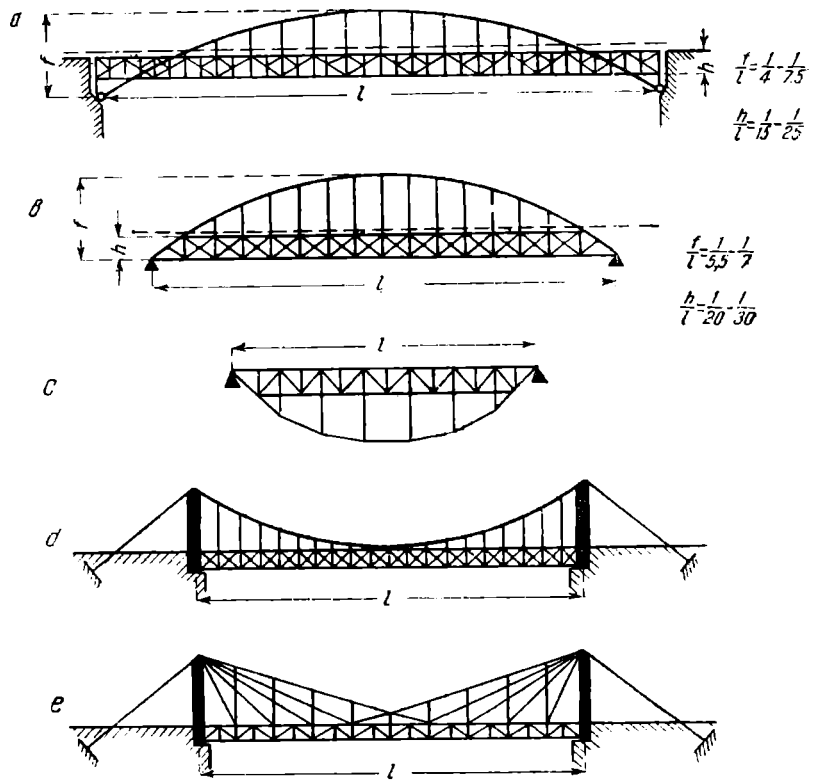
К числу ферм комбинированной системы могут быть также отнесены и висячие фермы, состоящие из деревянной фермы, поддерживаемой канатом (фиг. 304, *d*) или системой вант (фиг. 304, *е*).

Висячие мосты с деревянной балкой жесткости и стальными канатами дают очень легкую конструкцию, позволяющую перекрывать значительные пролеты (более 120—150 *м*) и весьма удобную для приме-

НТБ ДНУЗТ

нения в гористых местностях и на дорогах в удаленных местностях, благодаря легкости доставки канатов и возможности заготовки на месте лесоматериала, необходимого для фермы жесткости.

В схеме, изображенной на фиг. 304, *е*, называемой вантовой, система канатов — вант образует неизменяемую ферму, обеспечивающую достаточную вертикальную жесткость пролетного строения; поэтому в этом случае необходимость устройства фермы жесткости отпадает.



Фиг. 304. Схемы комбинированных ферм системы Лангера и висячих.

Вследствие достаточной жесткости вантово-деревянные фермы (т. е. вантовые фермы с деревянной проезжей частью) могут применяться для мостов больших пролетов под тяжелую нагрузку.

54. НОВЕЙШИЕ СПОСОБЫ СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Из новейших способов соединения деревянных элементов, применяемых в промышленном и гражданском строительствах, в мостах получили применение соединения на различного рода кольцевых шпонках, соединения на гвоздях и трубчатых нагелях. Кроме этих способов сое-

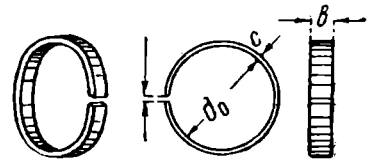
ДПТВ ДПУЗТ

динения, заимствованных из промышленно-жилищного строительства, современная техника деревянного мостостроения выдвинула также ряд специфических соединений новейшего типа, специально приспособленных к деревянному мостостроению. Такими являются соединения на металлических гребенчатых накладках, хомутные соединения и др.

Кольцевые соединения

В промышленном строительстве применяется большое количество различных типов кольцевых шпонок; из них для мостов находят себе применение кольца Тухшерера, Дехалля, Квятковского и зубчато-кольцевые.

Кольцо Тухшерера представляет собой изогнутый в кольцо кусок полосового железа (фиг. 305). Кольцо вкладывается в кольцевые пазы, сделанные в обоих соединяемых элементах, после чего плотно стягивается болтом.



Фиг. 305. Кольцо Тухшерера.

Благодаря имеющемуся разрезу кольцо Тухшерера обладает упругостью, обеспечивающей плотное примыкание его к дереву и равномерную работу соединения на смятие. При этом внешняя часть бруса, снаружи кольца, и его часть внутри кольца, называемая сердечником, воспринимают одинаковые скалывающие усилия (фиг. 306).

Допускаемое усилие на кольцевую шпонку Тухшерера по смятию:

$$P = bd_0\,[n_{\text{см}}]_\alpha;$$

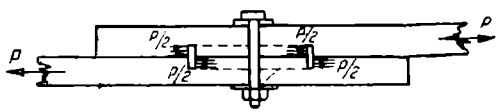
по скалыванию:

$$P = \frac{\pi d_0^2}{2}\,[t]_\alpha,$$

где: b — ширина кольца,

d_0 — внутренний диаметр кольца,

$[n_{\text{см}}]_\alpha$ и $[t]_\alpha$ — допускаемые напряжения дерева на смятие шпонкой и на скалывание, зависящие от направления действующего усилия по отношению к волокнам:



Фиг. 306. Схема работы кольцевого соединения.

$$[n_{\text{см}}]_\alpha = \frac{n_{\text{см}}}{1 + \left(\frac{n_{\text{см}}}{n_{\text{см}\perp}} - 1\right)\sin^2\alpha},$$

где: $n_{\text{см}}$ и $n_{\text{см}\perp}$ — допускаемые напряжения на смятие вдоль и поперек волокон,

α — угол между направлением действующей силы и направлением сминаемых волокон.

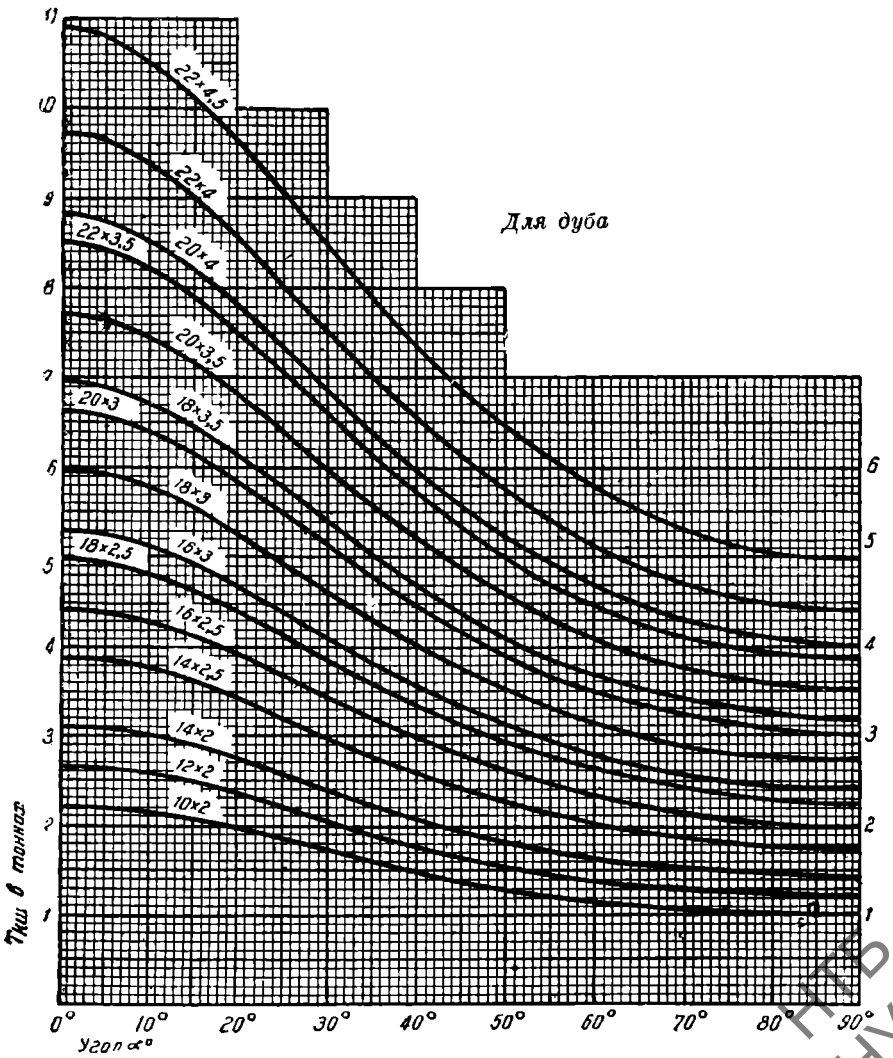
Аналогично и

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

НТБ ДНУЗТ

Кольцевые шпонки Тухшерера стандартизованы ОСТ, поэтому основные размеры колец следует принимать в соответствии с приведенным ниже нормальным сортаментом (табл. IV).

Применяя кольца нормального сортамента, поверки на скалывание можно не делать, так как смятие всегда оказывается более опасным. Для определения допускаемых усилий для кольцевых шпонок удобно пользоваться приведенным на фиг. 307 графиком, заимствованным из норм ИННОРС. Применение колец шириной менее 2 *см* не допускается, равно как и врезка колец на различную глубину в соединяемые части. В одной и той же конструкции кольца одинакового диаметра должны иметь одинаковую ширину.



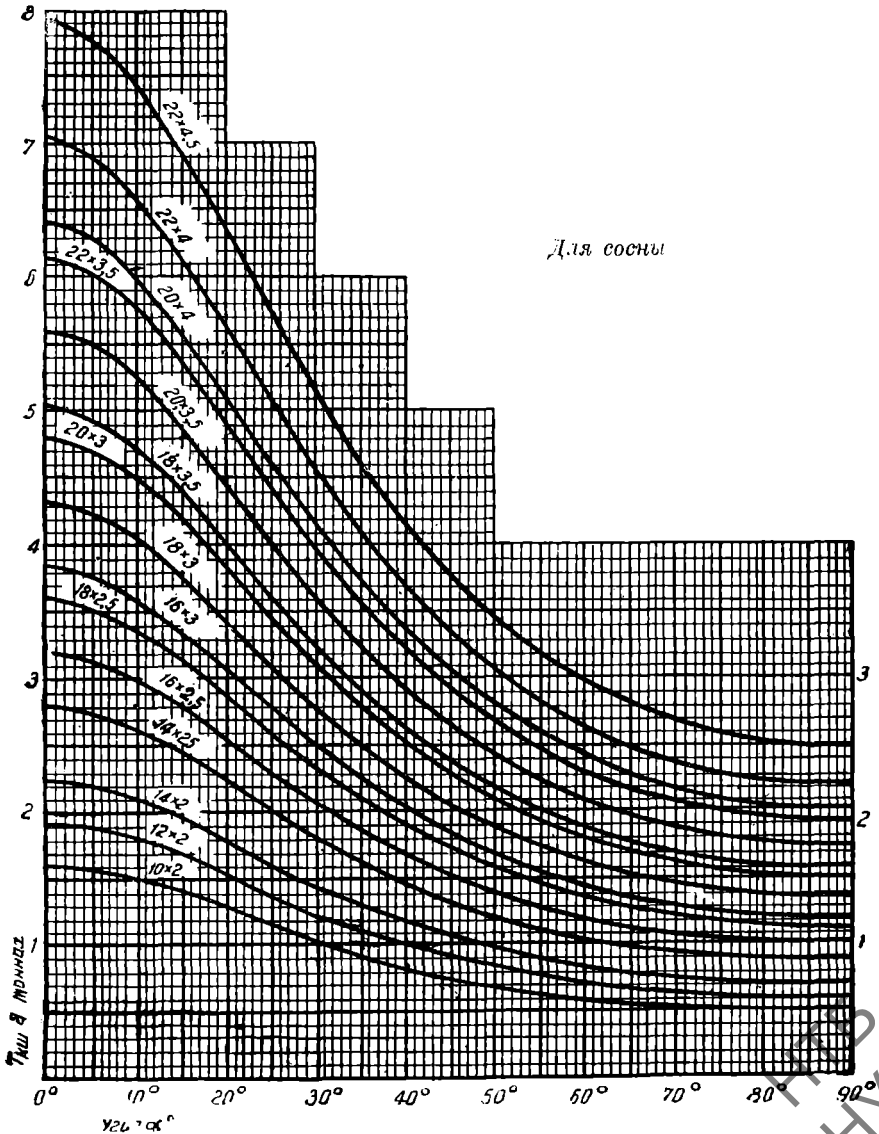
Фиг. 307. График усилий, допускаемых на кольцевую

НТБ ДНУЗТ

В табл. IV дан нормальный сортамент кольцевых шпонок: наименьший допускаемый размер досок, минимальные расстояния между центрами колец и от торца элемента до центра крайнего кольца.

Ослабление кольцом соединяемых элементов принимается равным

$$\frac{b}{2}(d_0+2c),$$



шпонку нормального сортамента, в зависимости от угла.

НТБ ДНУЗТ

Таблица IV

Нормальный сортамент кольцевых шпонок

Внутр. диаметр кольца d_0	Ширина кольца b	Толщина кольца c	Площадь ослабления кольцом $\frac{b}{2}(d_0+2c)$	Вес кольца *кг*	Минимальн. диаметр болта *см*	Наименьш. размеры доски		Расстояние от центра кольца до кран доски S_1 *см*	Расстояние между центрами соседних колец S_2 *см*
						ширина *см*	толщина *см*		
22	4,5	0,6	52	1,47	2,2	26	7	29	35
	4,0	0,5	46	1,09	2,2		6	29	35
	3,5	0,5	40	0,96	1,9		6	29	35
20	4,0	0,5	42	0,99	1,9	24	6	26	32
	3,5	0,5	37	0,87	1,9		6	26	32
	3,0	0,4	31	0,60	1,9		5	26	32
18	3,5	0,5	33	0,78	1,6	22	6	23	29
	3,0	0,4	28	0,54	1,6		5	23	29
	2,5	0,35	23	0,39	1,6		5	23	29
16	3,0	0,4	25	0,48	1,6	20	5	21	26
	2,5	0,35	21	0,35	1,6		4,5	21	26
14	2,5	0,35	18	0,30	1,2	18	4	18	22
	2,0	0,3	15	0,21	1,2		3,5	18	22
12	2,0	0,3	13	0,18	1,2	15	3,5	16	19
10	2,0	0,3	11	0,15	1,2	13	3,5	13	16

т. е. произведению наружного диаметра на половину ширины кольца. При этом ослабление болтовой дырой не учитывается. Число последовательно стоящих друг за другом (по направлению действующего усилия) колец в соединении не должно быть более 2—3, во избежание неравномерности распределения между ними усилий.

В случае постановки трех колец друг за другом, допускаемые усилия на кольца снижаются на 10%.

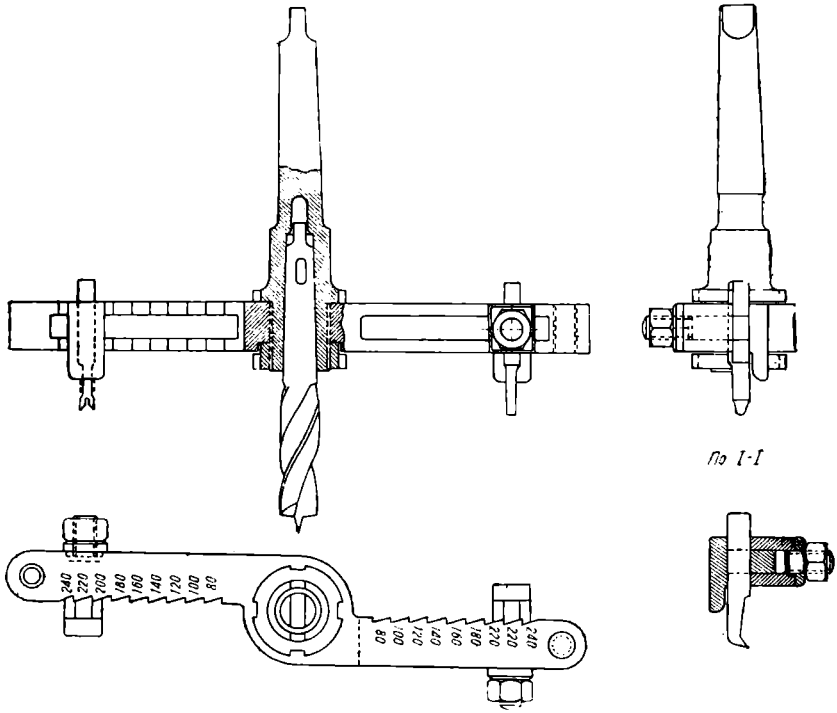
Обработка кольцевых пазов для шпонок Тухшерера производится при помощи специальных станочков (фиг. 308), в виде приспособления к сверлильному станку.

Ширина и глубина желобков должны делаться с некоторым запасом против размеров кольца (около 1 *мм*) для облегчения его вкладывания. Вложенное кольцо должно иметь зазор между своими торцевыми кон-

НТБ ДИУЗТ

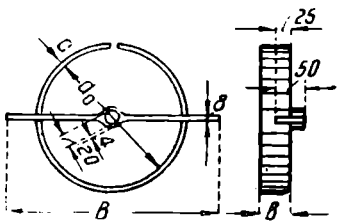
цами, равный около $\frac{b}{3}$. Этот зазор должен находиться на диаметре, перпендикулярном действующим усилиям.

Основным недостатком соединений на кольцах Тухшерера являются следующие: трудность передачи соединением больших усилий при со-



Фиг. 308. Приспособление для обработки кольцевых пазов.

пряжении элементов под косыми углами; необходимость тщательного отбора леса для элементов сооружения и возможность разрушения в случае применения леса с какими-либо дефектами, попавшими в пределы соединения; сложность обработки леса, требующая специального оборудования и квалифицированной рабочей силы; необходимость применения пиленого леса и легкая загниваемость сопряжений.



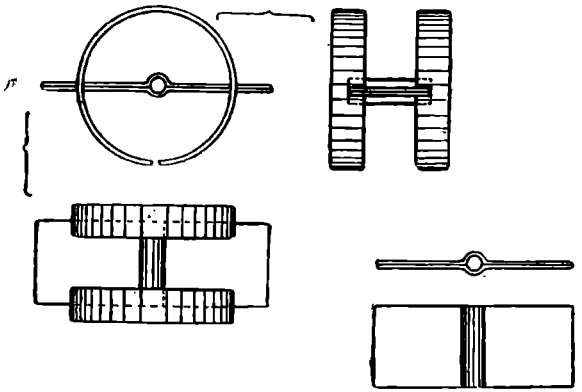
Фиг. 309. Кольцевое соединение Дехалля.

Для усиления кольцевого соединения при передаче больших усилий, в случае действия их поперек волокон, применяют шпонки Дехалля (фиг. 309) или Квятковского (фиг. 310).

Кольцо Дехалля имеет металлическую пластинку, врезаемую в соединяемый элемент вдоль волокон и распределяющую напряжения смятия на большую площадь.

НТБ ДНЗТ

Увеличивая ширину пластинки до величины равной ширине того из соединяемых элементов, усилие на который действует поперек волокон, получаем кольцо системы Квятковского (фиг. 310).

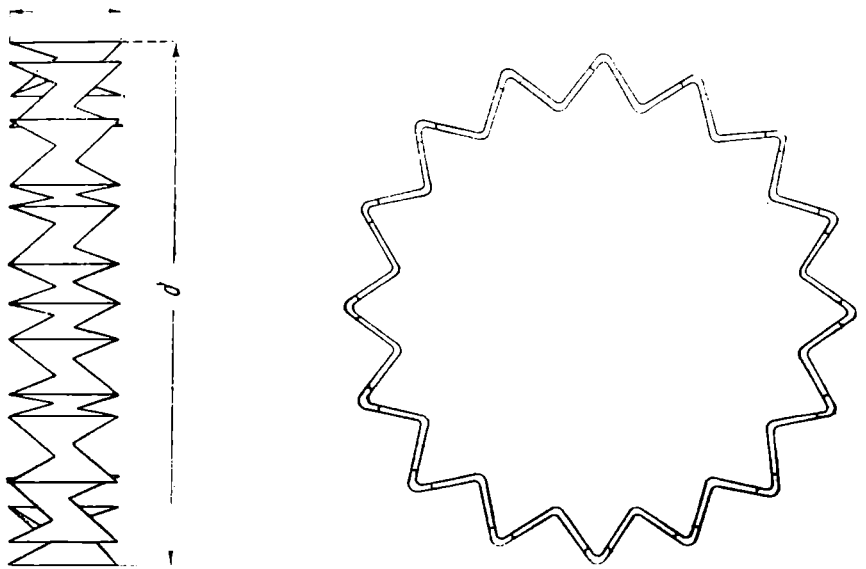


Фиг. 310. Кольцевое соединение Квятковского.

В середине пластинок колец Дехалля и Квятковского устраивается отверстие для пропуска болта.

Новейшим типом кольцевого соединения является «зубчато-кольцевая шпонка», предложенная сектором деревянных конструкций НИИПС (фиг. 311). Шпонка эта имеет двусторонние острые зубцы и по своей идее и внешнему виду аналогична известным немецким шпонкам типа «аллигатор».

Предложение зубчато-кольцевой шпонки для сопряжений деревянных элементов имело целью, с одной стороны, упростить обработку и сборку элементов, с другой же стороны — увеличить надежность соединения.



Фиг. 311. Зубчато-кольцевая шпонка.

Сборка сопряжения производится без какой-либо предварительной обработки гнезда для шпонок; зубчато-кольцевая шпонка закладывается между соединяемыми элементами и под действием ударов молотка

НТБ ДНУЗТ

или же под давлением примитивного сжимного приспособления врезается своими зубцами в древесину соединяемых элементов. Соединение стягивается также болтом.

Получаемое таким образом сопряжение отличается плотностью и дробным распределением усилий, большим числом сравнительно мелких зубцов. Последнее свойство обеспечивает соединениям на зубчато-кольцевых шпонках почти одинаковую прочность при работе как вдоль, так и поперек волокон, а также значительно меньшую зависимость крепости сопряжения от наличия местных дефектов древесины (сравнительно со всеми видами гладких кольцевых шпонок).

Нормальный сортамент зубчато-кольцевых шпонок и допускаемые на них усилия приведены в табл. V

Таблица V

Диаметр шпонок *см*	Высота шпонок *см*	Вес шпонки *кг*	Диаметр болта *см*	Наименьший размер досок		Наименьшее расстояние от шпонки до конца доски *см*	Наименьшее расстояние между шпонками в свету *см*	Допускаемое усилие на одну шпонку *кг*	Площадь ослабления от одной шпонки *см²*
				ширина *см*	толщина *см*				
6	2	0,02	1,27	8	4	6	5	600	3,6
8	2	0,03	1,27	11	4	8	6	800	4,8
10	2	0,04	1,6	13	4	10	7	1 200	6,0
12	3	0,08	1,9	15	5	12	8	2 200	10,8
14	3	0,095	2,3	18	5	12	10	2 900	12,6
16	3	0,108	2,3	20	5	12	10	3 200	14,4
18	3	0,122	2,5	21	5	14	10	3 700	16,0
20	3	0,135	2,5	23	5	14	12	4 000	18,0
22	3	0,150	2,9	25	5	14	12	4 300	19,8

Гвоздевые соединения

В промышленном и гражданском строительстве за последние годы получили большое распространение деревянные конструкции с соединениями на гвоздях. Ряд несомненных преимуществ этого способа соединения как для легких, так и для тяжелых конструкций побудил к применению гвоздевых соединений и для деревянных мостовых пролетных строений.

Одним из основных достоинств гвоздевого соединения является рассредоточенная передача усилий через большое число гвоздей, равномерно распределяемых по всей площади сопряжения.

Благодаря такому дробному распределению усилия гвоздями, значительно увеличивается надежность соединения и уменьшается опасность местных дефектов древесины в пределах сопряжения.

Кроме того, соединение гвоздями обеспечивает одинаковую крепость как вдоль, так и поперек волокон и дает небольшое ослабление сечений соединяемых элементов.

НТБ ДИИЗТ

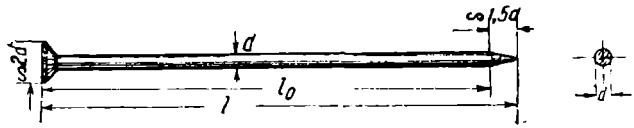
Гвоздевые соединения отличаются также простотой выполнения и значительными преимуществами в смысле простоты и удобства конструктивного разрешения мостовых пролетных строений и их деталей.

По форме своего поперечного сечения и обработке концов гвозди, применяемые в инженерных конструкциях, могут быть различными.

Для соединения элементов деревянных мостовых конструкций наиболее применимы обыкновенные круглые строительные проволочные гвозди (фиг. 312).

Диаметр гвоздей d применяется от 2 до 8 *мм*, длина l — от 50 до 250 *мм*.

При соединении элементов из хвойных лесных пород гвозди загоняются в цельную древесину, без предварительного просверливания отверстия. При соединении гвоздями элементов из более твердого леса (например дуба, бука и др.) следует предварительно просверлить гнезда для гвоздей, причем диаметр отверстия должен быть несколько меньше толщины гвоздя (0,9 d), глубина же отверстия не менее 0,4 l.



Фиг. 312. Строительный проволочный гвоздь.

Сшивка тонких досок толстыми гвоздями может привести к раскалыванию досок, а поэтому толщина сопрягаемых элементов должна быть не менее четырехкратного диаметра применяемых в соединении гвоздей.

Сопряжение помощью гвоздей с наибольшим успехом может применяться для соединения между собой досчатых элементов или для прикрепления досчатых элементов к брусчатым. При этом гвоздевые сопряжения воспринимают на себя сдвигающее усилие между соединяемыми частями конструкции, и гвозди работают на срезывание.

Может быть допущена работа гвоздевого соединения на выдергивание, но лишь в том случае, если гвозди забиты на достаточную глубину и не в заранее просверленные отверстия.

Расчет гвоздевых сопряжений

Гвоздевые сопряжения, работающие на срезывание, рассчитываются аналогично сопряжениям нагельного типа.

При расчете сопряжения, работающего на одиночное срезывание и в несимметричных соединениях (фиг. 313), максимальное усилие в *кг*, выдерживаемое одним срезом гвоздя, определяется по наименьшему из значений, даваемых формулами:

по изгибу гвоздя:

$$T = kd^2\sqrt{n_{наг}n_{см}} \qquad (1)$$

по смятию средней доски:

$$T_1 = 0{,}4cdn_{см} \qquad (2)$$

НТБ ДНУЗТ

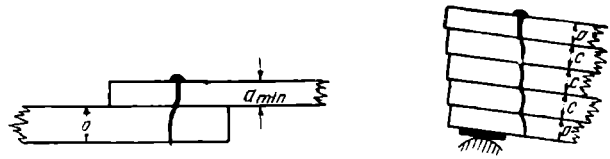
по смятию крайней доски:

$$T_2 = 0{,}6 \cdot ad \cdot n_{см}. \qquad (3)$$

В этих формулах:

k — коэфициент, зависящий от типа применяемых гвоздей, для обычных круглых железных гвоздей $k = 0{,}8$;

$n_{изг}$ — допускаемое напряжение на изгиб гвоздя, принимаемое для проволочных гвоздей равным 1 800 $кг/см^2$;



Фиг. 313. Работа гвоздя в несимметричных соединениях.

$n_{см}$ — допускаемое напряжение на смятие дерева в гвоздевом сопряжении, не зависящее от направления действия передаваемых усилий по отношению к волокнам дерева. Для мостов из воздушно-сухого леса, защищенных от атмосферных воздействий, допускаемое напряжение принимается равным:

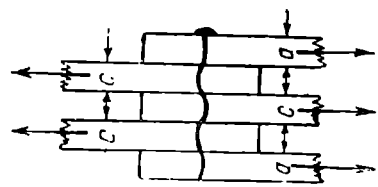
для сосны лучшего качества $n_{см} = 96$ $кг/см^2$,
для сосны среднего качества $n_{см} = 80$ $кг/см^2$,
для дуба лучшего качества $n_{см} = 130$ $кг/см^2$,
для дуба среднего качества $n_{см} = 110$ $кг/см^2$

(для обычных условий возведения моста без специальной защиты от атмосферных влияний эти цифры должны приниматься с поправкой — 0,9 — при воздушно-сухом лесе и 0,85 при применении полусухого леса);

d — диаметр гвоздей в $см$;

c — толщина средней доски (или бруса) в $см$;

a — толщина крайней доски (или бруса) в $см$ или же толщина более тонкой доски (бруса) при соединении двух элементов (фиг. 313).



Фиг. 314. Работа гвоздя в симметричном соединении.

При достаточной толщине соединяемых элементов наиболее опасна поверка гвоздей по формуле (1). В случае применения тонких досок, при $a \leqslant 6{,}3d$ или $c \leqslant 9{,}5d$, наибольшее допускаемое усилие определяется формулами (2) и (3).

В симметричных сопряжениях, работающих на двойное или многократное срезывание (фиг. 314), максимальное усилие, выдерживаемое одним срезом гвоздя, определяется формулами:

по изгибу гвоздя:

$$T = kd^2 \sqrt{n_{изг} n_{см}} \qquad (1')$$

по смятию средних досок:

$$T_1 = 0{,}5cdn_{см} \qquad (2')$$

НТБ ДНУЗТ

по смятию крайних досок:

$$T_2 = 0{,}7adn_{\text{см}}. \qquad (3')$$

Проверка по формулам (2') и (3') оказывается опасной только при недостаточной толщине досок $a \leqslant 5{,}4d$ или $c \leqslant 7{,}6d$.

В растянутых элементах, пробитых гвоздями, должна производиться проверка ослабленного сечения. При этом ослабление, даваемое каждым гвоздем, принимается равным $0{,}8d \cdot b$, где d — диаметр гвоздя и b — толщина рассчитываемого элемента; коэфициент 0,8 учитывает обмятие древесины вокруг гвоздя.

В сжатых элементах ослабление сечения гвоздями не учитывается.

Расчет гвоздевых соединений, работающих на выдергивание, производится на основе следующих данных.

Сопротивление выдергиванию гвоздя при толщине его от 2 до 5 *мм* определяется по формуле:

$$S = \pi d l_0 t,$$

где $\pi d l_0$ — поверхность сцепления гвоздя с древесиной, без учета заостренной его части,

l_0 — длина цилиндрической части гвоздя (см. фиг. 312),

t — допускаемое напряжение на сцепление поверхности гвоздя с древесиной, принимаемое равным 5 *кг/см*^{2} — для гвоздей, забитых в древесину перпендикулярно к волокнам, и 3 *кг/см*^{2} — для гвоздей, забитых в торец.

Вследствие динамического действия временной нагрузки в мостах приведенные цифры допускаемых напряжений на выдергивание следует снижать на 20—40%. Величина снижения должна назначаться в зависимости от степени динамического эффекта в рассчитываемом элементе. В знакопеременных элементах и элементах проезжей части это снижение должно быть больше, в элементах главных ферм оно может быть меньше.

Гвозди толщиной более 5 *мм* уже хуже сцепляются с деревом, чем тонкие гвозди, а потому сопротивление выдергиванию более толстых гвоздей рекомендуется принимать равным сопротивлению гвоздя $d = 5$ *мм* той же длины.

Учет работы гвоздей на выдергивание допускается только в случае достаточной глубины их забивки в древесину. Длина забитой части гвоздя, за вычетом заострения, должна быть не менее $l_0 \geqslant 8d$.

В случае, если работающая на выдергивание длина гвоздя превышает толщину прикрепляемого элемента более чем в 2—3 раза, то во избежание вдавливания головки гвоздя в древесину под них следует при забивке подкладывать специальные шайбы.

В сопряжениях из твердых пород, требующих рассверливания отверстий для забивки гвоздей, работа их на выдергивание не должна учитываться.

Благодаря тому, что в условиях возведения мостов на месте выполнение гвоздевых соединений не может быть столь же тщательным, как в заводских условиях, следует рекомендовать увеличение расчетного числа гвоздей за счет неправильностей их забивки на 5—10% в соединениях (работающих как на срезывание, так и на выдергивание), выполняемых на месте сборки моста.

НТБ ДНИЗТ

Размещение гвоздей в сопряжениях

В целях обеспечения необходимой прочности гвоздевых соединений и предотвращения повреждений ими древесины следует соблюдать следующие правила размещения гвоздей.

Во избежание появления продольных трещин в дереве от расклинивающего действия гвоздей расстояние между гвоздями, забитыми в одно волокно, должно быть для хвойных пород не менее 20 *d*.

По той же причине крайние гвозди соединения должны ставиться на расстоянии не менее 15 *d* от торцевого конца доски. Расстояние гвоздей от края элемента в направлении поперек волокон всегда должно быть не менее 4 *d*.

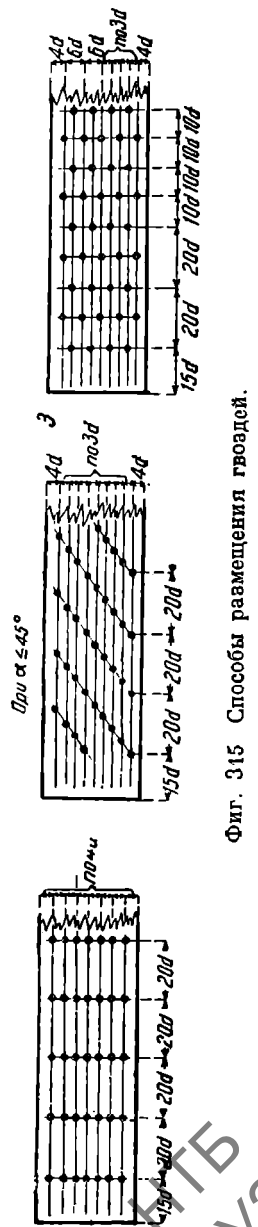
В деревянных инженерных конструкциях находят применение следующие основные способы расстановки гвоздей (фиг. 315):

1) простая рядовая расстановка,
2) расстановка наклонными рядами,
3) шахматная расстановка.

При простом рядовом размещении гвоздей расстояние между двумя соседними рядами должно быть не менее 4 *d*. При наклонных рядах с углом наклона $\alpha \leqslant 45°$ расстояние между соседними рядами может быть уменьшено до 3 *d*. При шахматной расстановке гвоздей расстояние между продольными полурядами должно быть не менее 3 *d*.

При сопряжении элементов под углом приведенные правила размещения гвоздей должны быть соблюдены в отношении каждого из сопрягаемых элементов.

Примеры размещения гвоздей в сопряжениях элементов, пересекающихся под углом, приведены на фиг. 316.



Фиг. 315 Способы размещения гвоздей.

Нагельные соединения

Из различного рода нагельных соединений, применяемых в деревянных промышленных конструкциях, для мостов могут быть использованы лишь дубовые нагели и металлические трубчатые нагели, способные передавать большие усилия.

Дубовые нагели применяют в деревянном мостостроении уже много десятков лет; описание их приведено подробно в главе о мостах системы Тауна (§ 50).

Что же касается металлических трубчатых нагелей, то они являют-

НТБ АИУЗТ

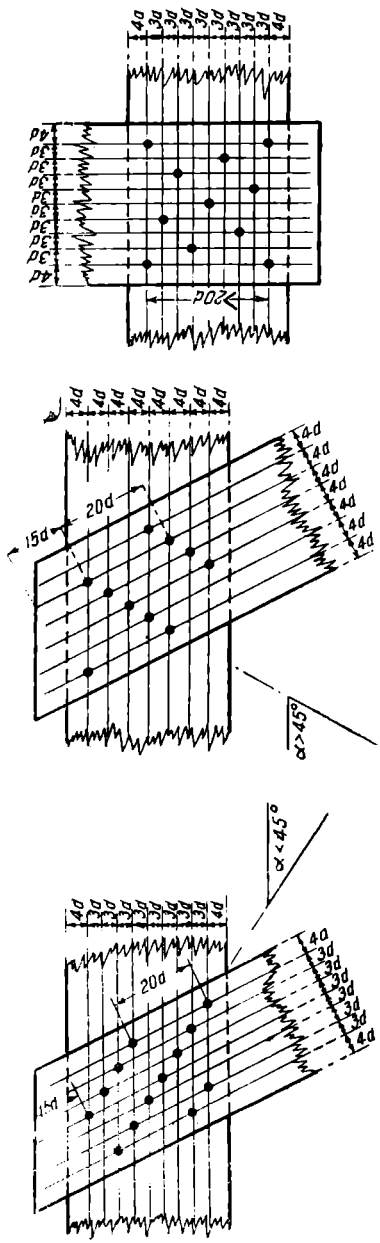
ся новым типом соединения; применение их в мостах может оказаться весьма целесообразным.

Трубчатые нагели изготовляются из обрезков газовых труб, вставляемых в заранее просверленные отверстия в соединяемых элементах.

При применении трубчатых нагелей для узловых сопряжений деревянных мостовых ферм необходимо устройство металлических фасонок.

Схема конструкции узлового соединения на трубчатых нагелях с металлической фасонкой приведена на фиг. 317. Фасонка входит в продольные прорезы, сделанные в бревнах, и скреплена с последними трубчатыми нагелями; снаружи бревна перекрыты также узкими металлическими накладками.

Соединения на трубчатых нагелях дают прочные сопряжения, простые в сборке, — при сравнительно незначительной затрате металла и леса. Применение трубчатых нагелей для мостов пока еще не вышло из стадии лабораторных опытов.



Фиг. 316. Способы размещения гвоздей в сопряжениях.

Соединения на шпоночных накладках (гребенках)

Металлические шпоночные накладки, аналогичные тем, которые используются для перекрытия стыков в фермах Гау (см. § 42), могут быть применены также для узловых сопряжений деревянных мостовых ферм.

Пример конструкции узла на шпоночных накладках приведен на фиг. 318. Все элементы, сходящиеся в узле, прикрепляются помощью металлических шпоночных накладок, надетых на общий узловой болт.

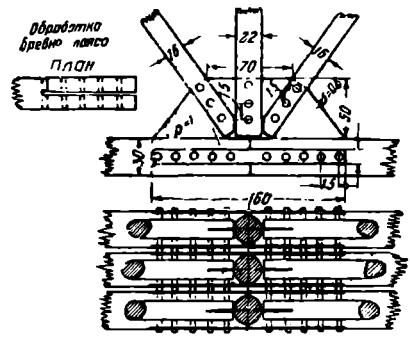
Несмотря на то, что такого рода соединения могут передавать как сжимающие, так и растягивающие усилия, а также обеспечивают шарнирность узлов, сопряжения на гребенках все же не могут быть рекомендованы.

Даже при точной пригонке соединения не может быть обеспечена равномерная работа всех шпонок; в случае же недостаточно аккуратно-

НТБ ДНУЗТ

го выполнения соединения работа его становится ненадежной. Соединения на гребенках дают также большие деформации от смятия.

В настоящее время имеются построенные пролетные строения $l=50$ *м* с узловыми сопряжениями на гребенках, однако дальнейшее развитие применения этого типа соединений вряд ли было бы целесообразным.

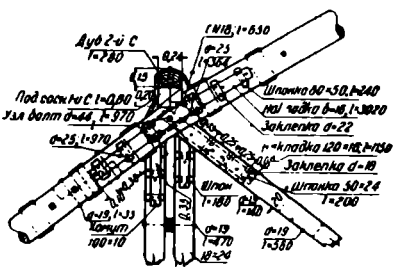


Фиг. 317. Конструкция узла на трубчатых нагелях с металлической фасонкой.

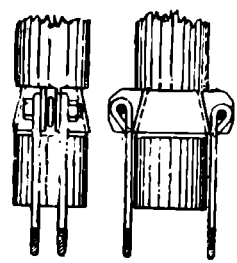
Хомутные соединения

Наиболее трудным вопросом при проектировании деревянных ферм больших пролетов является передача растягивающих усилий на деревянные элементы. Рассмотренные выше способы соединений помощью кольцевых шпонок, гвоздей, нагелей и проч. требуют, как правило, применения пиленого леса высокого качества. Между тем, для пролетных строений деревянных мостов часто бывает желательным применение круглого леса как для сжатых, так и для растянутых и сжато-вытянутых элементов. Сопряжением, решающим поставленную задачу, является хомутное соединение системы инж. Сергеева, разработанное в ЦИС НКПС[1].

Устройство хомутного соединения заключается в следующем (фиг. 319). На конец прикрепляемого элемента надевается конический хомут, опирающийся на соответствующую коническую кольцевую зарубку в бревне. Между выступами хомута, через прорез, сделанный в бревне,



Фиг. 318. Конструкция узла на металлических шпоночных накладках.



Фиг. 319. Хомутное соединение.

пропускается диафрагма жесткости хомута, из металлической полосы. Болты, стягивающие выступы хомута проходят также через отверстия в диафрагме.

---

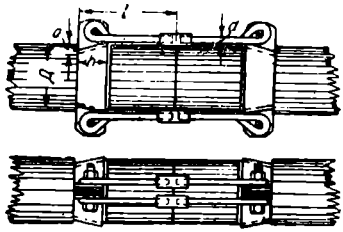
[1] См. инж. Сергеев и Шоминов, Новые соединения в деревянных фермах больших пролетов, изд. ЦИС НКПС, 1933 г.

НТБ ДИУЗТ

На эти же болты надеваются тяжи, служащие для прикрепления элемента.

Плотно пригнанный и хорошо стянутый хомут, обжимая бревно по всему периметру, обеспечивает равномерное распределение передаваемого усилия всему сечению прикрепляемого элемента.

Устройство стыка двух растянутых бревен помощью хомутного соединения приведено на фиг. 320. Прикрепление растянутого и сжато-вытянутого элементов приведено на фиг. 321, *а* и *b*. Конструкция узла фермы с хомутными соединениями приведена на фиг. 322.



Фиг. 320. Устройство стыка помощью хомутного соединения.

Испытание хомутных соединений, произведенное ЦИС НКПС, показало полную надежность хомутных соединений и пригодность их для сопряжений в деревянных мостовых фермах.

Основными преимуществами хомутных соединений являются:

а) простота узловых соединений,

б) возможность точной центрировки узлов,

в) удобство смены отдельных элементов пролетного строения без перерыва движения по нему.

г) возможность прикрепления как растянутых, так и сжато-вытянутых элементов.

д) возможность подтяжки ферм и выправления провесов, путем натяжения тяжей хомутных соединений,

е) экономия лесоматериала и металла, сравнительно с обычными типами пролетных строений.

В табл. VI даны основные размеры хомутов для бревен различного диаметра и величины допускаемых усилий на соединение.

Таблица VI

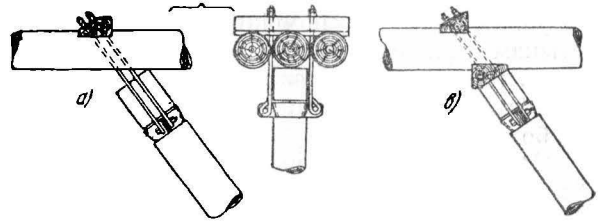
Диаметр бревна D *см*	Максимальн. нагрузка на бревно P_{max}	Ослабленная врезкой хомута площадь бревна $\omega_{нетто}$ $см^2$	Длина конца бревна из условия скалывания l *см*	Радиус конуса хомута в узкой его части r_0 *см*	Размеры полосового железа, идущего для изготовления				Диаметр тяжей d *мм*	Диаметр болтов d_1 *мм*
					хомутов		диафрагм			
					толщина t *мм*	ширина h *мм*	толщина δ *мм*	ширина h' *мм*		
14	8,0	97	22	6,9	12	80	—	—	16	25
16	11,50	124	26	8,0	13	100	—	—	18	28
18	14,40	157	30	8,9	15	110	8	80	21	32
20	19,00	195	35	10,0	16	130	8	100	24	36
22	22,70	236	37	11,0	17	140	8	110	27	38
24	26,60	278	41	11,9	18	150	9	120	28	42
26	30,50	327	43	12,8	19	160	10	120	30	45
28	35,50	381	45	13,8	21	170	10	140	32	48
30	39,60	433	48	14,7	22	180	10	160	36	50
32	47,00	492	53	15,8	23	200	12	160	38	55

КГТБ ДНУЗТ

§ 55. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ НА КОЛЬЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

Схемы ферм, применяемых для пролетных строений на кольцевых соединениях, определяются специфическими свойствами сопряжений на кольцевых шпонках.

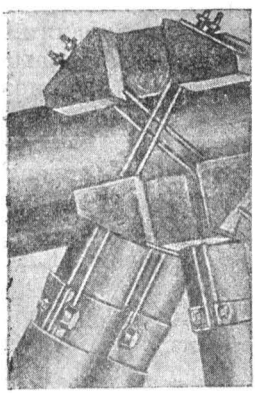
Выше указывалось, что передача кольцевыми соединениями больших усилий в сопряжениях элементов, сходящихся под углом, затруднительна вследствие слабого сопротивления кольцевых соединений при работе их поперек волокон.



Фиг. 321. Прикрепление раскосов к поясам помощью хомутного соединения.

Поэтому для ферм с кольцевыми соединениями наиболее целесообразно применение схем, в которых элементы решетки имеют возможно меньшие усилия и минимальное количество рабочих элементов, примыкающих к поясам под углом 90°. Указанным требованиям наиболее удовлетворяет ромбическая система Дитца (фиг. 302, *a*, *b*, *c*), в несколько меньшей мере — треугольная и полураскосная системы.

Простая раскосная система применима только для мостов сравнительно небольших пролетов под более легкую нагрузку; весьма целесообразно применение раскосной системы для небольших ферм с ездой по верху и полигональным нижним поясом.



Фиг. 322. Узел фермы с хомутными соединениями.

Конструкция пролетного строения с соединениями на кольцах Тухшерера (проектировка Цудортранса) приведена на фиг. 323 (см. вклейку).

Пролетное строение с ездой по верху имеет расчетный пролет $l = 21{,}6$ *м*, высоту главных ферм 3,0 *м*. В поперечном сечении пролетное строение имеет четыре главные фермы, расположенные на расстоянии 1,6 *м* друг от друга.

Проезжая часть состоит из поперечного настила, образованного из брусков 8×8 *см*, покрытого сверху слоем асфальтобетона. Настил опирается на ряд прогонов прямоугольного сечения (18×22 *см*), уложенных на расстояниях 0,63 *м* друг от друга. Прогоны поддерживаются поперечными балками из брусьев сечением 14×20 *см*, опирающихся на главные фермы в их узлах (с небольшим эксцентриситетом). Главные фермы с параллельными поясами имеют раскосную решетку с нисходящими раскосами.

Пояса ферм составлены каждый из трех досок 8×26 *см*, с зазорами по 7 *см*. Доски связаны между собой помощью прокладок на кольцах и болтах.

Стыки досок поясов, устраиваемые в одном сечении, расположены

НТБ ДНУЗТ

в пределах панелей и перекрыты досчатыми накладками на кольцевых шпонках и болтах (фиг. 324).

Раскосы составлены из двух или четырех досок, входящих своими концами в зазоры между досками поясов или же обхватывающих пояса снаружи. Прикрепление раскосов к поясам осуществлено помощью колец Тухшерера.

Стойки главных ферм составлены каждая из трех досок, упирающихся в узлах своими торцами в доски поясов. Закрепление стоек в узлах устроено помощью досчатых коротышей, прикрепленных к стыкам и располагаемых, в зависимости от способа примыкания раскоса, в промежутках между досками поясов или снаружи его.

Коротыши эти прикрепляются к стойкам и поясам помощью колец и болтов.

В узле 3, где стойка работает только на сжатие и постановка коротышей невозможна, доски стойки прикрепляются несколькими гвоздями к раскосу.

Опорная стойка прикреплена к верхнему поясу помощью наклонных досчатых коротышей.

Поперечная жесткость пролетного строения обеспечена устройством верхних и нижних продольных связей, а также вертикальных поперечных связей.

Продольные горизонтальные связи раскосной системы поставлены между крайними фермами пролетного строения. Диагонали связей образованы из досок, уложенных непосредственно на пояса главных ферм и пришитых к ним гвоздями. Распорками верхних связей служат поперечные балки проезжей части; распорками нижних связей служат брусья сечением 14×18 *см*, уложенные около узлов и врубленные в нижние пояса главных ферм. Средние распорки нижних связей связаны между собой короткими дополнительными диагоналями.

Вертикальные поперечные связи образованы из брусчатых диагоналей (18×18 *см*), упирающихся своими концами в распорки верхних и нижних горизонтальных связей и скрепленных с ними помощью досчатых накладок на кольцах и болтах.

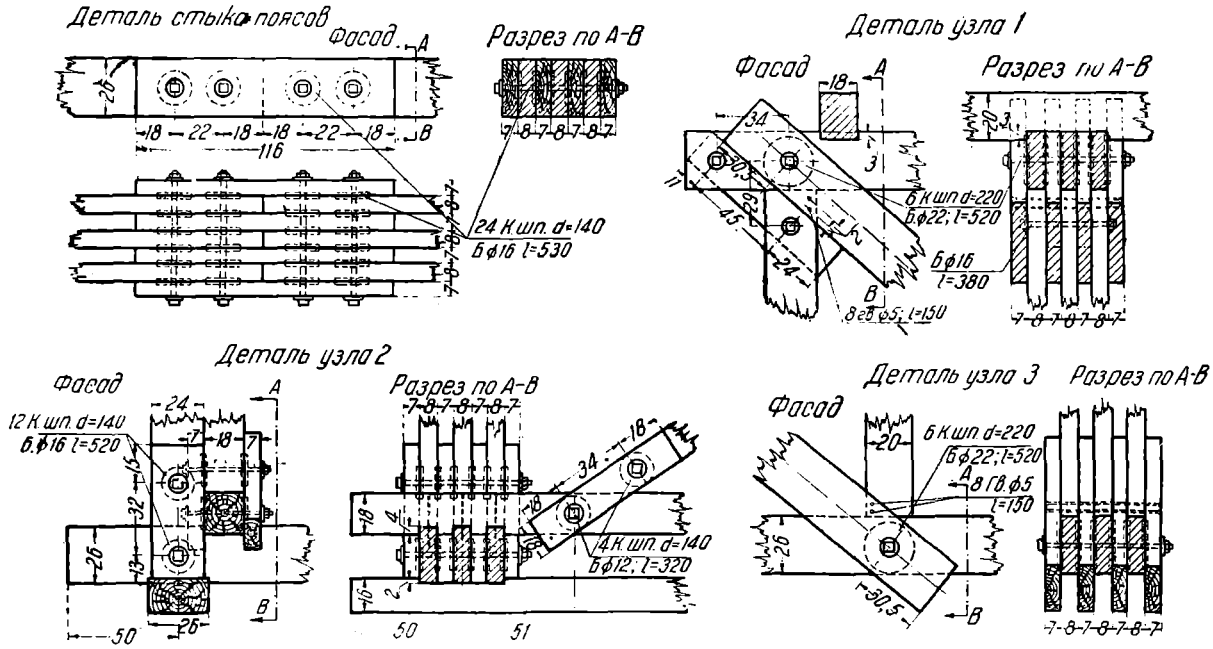
Расход лесоматериала на пролетное строение составляет (в деле) 61,05 $м^3$; расход металла —1,08 *т*.

На фиг. 325 (см. вклейку) представлено пролетное строение с ездой по низу пролетом $l = 22{,}5$ *м*, запроектированное Госпроектрансом НКПС с применением соединений на гладких кольцевых шпонках.

Проезжая часть состоит из двойного досчатого настила, поддерживаемого спаренными прогонами, составленными каждый из двух брусьев 20×22 *см*. Пролет прогонов, равный панели главных ферм, составляет 3,07 *м*.

Прогоны укладываются на сквозные поперечные балки, свободно опирающиеся своим верхним поясом на нижние пояса главных ферм в их узлах. Замена обычной составной поперечной балки на шпонках сквозной приводит к некоторому увеличению конструктивной высоты проезжей части, но освобождает от необходимости в процессе эксплоатации наблюдать за ослаблением шпонок от усушки и подтягивать болты. Прогоны связываются с верхними поясами балки металлическими уголками $60 \times 60 \times 6$ *мм* и болтами.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 324. Детали узлов пролетного строения на кольцах Тухшерера.

НТБ
ДНУЗТ

Тротуары расположены снаружи ферм на специально выпущенных концах верхнего пояса поперечной балки.

Главные фермы с параллельными поясами и решеткой системы Дитца запроектированы из досок: верхний и нижний пояса имеют в сечении по 4 доски 28×10 *см* со щелью в 14 *см* между ними; нисходящие раскосы по 2 доски 28×8 *см*, охватывающие пояса; восходящие раскосы, кроме средних, по 2 доски 28×10 *см* и по одной доске 28×14 *см*, причем прикрепляется лишь доска 28×14 *см*, а обе другие обрываются в примыкании к поясам и, частично участвуя в передаче сжимающих усилий своими торцами, служат для уменьшения гибкости элементов.

Средние восходящие раскосы имеют сечения из одной доски 28×14 *см*. Применение решетки системы Дитца (ромбическая без стоек) чрезвычайно упрощает конструкцию узлов благодаря отсутствию стоек. Восходящие раскосы входят в просвет между досками поясов, а нисходящие охватывают их. В средних узлах раскосы одной половины фермы при примыкании к поясам снабжаются особыми досчатыми накладками, позволяющими увязать сопряжение элементов одинакового сечения, сходящихся в средних узлах, и сохранить идентичную конструкцию узлов в обеих половинах фермы. Горизонтальный элемент в середине пролета необходим, так как без него ферма с ромбической решеткой представляет собой изменяемую систему.

Элементы из досок с просветом между ними (верхний пояс, нижний пояс и нисходящие раскосы) снабжены прокладками на болтах или на кольцевых шпонках.

Стыки поясов перекрываются помощью наружных и внутренних накладок на кольцевых шпонках.

Связи моста состоят из верхней и нижней горизонтальных ферм с перекрестными диагоналями и опорных рам в плоскостях опорных стоек.

Сечение диагоналей горизонтальных связей тавровое, причем в месте пересечения диагоналей одно из вертикальных ребер прерывается. Горизонтальные и вертикальные доски сечения соединяются между собою болтами. Связи своими горизонтальными полками укладываются по верху нижних и верхних поясов главных ферм и связываются с ними кольцами. Опорная рама со сквозным ригелем и угловыми подкосами имеет по высоте габарит в 4,5 *м*. Элементы портальной рамы связаны между собой помощью колец.

В конструкции пролетного строения применены два типа кольцевых шпонок: Тухшерера и Дехалля.

Шпонка системы Дехалля применяется для усиления кольцевого соединения при передаче больших усилий в случае действия их поперек волокон или под тупым углом к ним (см. прикрепление 1-го и 2-го раскосов и горизонтальных связей на фиг. 325).

Благодаря удачному выбору схемы ферм и конструкции узлов пролетное строение требует сравнительно небольшой затраты металла и дерева.

Расход лесоматериала составляет	121,2 $м^3$
Расход металла	6,2 *т*.

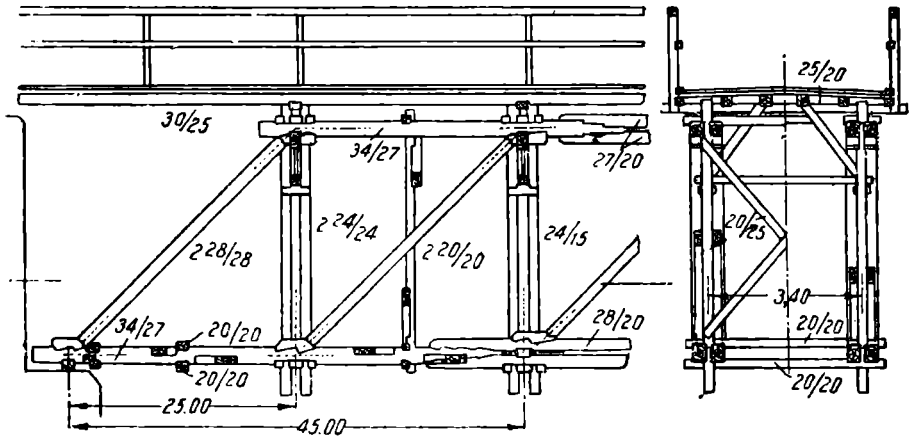
НТБ ДНУЗТ

§ 56. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ БОРОВИКА

К числу сравнительно новых систем пролетных строений с решетчатыми фермами относятся и пролетные строения системы Боровика [1].

В фермах системы Боровика, имеющих простую раскосную решетку при параллельных поясах, как раскосы, так и работающие на растяжение стойки выполняются из дерева.

По своей идее пролетные строения системы Боровика являются повторением применявшейся в свое время системы Рихтера (фиг. 326) с той лишь разницей, что взамен пиленого леса в фермах системы Боровика применен почти исключительно круглый лес.



Фиг. 326. Пролетное строение системы Рихтера.

Основными особенностями пролетных строений системы Боровика, обеспечивающими наибольшее упрощение всей конструкции и минимальную затрату металла, являются:

1) применение для их постройки одного только круглого леса, с минимальной затратой металлических скреплений,

2) устройство сопряжений возможно более простого типа, могущих быть выполненными без привлечения специально квалифицированной рабочей силы.

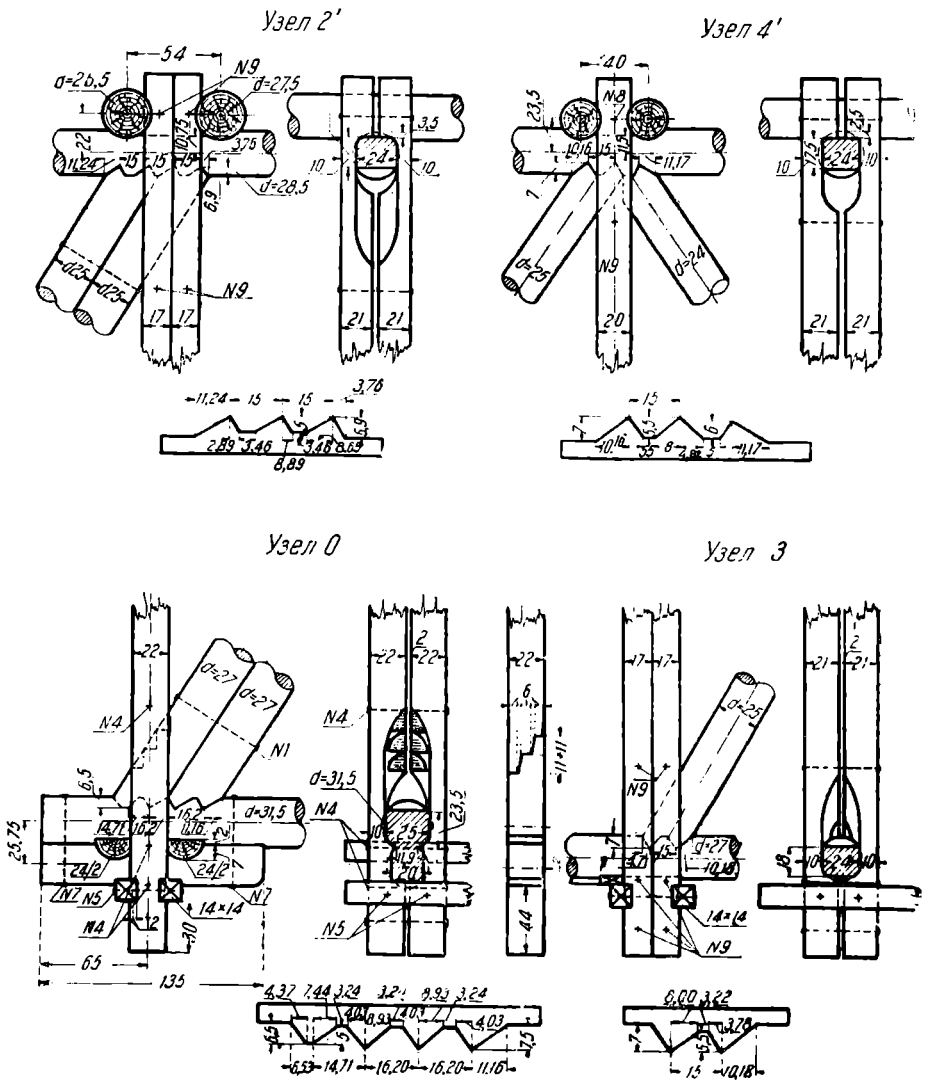
Пролетное строение системы Боровика с ездой по верху пролетом l=21,2 *м* (по проекту Гипродора) приведено на фиг. 327 (см. вклейку).

Главные фермы моста имеют обычную раскосную систему с восходящими сжатыми раскосами, растянутыми стойками и обратными раскосами в средних панелях. В поперечном сечении мост имеет 4 главных фермы, расставленные на расстоянии 2 *м* друг от друга. Пояса главных ферм составлены каждый из одного бревна. Раскосы, непосредственно упирающиеся в пояса в узлах, составлены в опорных панелях из двух бревен, связанных между собою болтами, в средних же панелях — из одного бревна. Раскосы сопрягаются с поясами помощью простых врубок зубьями. Такое сопряжение приводит к необходимости давать

[1] Для железнодорожных мостов система Боровика была впервые применена лет 20 тому назад.

ДИИТ

глубокие и сильно развитые врубки (фиг. 328), что является слабым местом конструкции мостов Боровика. Для выполнения этих врубок Боровик предлагает пользоваться специальными шаблонами, приведенными на деталях узлов (фиг. 328). Стойки главных ферм, составлен-



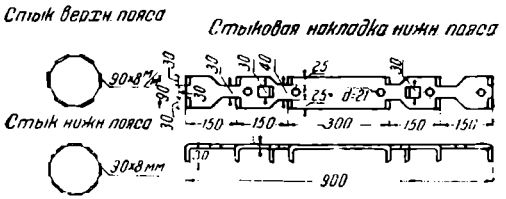
Фиг. 328. Детали узлов фермы Боровика.

ные каждая из двух ветвей бревен, обхватывают с обеих сторон пояса, врубаются в них и укрепляются кроме этого специальными анкерами, расположенными над верхним и под нижним поясами. Средние стойки, имеющие меньшее усилие, составлены по фасаду из одного бревна;

БТБ ДИЗТ

стойки, расположенные ближе к опорам, устроены по фасаду парными. Верхние анкеры круглого сечения взаимно врубаются со стойками и служат, с одной стороны, для увеличения площади смятия для передачи растягивающих усилий стоек поясам, с другой же стороны — используются как поперечные балки проезжей части. Нижние анкеры устроены прямоугольного сечения и используются как поперечные схватки нижних ветровых связей.

Бревна поясов имеют стыки, располагаемые в серединах панелей и перекрываемые металлическими накладками. Накладки могут быть обычного типа с металлическими шпонками (см. мосты системы Гау), или же специального типа, предложенного Боровиком, в виде узких накладок из полосового железа с отогнутыми шипами (фиг. 329). Стык бревна обхватывается несколькими такими накладками, расположенными по окружности бревна. Опытной проверки накладки этого типа еще не получили.



Фиг. 329. Стык пояса с металлическими накладками системы Боровика.

Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения, в уровне нижнего и верхнего поясов устроены продольные ветровые связи; кроме того, в плоскости всех стоек расположены вертикальные поперечные связи. Верхние связи имеют раскосы досчатого сечения, пришитые к верхней поверхности бревен поясов помощью металлических гвоздей (глухарей).

Распорками верхних связей служат анкеры — поперечные балки. Нижние связи устроены аналогично верхним.

Вертикальные поперечные связи в опорном узле упираются своими концами в специальные деревянные подушки; в прочих панелях диагонали вертикальных поперечных связей сделаны из досок, пришитых гвоздями непосредственно к стойкам главных ферм.

Проезжая часть моста состоит из двойного досчатого настила, уложенного по продольным балкам круглого сечения. Для обеспечения поперечного стока воды на продольные балки положены специальные подкладки. Продольные балки лежат непосредственно на парных анкерах — поперечных балках, располагаемых в узлах главных ферм. Тротуары повышенного типа поддерживаются выпущенными концами поперечных балок.

Наряду с перечисленными выше достоинствами, как-то: применение круглого леса, незначительная затрата металла, простота изготовления конструкции и др., пролетные строения системы Боровика обладают также и рядом недостатков.

Наиболее существенными из них являются: значительные обмятия во врубках сопряжений раскосов и стоек с поясами, могущие привести к накоплению значительных провесов фермы, невозможность подтягивания ферм для устранения этих провесов и, наконец, значительный собственный вес пролетных строений и трудность перекрытия системой Боровика больших пролетов. Указанные недостатки ограничи-

НИВ ДИУЗТ

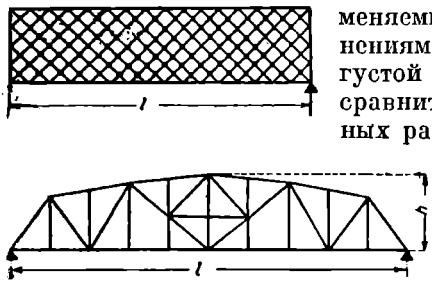
вают применение пролетных строений системы Боровика теми случаями, когда необходимо построить мост со сравнительно небольшими пролетами, из местного материала, без применения высококачественного леса (дуба) с минимальной затратой металла и пользуясь мало квалифицированной рабочей силой.

Такие условия обычно встречаются в удаленных северных районах нашего Союза.

§ 57. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ГВОЗДЕВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Главным фермам пролетных строений мостов с гвоздевыми соединениями следует придавать такие схемы, чтобы усилия в элементах решетки ферм были невелики и чтобы тем самым облегчалось их прикрепление в узлах.

Наиболее подходящими системами для гвоздевых пролетных строений являются поэтому многорешетчатые фермы и сквозные фермы с полигональным очертанием одного из поясов (фиг. 330).



Фиг. 330. Схемы ферм с гвоздевыми соединениями.

Многорешетчатые системы, широко применяемые для мостов с нагельными соединениями (типа Тауна и Лембке), благодаря густой перекрещивающейся решетке имеют сравнительно небольшие усилия в отдельных раскосах, позволяющие легко осуществлять их прикрепление гвоздями. Вместе с тем пояса таких ферм, образованные из пачек досок аналогично фермам Тауна, тоже удобно связываются помощью гвоздей.

Для перекрытия более крупных пролетов многорешетчатые фермы становятся уже невыгодными благодаря большому количеству потребного на них леса. Здесь целесообразнее применение сквозных ферм с простой решеткой и полигональным поясом. Устройство полигонального пояса благодаря своему разгружающему действию на элементы решетки фермы облегчает устройство узловых сопряжений.

Кроме того, полигональное очертание ферм позволяет достигнуть почти полной однозначности работы элементов решетки, что тоже весьма благоприятно с точки зрения работы гвоздевого соединения.

В настоящее время еще нет достаточного опыта применения гвоздевых соединений для пролетных строений мостов, однако имеются уже разработанные проекты, перекрывающие пролеты свыше 50 *м*.

В сравнении с мостами обычных систем гвоздевые пролетные строения требуют меньшей затраты леса и незначительного количества металла.

В отношении изготовления и сборки гвоздевые пролетные строения отличаются значительной простотой сравнительно с прочими новейшими системами пролетных строений.

Гвоздевые фермы многорешетчатой системы выполняются аналогично фермам Тауна и Лембке, с заменой в них нагельных соединений гвоздевыми.

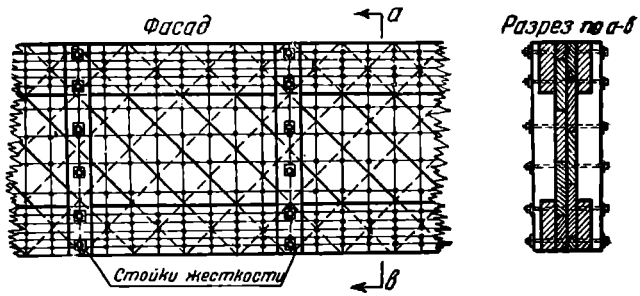
НТБ ДИИТ

Фиг. 331 изображает конструкцию легкой гвоздевой фермы (балки) небольшого пролета.

Ферма имеет два пояса, составленные каждый из двух досок. Между досками поясов зажата вертикальная стенка, состоящая из двух перекрещивающихся сплошных слоев досок.

Элементы решетки связаны с поясами и сплочены между собой гвоздями, расположенными простыми рядами.

Для обеспечения большей жесткости вертикальной стенки и для связи между собой обоих поясов поставлены стойки жесткости, стянутые болтами.



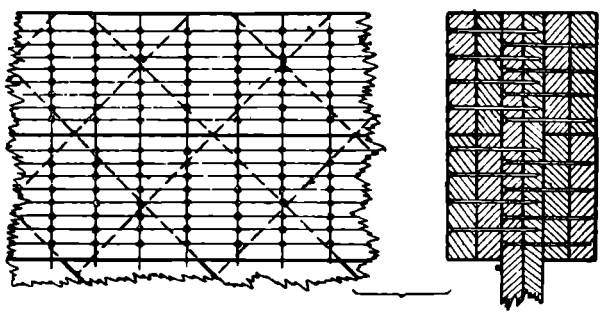
Фиг. 331. Дощатая гвоздевая балка.

Фиг. 332 изображает деталь устройства верхнего пояса более мощной гвоздевой фермы того же типа и разбивку в нем гвоздей.

Пояс составлен из 8 досок, между которыми зажата вертикальная стенка (решетка). Во избежание применения слишком длинных гвоздей каждая ветвь пояса прикрепляется к вертикальной стенке самостоятельными гвоздями, способ забивки которых ясен из поперечного разреза на фиг. 332.

Фиг. 333 изображает деталь размещения гвоздей в вертикальной стенке фермы.

В случае устройства вертикальной стенки решетчатого типа (с прозорами) по типу фермы Тауна, способы устройства гвоздевых сопряжений остаются аналогичными приведенным на фиг. 331, 332 и 333.



Фиг. 332. Деталь устройства пояса дощатой гвоздевой фермы.

Значительно больший интерес представляют пролетные строения со сквозными фермами, имеющими решетку простого типа (см. фиг. 330).

Проект такого пролетного строения, разработанного Цудортрансом, пролетом $l=52{,}5$ *м* с гвоздевыми соединениями, приведен на фиг. 334 и 335 (см. вклейку).

Пролетное строение с ездой по низу имеет две главные фермы с полигональным верхним поясом. Высота ферм в середине пролета — 10 *м*; высота наклонного портала по условиям габарита—7,0 *м*; расстояние

ЦНТБ ДИИЗТ

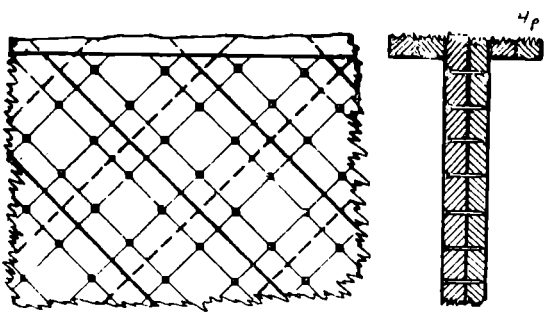
между осями обеих ферм —7,2 *м*. Фермы имеют 10 панелей по 5,25 *м* каждая.

Решетка ферм — треугольная с дополнительными стойками; в средних панелях решетка дополнена шпренгельными полураскосами. Для уменьшения свободной длины средней стойки поставлена горизонтальная дополнительная схватка.

В целях упрощения конструкции и облегчения сборки пролетного строения все элементы его выполнены из пиленого леса. При этом пояса ферм имеют брусчатые сечения, элементы же решетки — досчатые.

Проезжая часть, представленная на поперечном разрезе моста, состоит из поперечных балок, продольных прогонов и досчатого настила с асфальтобетонным покрытием.

Поперечные балки имеют досчатое двутавровое сечение по типу ферм Лембке. Пролет поперечных балок 7,2 *м*; высота 1,0 *м*. Пояса поперечных балок состоят каждый из двух досок 8×28 *см*, между которыми зажата стенка из перекрестных слоев досок, толщиной по 3,5 *см* каждый. Элементы балок связаны гвоздями. Для обеспечения жесткости вертикальной стенки и связи между ее поясами, балки имеют стойки жесткости, поставленные на расстоянии 0,9 *м* друг от друга и стянутые болтами.



Фиг. 333. Деталь размещения гвоздей в вертикальной стенке досчатой фермы.

Поперечные балки своими концами проходят между ветвями трубчатых стоек и помощью специальных выпуклых распределительных брусков — подкладок передают свое давление центрально в узлах главных ферм. Решение это следует считать весьма удачным.

По верху поперечных балок уложены прогоны сечением 18×28 *см*. Расстояние между осями прогонов 0,5 *м*. По прогонам уложен сплошной настил из брусков 10×10 *см*, скрепленных гвоздями как с прогонами, так и между собой. Настил покрыт слоем асфальтобетона толщиной 4 *см*, служащим ездовым полотном.

Тротуары — консольного типа, шириной 1,25 *м*, устроены снаружи ферм.

Сечения поясов главных ферм составлены из трех брусьев размером 24×28 *см*, с зазорами по 16 *см* для пропуска элементов раскосов.

Сжатые раскосы составлены также из брусьев, расположенных в тех же плоскостях, что и брусья поясов.

Растянутые раскосы имеют сечения из досок толщиной 8 *см*, связанных по две в каждой ветви. Тогда каждая ветвь раскоса как раз соответствует ширине оставленных между брусьями поясов зазоров.

Стойки главных ферм имеют трубчатое сечение, составленное из 4 досок, расположенных попарно и примыкающих к поясам по обе стороны их наружных ветвей. По фасаду ферм доски стоек расположены

НТБ ДНУЗТ

с зазором в 35 *см* для пропуска поперечных балок. Жесткость сечения стоек обеспечена постановкой деревянных досчатых планок, пришитых к стойкам в обоих направлениях.

Узлы главных ферм (фиг. 335) устроены следующим образом.

Для увеличения фронта размещения гвоздей в узлах сверху и снизу брусьев поясов поставлены дополнительные брусчатые коротыши — подушки. Подушки врублены в пояса на 4 *см* и притянуты к ним болтами диаметром 20 или 25 *мм*.

Доски растянутых раскосов заводятся в зазоры между брусьями поясов и прикрепленных к ним подушек и пришиваются к тем и другим гвоздями длиной 17,5 *см* и диаметром 6 *мм*.

Сжатые раскосы, расположенные в плоскости поясов, своими концами упираются в скошенные части узловых подушек (фиг. 335).

Доски стоек прикрепляются к наружным поверхностям поясов и узловых подушек самостоятельными гвоздями.

В опорном узле, в отличие от прочих узлов, для прикрепления подушки, служащей упором опорному раскосу, применены трубчатые нагели.

Для обеспечения совместной работы всех трех ветвей пояса во всех узлах поставлены горизонтальные болты.

Стыки нижнего пояса перекрыты металлическими накладками помощью трубчатых нагелей. Все три ветви пояса стыкаются в одном сечении.

В верхнем поясе стыки устроены в местах перелома очертания пояса (узлы 6, 8 и 10). Усилия передаются непосредственно с торца на торец, причем узловые подушки служат здесь накладками, укрепляющими стыки. В узлах 7 и 9 стыки делаются только в случае отсутствия длинного леса.

Ветровые связи в пролетном строении имеются как нижние, так и верхние. Связи расположены в уровне осей соответствующих поясов и состоят из деревянных диагоналей и металлических тяжей по типу ферм Гау.

Для передачи горизонтальной ветровой реакции от верхних связей на опоры моста по обоим концам пролетного строения устроены портальные рамы.

Ногами портальных рам являются опорные раскосы главных ферм, имеющие сечения из трех брусьев 24×30 *см*, связанных между собой шпонками, для придания сечению большего момента сопротивления при работе на изгиб от ветровой нагрузки. Распорки рам состоят из двух брусьев 26×26 *см*, соединенных деревянными планками на гвоздях. Между брусьями распорок имеются зазоры в 3 *см* для пропуска металлического тяжа ветровых связей.

Распорки прикреплены к внутренним поверхностям узлов верхнего пояса помощью уголков $90 \times 90 \times 10$ *мм* с приваренными к ним листами. Уголки направлены вдоль ног портальной рамы и связаны с ними и с распоркой болтами $d = 20$ *мм* (фиг. 335).

Подкосы портальной рамы образованы каждый из двух досок, прикрепленных к распоркам и ногам рамы помощью гвоздей.

Экономические характеристики затраты материалов для этого пролетного строения следующие: расход дерева в деле — 283 $м^3$, или 5,4 $м^3$ на 1 *пог. м* моста; расход металла 10,6 *т*, или около 0,2 *т* на 1 *пог. м* пролетного строения.

НТБ ДНУЗТ

§ 58. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ СИСТЕМЫ ЛАНГЕРА

Фермы Лангера представляют собой трехпоясную систему, которую можно рассматривать как комбинированную систему, составленную из арки и фермы жесткости, воспринимающей распор арки.

Если верхний пояс устраивается как непрерывный криволинейный элемент, идущий цельным на всю длину пролета, то система, при статически определимой решетке фермы жесткости, является дважды статически неопределимой. Если же верхний пояс очерчен с переломами в узлах (гибкая арка с фермой жесткости), то в предположении шарнирности этих углов получаем систему однажды статически неопределимую.

Деревянные фермы Лангера наиболее часто рассчитывают, исходя из второго предположения.

Применение фермы Лангера для деревянных авто-гужевых мостов началось в СССР с 1931 г. В настоящее время впервые осуществляются первые пролетные строения этой системы.

Преимущества пролетных строений системы Лангера для деревянных мостов больших пролетов заключаются в том, что даже при значительных пролетах сечения и длины элементов ферм Лангера требуют сравнительно небольших размеров, позволяющих пользоваться ходовым сортаментом леса. Далее фермы Лангера, при пролетах свыше 50 *м*, требуют меньшего расхода материалов, чем в обычных типах пролетных строений. И, наконец, благодаря простоте конструкции и несложной сборке фермы Лангера обеспечивают достаточную жесткость и надежность пролетных строений больших пролетов.

Арки пролетных строений системы Лангера устраиваются из пакетов досок, скрепленных гвоздями и стянутых болтами или хомутами. Арки могут иметь различные сечения, аналогичные сечениям обычных арочных мостов (см. гл. VII). Доски арок выгибаются в соответствии с необходимым очертанием; выгибание досок производится после предварительного пропаривания.

Пояса и решетка ферм жесткости, а также и подвески могут быть выполнены из брусьев или круглого леса. Элементы круглого сечения позволяют использовать бревна меньшего диаметра по сравнению с требуемыми для брусчатых сечений.

Кроме того, круглый лес требует меньшей обработки и лучше сопротивляется гниению.

На фиг. 336 и 337 (см. вклейку) приведена конструкция пролетного строения системы Лангера, пролетом $l=32$ *м*, под нагрузку Н8 и габарит Г4, построенного в 1934 г. в СССР с небольшими изменениями сравнительно с приводимым проектом (проектировка Мособлдортранса).

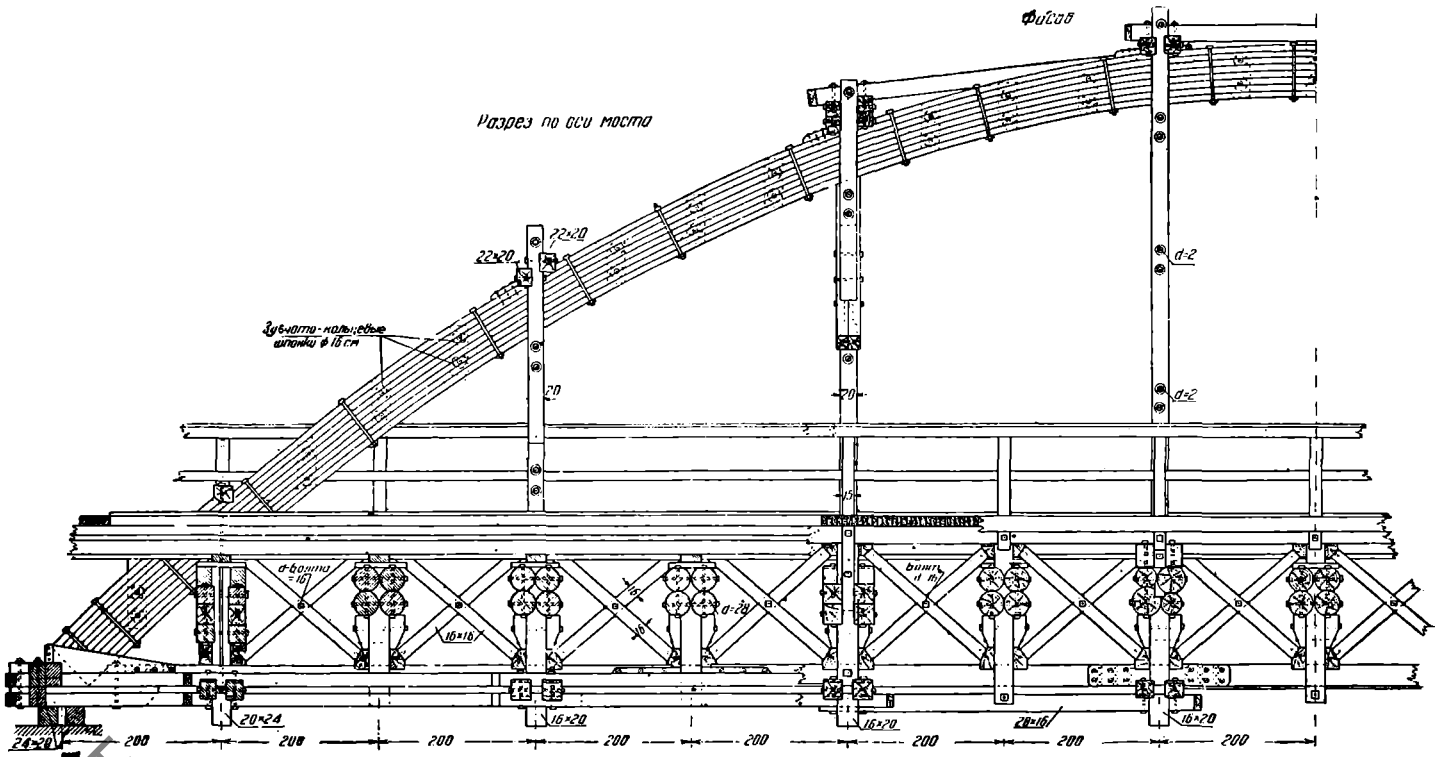
Арки очерчены по квадратной параболе и составлены каждая из двух пакетов досок, скрепленных гвоздями и стянутых хомутами.

Обе ветви каждой арки связаны между собой помощью деревянных прокладок, связанных с арками зубчато-кольцевыми шпонками и болтами.

Стыки досок в арке расположены вразбежку.

Подвески ферм составлены каждая из 3 брусьев 20×16 *см*; средний брус пропускается в зазор между ветвями арок, крайние же обхваты-

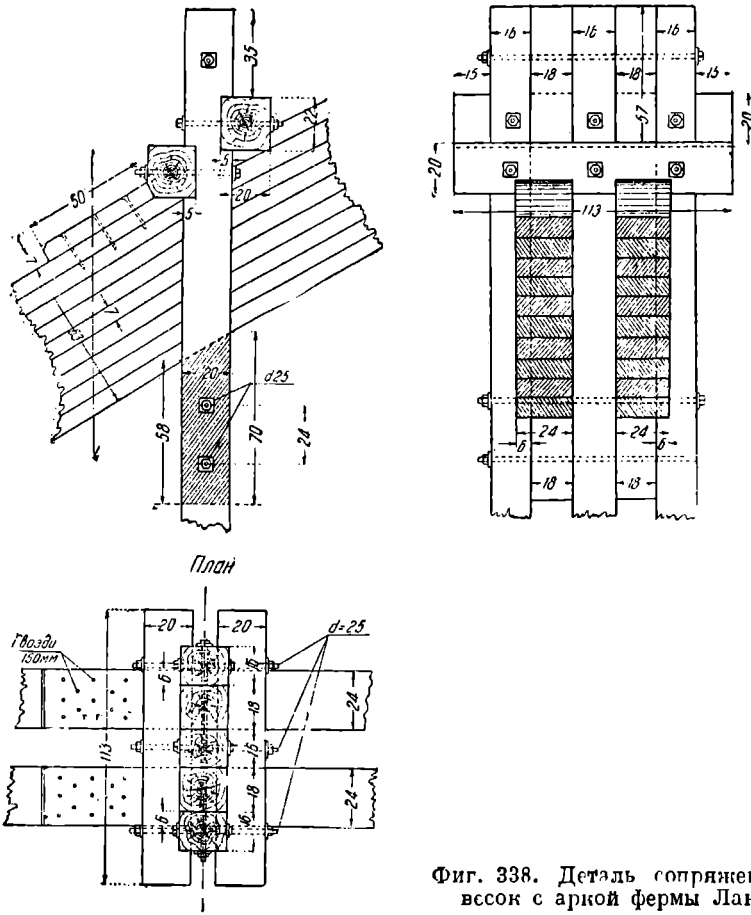
НТБ ДИУЗТ



Фиг. 336. Фасад и продольный разрез пролетного строения системы Лангера.

НТБ ДНУЗТ

вают арку с обеих сторон с врубкой на глубину 6 *см* (фиг. 338). Концы подвесок выпущены над аркой, и между ними, помощью болтов, зажаты вертикальные коротыши, опирающиеся непосредственно на арку. Кроме того, в сопряжении поставлены поперечные горизонтальные бруски, улучшающие передачу усилий от подвесок на арки; в местах расположения верхних ветровых связей бруски эти проходят через



Фиг. 338. Деталь сопряжения подвесок с аркой фермы Лангера.

всю ширину пролетного строения и служат также распорками ветровых ферм.

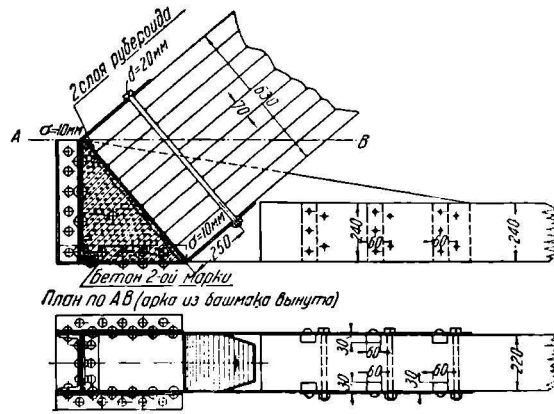
От сползания по арке подвески предохраняются врубанием поперечных брусков в крайнюю доску арки и упором их в специально пришитые на гвоздях коротыши из обрезков досок.

Ферма жесткости представляет собой ферму Гау. Верхний пояс ее составлен из двух брусьев 20×22 *см*; нижний пояс из двух брусьев 22×24 *см*, раскосы из одного и двух брусьев 16×16 *см*; тяжи фермы двойные из круглого железа $d = 32$ *мм*. Стыки поясов, расположенные в узлах, перекрыты металлическими шпоночными накладками.

НТБ ДИЗТ

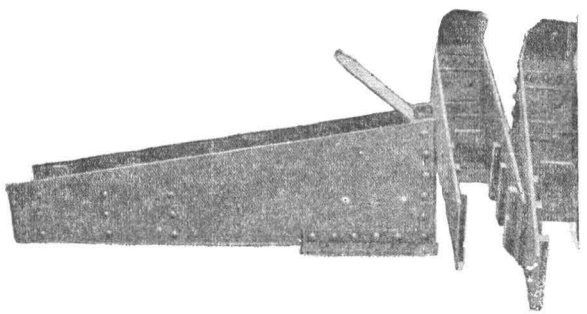
Подвески прикрепляются к ферме жесткости врубкой их в парные горизонтальные брусчатые распорки нижних ветровых связей.

Сопряжение нижнего пояса с аркой в опорном узле осуществляется помощью клепаного металлического башмака (фиг. 339). Вертикальные стенки его снабжены металлическими шпонками, служащими для закрепления брусьев нижнего пояса; арка упирается своим торцом в бетонную подушку, покрытую рубероидом или толем. Внешний вид металлических башмаков приведен на фиг. 340.



Фиг. 339. Металлический опорный башмак фермы Лангера.

Сопряжение верхнего пояса с аркой приведено на фиг. 341. Верхний пояс закрепляется здесь помощью бруска, проходящего в зазор между ветвями арок и снабженного на конце упорными коротышами. Брусок связан с поясом и упорными коротышами помощью кольцевых шпонок и болтов.



Фиг. 340. Внешний вид металлических опорных башмаков.

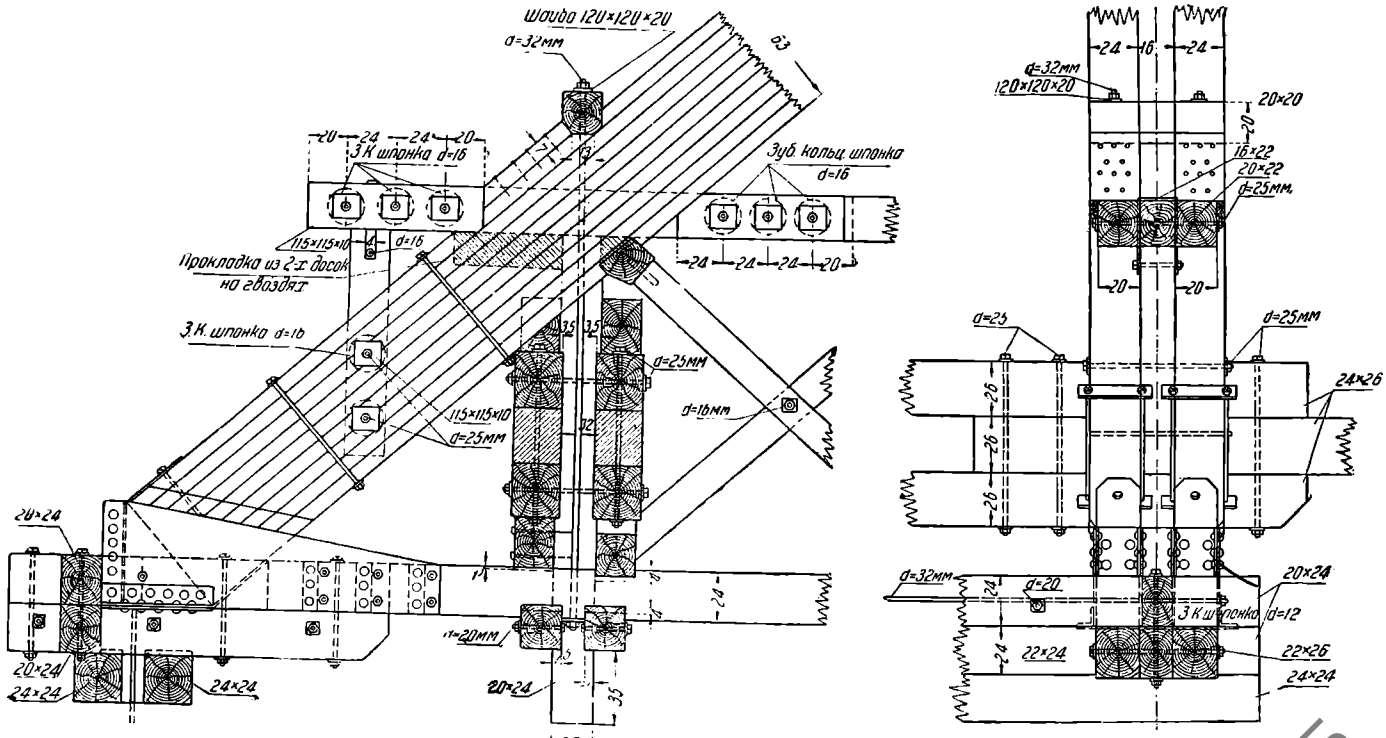
Проезжая часть моста имеет американский досчатый настил с асфальтобетонным покрытием, опирающийся на поперечные балки, составленные из 4 бревен. Поперечные балки обхватывают своими концами подвески ферм жесткости и опираются на клиновидные подкладки, упирающиеся своими нижними концами в узловые подушки ферм жесткости.

Устройство асфальтобетонного полотна предохраняет проезжую часть и фермы жесткости от действия дождя.

Ветровые связи расположены вдоль нижнего пояса ферм жесткости, а также в пределах трех средних панелей арок. Как верхние, так и нижние связи устроены полураскосной системы, распорками связей служат поперечные брусья, поставленные в местах примыкания подвесок.

Для передачи ветровых опорных реакций верхних связей, в ило-

ГПБ ДНЗТ



Фиг. 341. Сопряжение верхнего пояса фермы жесткости с аркой

НТБ
ДНУЗТ

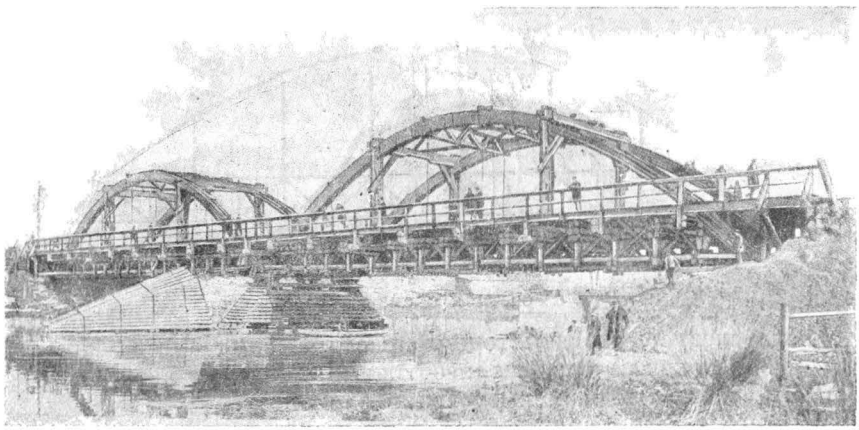
скости подвесок, расположенных в узлах 5 и 11, устроены вертикальные ветровые рамы (фиг. 337).

Конструкция пролетного строения системы Лангера пролетом $l = 52{,}0$ *м* (проектировка Мособлдортранса), все основные элементы которого (за исключением арки) составлены из круглого леса, приведена на фиг. 342 (см. вклейку).

Проезжая часть моста имеет конструкцию, аналогичную с предыдущим примером, за исключением поперечных балок составного сечения на колодках, непосредственно опирающихся на узловые подушки ферм жесткости.

Верхние арочные пояса главных ферм очерчены по параболе и состоят каждый из пары сплоченных гвоздями досчатых пакетов; сечение пакета —11 досок 22×8 *см*.

Пояса фермы жесткости состоят каждый из 4 бревен $d = 29$ *см*, связанных врезанными и зажатыми между ними колодками и стянутых болтами.



Фиг. 343. Общий вид моста с пролетными строениями системы Лангера.

Решетка фермы жесткости системы Гау, состоит из раскосов круглого сечения и металлических тяжей. Раскосы упираются в сосновые подушки, врезанные в пояса и расположенные волокнами вдоль моста. Подушки состоят каждая из трех брусьев, сплоченных между собой взаимной врубкой и стянутых болтами.

Подвески состоят каждая из двух бревен, проходящих в зазор между ветвями арок, и верхнего пояса фермы жесткости. Подвески поддерживают ферму жесткости за верхний ее пояс помощью упорных коротышей.

Продольные связи, верхние и нижние, — полураскосной системы, из круглого леса, с обычным прикреплением врубками и болтами полураскосов к распоркам. Распорки зажаты концами между выпущенными выше арки концами подвесок. В узле 3 распорки устроены парными и обнимают одиночные по фасаду брусья подвесок; последняя состоит из 3 брусьев 16×22 *см*, связанных колодками на зубчато-коль-

НТБ ДИЗТ

цевых шпонках и болтами. Здесь подвески служат одновременно ногами поперечной рамы и обжаты подкосами рамы, зажатыми верхними концами между брусьями распорки.

На фиг. 343 представлен общий вид двухпролетного моста с пролетными строениями системы Лангера.

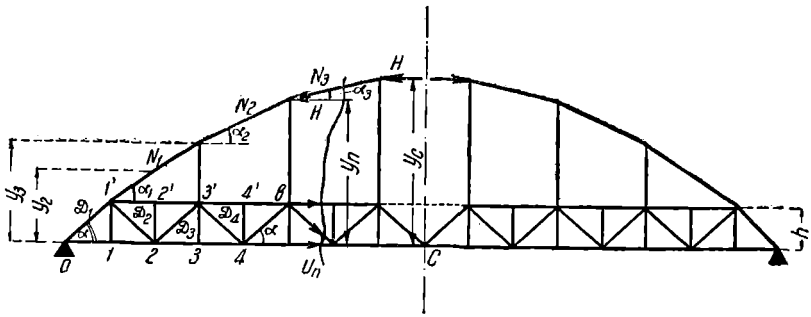
Благодаря ряду преимуществ ферм Лангера, подробно отмеченных выше, систему эту можно считать одним из рациональных решений для перекрытия больших пролетов до 80—100 *м*.

Расчет ферм Лангера

При расчете ферм системы Лангера арка принимается состоящей из отдельных звеньев, связанных между собой шарнирно.

Тогда ферма системы Лангера в расчетном отношении представляет собой статически неопределимую систему с одним лишним неизвестным.

Поэтому распределение усилий в элементах ферм зависит не только от нагрузок и геометрической схемы сооружения, но также и от поперечных размеров сечений элементов.



Фиг. 344. Расчетная схема фермы Лангера.

Отсюда следует, что для точного расчета ферм Лангера как статически неопределимой системы необходимо вначале, хотя бы ориентировочно, наметить размеры сечений элементов.

Для этого, с достаточной степенью точности, можно воспользоваться усилиями статически определимой системы, получаемой путем отбрасывания одного из стержней фермы Лангера. Наиболее удобное и точное решение получается при отбрасывании среднего элемента верхнего пояса фермы жесткости (фиг. 344).

Усилия в элементах полученной таким образом статически определимой фермы определяются следующим образом.

Горизонтальная проекция H — усилия в арке определяется из равновесия отсеченной половины фермы:

$$\sum M_c = M^0 - H \cdot y_c = 0 ,$$

откуда:

$$H = \frac{M_c^0}{y_c}, \qquad (1)$$

где M_c^0 — момент внешних сил относительно точки c как для простой балки,

y_c — ордината оси арки в середине пролета.

НТБ ДНУЗТ

Так как арка, рассматриваемая нами как цепь, дает условие (фиг. 345):

$$N_n \cos \alpha_n = N_{n+1} \cos \alpha_{n+1} = H,$$

то сжимающие усилия во всех элементах арки могут быть определены по формулам:

$$N_1 = \frac{H}{\cos \alpha_1}; \quad N_2 = \frac{H}{\cos \alpha_2}; \quad N_3 = \frac{H}{\cos \alpha_3} \text{ и т. д.} \tag{2}$$

Усилия в подвесках выражаются тогда следующим образом:

$$S_n = N_n \sin \alpha_n - N_{n+1} \sin \alpha_{n+1} = \frac{H \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n} - \frac{H \sin \alpha_{n+1}}{\cos \alpha_{n+1}} =$$

$$= H (\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha_{n+1}),$$

т. е.

$$S_2 = H (\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3); \quad S_3 = H (\operatorname{tg} \alpha_3 - \operatorname{tg} \alpha_4) \text{ и т. д.} \tag{3}$$

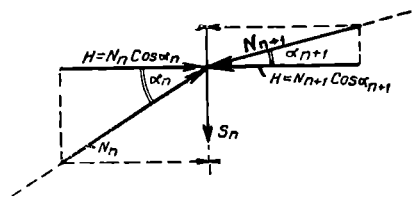
Усилие в элементе нижнего пояса n-ой панели получим, сделав сечение и написав условие равновесия отсеченной части:

$$M_b = M^0_b - U_n h - H (y_n - h) = 0,$$

откуда

$$U_n = \frac{M^0_b - H (y_n - h)}{h};$$

тогда



Фиг. 345. Усилия в арке и подвесках.

$$U_{0-2} = \frac{M^0_{1'}}{h}; \quad U_{2-4} = \frac{M^0_{3'} - H (y_3 - h)}{h} \text{ и т. д.} \tag{4}$$

Аналогично получим выражения для усилий в верхнем поясе:

$$O_{1'-3'} = -\frac{M^0_2 - H y_2}{h}; \quad O_{3'-5'} = -\frac{M^0_4 - H y_4}{h} \text{ и т. д.} \tag{5}$$

Усилия в раскосах получим, проектируя на ось ординат все усилия, действующие на отсекаемую часть:

$$D_1 = \frac{Q_1}{\sin \alpha}; \quad D_2 = \frac{Q_2 - H \operatorname{tg} \alpha_1}{\sin \alpha}; \quad D_3 = \frac{Q_3 - H \operatorname{tg} \alpha_1}{\sin \alpha};$$

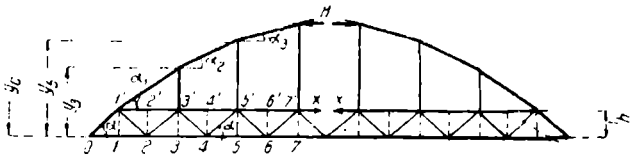
$$D_4 = \frac{Q_4 - H \operatorname{tg} \alpha_2}{\sin \alpha} \text{ и т. д.,} \tag{6}$$

где Q_1; Q_2; Q_3 — поперечные силы от вертикальной нагрузки в соответствующих панелях, как для простой балки.

Стойки и подвески фермы жесткости являются дополнительными элементами, не входящими в основную рабочую систему. Усилия в них зависят только от местной панельной нагрузки. Поэтому при расчете фермы как статически неопределимой системы влияние их не учитывается.

НТБ ДНУЗТ

Пользуясь вышеприведенными формулами, можно легко построить линии влияния для всех элементов фермы. Вид линий влияния усилий в основных элементах статически определимой фермы Лангера приведен на фиг. 348.



Фиг. 346. Расчетная схема фермы Лангера как статически неопределимой системы.

Загрузив полученные линии влияния и подобрав сечения элементов, необходимо произвести второй, более точный расчет системы, рассматривая ее уже как статически неопределимую.

Для этого за лишнее неизвестное примем усилие X в выбранном нами элементе верхнего пояса в середине пролета (фиг. 346).

Величина усилия X определится тогда по формуле:

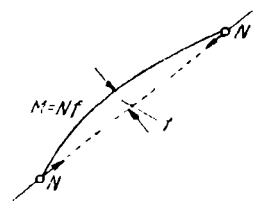
$$X = \frac{\sum \frac{N\overline{N}}{\omega} s}{\sum \frac{\overline{N}^2}{\omega}} \qquad (7)$$

где $\overline{N}$ — усилия в элементах статически определимой фермы (включая лишний стержень) от единичных сил, приложенных по направлению действия усилия X,

N — усилия в элементах статически определимой фермы от действия внешней нагрузки (для построения линий влияния от одной вертикальной силы $P=1$),

ω — площади сечений элементов,

s — длины элементов.



Фиг. 347. Схема работы арочного элемента на изгиб от кривизны.

Усилия в элементах фермы от единичных сил, приложенных по направлению $X-X$, определяются по вышеприведенным формулам. Распор арки

$$\overline{H} = \frac{1 \cdot h}{y_c}$$

Усилия в элементах арки и в подвесках определяются непосредственно по формулам (2) и (3).

Так как величины M_0 от рассматриваемо i единичной нагрузки равны нулю, то усилия в элементах фермы жесткости определяются по формулам:

$$\overline{U}_{0-2} = 0; \quad \overline{U}_{2-4} = -\frac{\overline{H}(y_3 - h)}{h} \quad \text{и т. д.}$$

$$\overline{O}_{1'-3'} = \frac{\overline{H} y_2}{h}; \quad \overline{O}_{3'-5'} = \frac{\overline{H} y_4}{h} \quad \text{и т. д.}$$

НТБ ДНУЗТ

$$\overline{D}_1 = 0; \quad \overline{D}_2 = -\frac{H \operatorname{tg} \alpha_1}{\sin \alpha}; \quad \overline{D}_3 = \frac{H \operatorname{tg} \alpha_1}{\sin \alpha}; \quad \overline{D}_4 = -\frac{H \operatorname{tg} \alpha_2}{\sin \alpha} \text{ и т. д.}$$

Усилия в элементах фермы от вертикального груза $P = 1$ определяются по формулам (1), (2)...(6) для последовательных положений груза P в узлах ферм. Определив для каждого из положений груза соответственное значение неизвестного X, получим в результате искомую линию влияния лишнего неизвестного.

Зная действительные значения усилия в среднем элементе верхнего пояса X, можем определить действительный распор в арке для статически неопределимой системы по формуле:

$$H = \frac{M_c^0 + Xh}{y_0} \tag{8}$$

Пользуясь этой формулой, можем построить линию влияния распора H, а затем и линии влияния для всех элементов фермы, пользуясь выведенными выражениями (1), (2)...(6), вставляя в них значения распора H, определяемые формулой (8).

Здесь необходимо однако отметить, что на результат определения лишнего неизвестного X по формуле (7) оказывают влияние обмятия во врубках и сопряжениях пролетного строения.

Обмятия эти, тем большие, чем менее тщательно произведены изготовление и сборка ферм, могут быть неодинаковыми в различных частях пролетного строения.

Поэтому к результатам, получаемым при расчете ферм Лангера как статически неопределимой системы, необходимо относиться несколько критически.

Так как элементы арки имеют фактически очертание по кривой, то, кроме действующих в них усилий, будут возникать также дополнительные изгибающие моменты, вызванные кривизной элементов.

Обозначая через f стрелку кривизны элемента арки на длине между узлами (см. фиг. 347), получим дополнительный изгибающий момент

$$M = N.f.$$

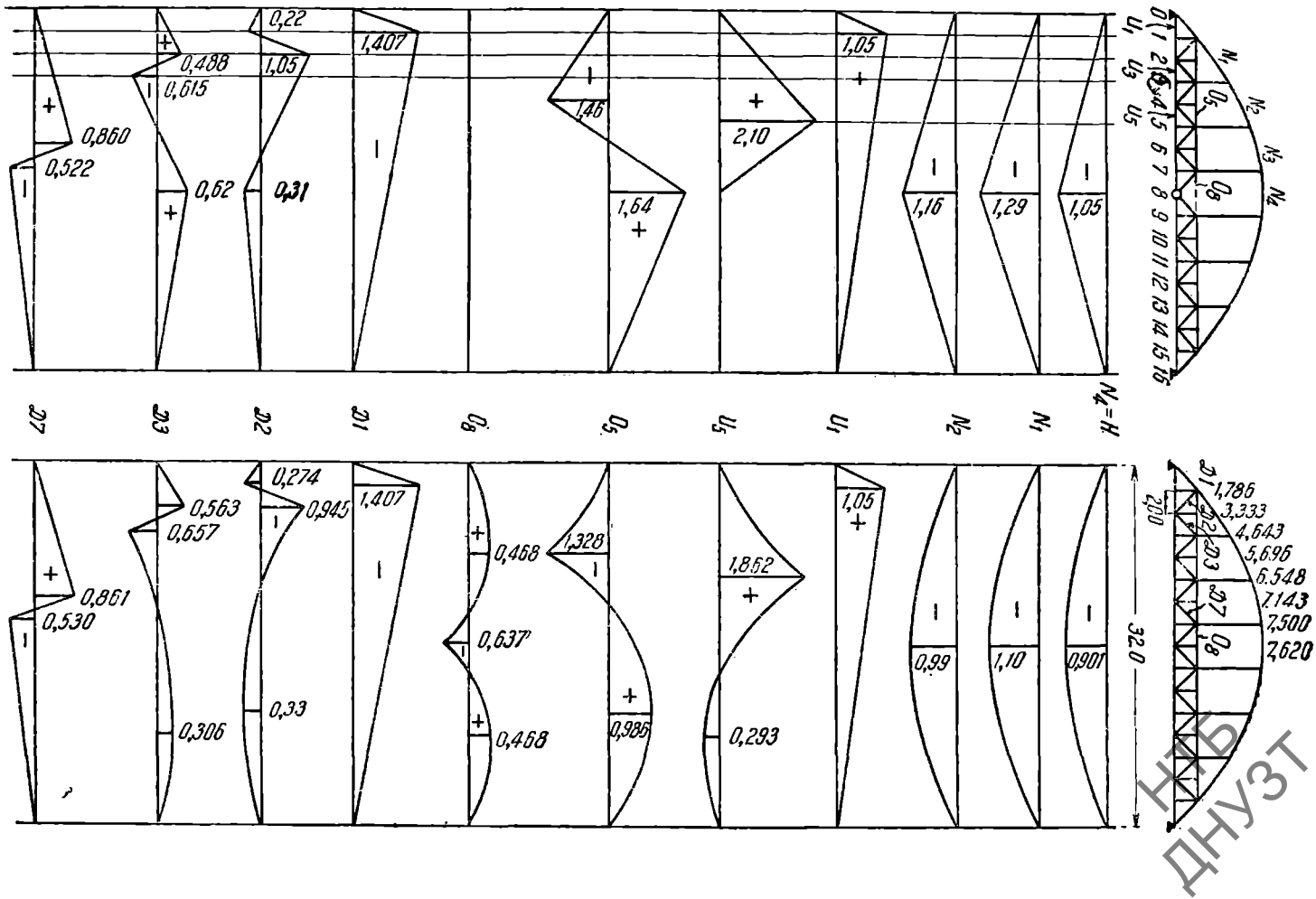
При подборе сечения арок, обычно составленных из пакетов связанных между собой досок, проверку напряжения производят по формуле:

$$n = \frac{N_{\max}}{\varphi \omega} + \frac{n_{\text{сж}} M}{n_{\text{изг}} W_{\text{нетто}}} \; k \leqslant n_{\text{сж}}^{\text{гл}},$$

где значения k и $n_{\text{сж}}^{\text{гл}}$ определяются в зависимости от числа и кривизны досок в арке (см. главу об арочных мостах).

Подбор сечений элементов фермы жесткости, а также расчет ветровых связей производится обычным путем.

НТБ ДНУЗТ


0,860
0,522
0,488
0,615
0,62
0,22
0,31
1,05
1,407
1,46
1,64
2,10
1,05
1,16
1,29
1,05
0,861
0,530
0,563
0,657
0,306
0,274
0,945
0,33
1,407
0,468
0,637
0,468
1,328
0,986
1,862
0,293
1,05
0,99
1,10
0,901
32,0
1,786
3,333
4,643
5,696
6,548
7,143
7,500
7,620
200
НТБ ДНУЗТ

§ 59. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ХОМУТНЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Применение хомутных соединений для пролетных строений деревянных мостов пока еще не получило распространения несмотря на то, что испытание таких соединений с бревнами $d=18—20$ *см* дало вполне благоприятные результаты.

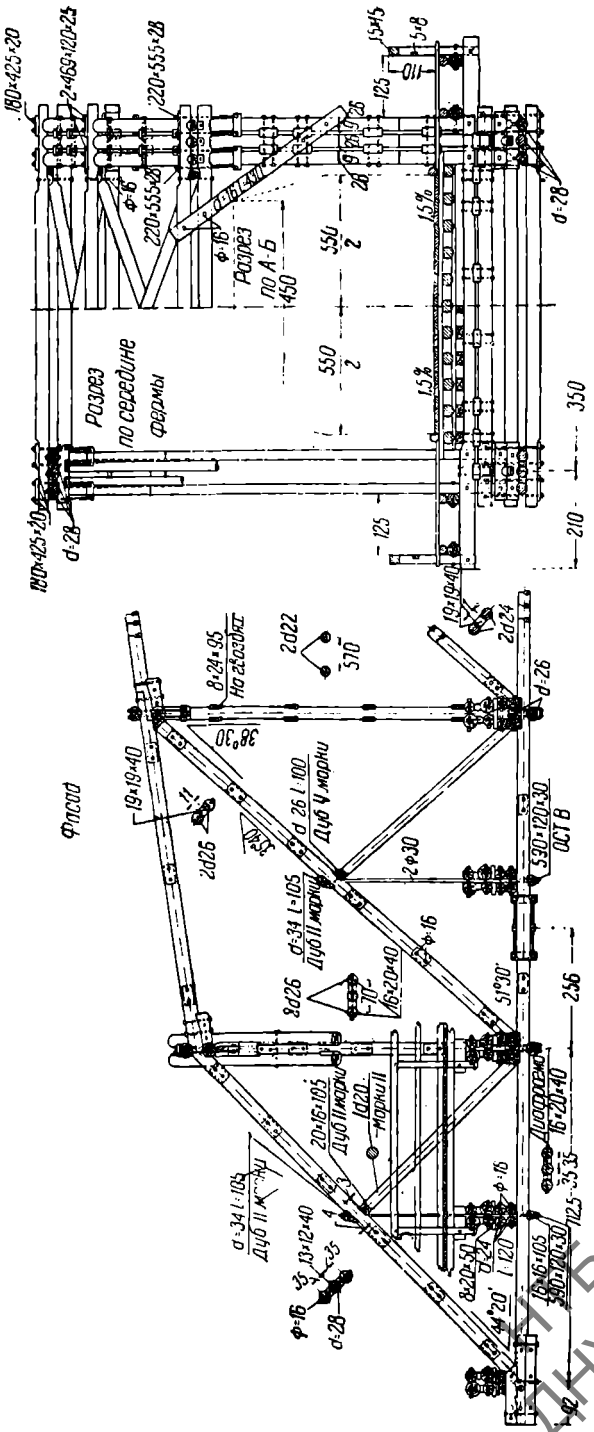
Однако, в настоящее время уже имеется ряд проектов мостовых пролетных строений, разработанных с применением хомутных соединений.

Одним из таких проектов является приведенное на фигуре 349 пролетное строение расчетным пролетом $l=57$ *м*, при высоте главных ферм $h=10$ *м* и ширине $b=7$ *м* (проектировка Мособлдортранса).

Главные фермы пролетного строения имеют полигональный верхний пояс и раскосную, со шпренгелями, решетку.

Раскосы восходящие, сжатые, стойки растянутые, шпренгели расположены по низу.

Проезжая часть состоит из двойного досчатого настила, поддерживаемого ря-



Фиг. 349. Пролетное строение с хомутными соединениями.

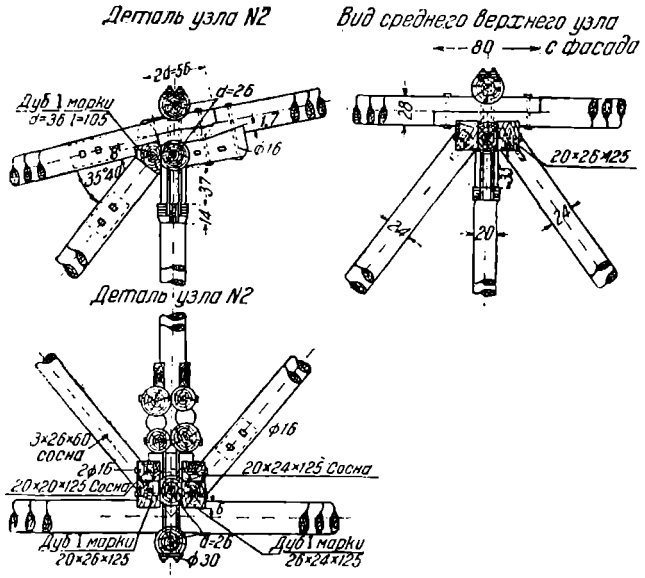
НТБ ДНУЗТ

дом прогонов, лежащих на поперечных балках составного сечения. Поперечные балки составлены каждая из 4 бревен, связанных попарно колодками и выполненных с использованием естественной коничности бревен.

Прогоны опираются на поперечные балки при помощи клиновидных подкладок, обеспечивающих поперечный уклон настила, и досчатых коротышей, распределяющих давление от прогонов между обеими ветвями поперечных балок.

Тротуары вынесены наружу и опираются на выпущенные концы бревен верхнего яруса поперечных балок.

Поперечные балки расположены центрально в узлах главных ферм и опираются: в основных узлах помощью брусчатых одноярусных



Фиг. 350. Детали узлов пролетного строения с хомутными соединениями.

прокладок, в дополнительных же узлах — при помощи двухъярусных пакетов из бревенчатых коротышей $d=24$ *см*.

Конструкцию проезжей части (поперечные балки и их опирание на пояса, опирание прогонов на поперечные балки) в рассматриваемом пролетном строении следует признать не особенно удачной.

Главные фермы имеют пояса, образованные из трех бревен с зазорами. Верхний пояс имеет одинаковое сечение (3 бревна $d=28$ *см*) на всей длине пролетного строения. Нижний пояс во всех панелях, кроме крайних, составлен из трех бревен $d=28$ *см*.

Бревна поясов связаны между собой колодками на болтах. Основные раскосы запроектированы из двух бревен $d=26$ и 24 *см*, шпренгельные полураскосы из одного бревна $d=20$ *см*. Основные стойки выполнены из двух бревен диаметром от 20 до 26 *см*, расположенных в плоскостях крайних бревен поясов.

НТБ ДНУЗТ

Ветви раскосов связаны между собой колодками на болтах; ветви стоек (кроме стоек *I—I*) — досчатыми планками на гвоздях.

Шпренгельные подвески образованы из парных тяжей ϕ 30 *мм*. Сжатые раскосы примыкают к поясам при помощи дубовых подушек по типу ферм Гау.

Стыки верхних поясов устроены впритык в полдерева, с передачей усилий непосредственно торцами. Стыки несколько усилены расположенными в узлах поперечными схватками верхних связей и дополнительными упорными продольными подушками раскосов.

Стыки нижних поясов расположены в панелях и перекрыты хомутными соединениями (см. фиг. 320).

Помощью таких же хомутов присоединены к поясам стойки (фиг. 350). Тяжи, идущие от хомута, пропускаются в зазоры между бревнами поясов и закрепляются помощью гаек и подгаечных подушек; последние служат одновременно и поперечными схватками горизонтальных связей.

Торцы стоек упираются в бревна поперечных схваток, обращенные внутрь пролетного строения.

Связи расположены в плоскости верхних и нижних поясов. Распорки связей состоят каждая из двух бревен, расположенных в узлах главных ферм и обхватывающих пояса. Крестовые диагонали проходят в зазоры между бревнами распорок, врублены в них и притянуты болтами.

Ветровые рамы устроены в плоскости стоек *I—I*.

Основные преимущества хомутных соединений в применении к деревянным мостовым фермам приведены выше, в § 54.

§ 60. ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

Висячими называют такие мосты, в которых пролетное строение поддерживается канатом (кабелем), цепью или целой системой канатов (вант).

Точно так же, как и арочные мосты, висячие мосты являются распорными системами, благодаря чему и более легкими сравнительно с балочными мостами.

Так как основные несущие элементы висячего моста (кабели, ванты) работают на растяжение, то их обычно выполняют в виде проволочных кабелей или канатов из высококачественной стали. Благодаря высокому допускаемому напряжению в таких канатах (3 000—4 000 *кг/см*^{2}) вес висячих мостов получается минимальным, и с помощью висячих систем удается легко перекрывать большие пролеты.

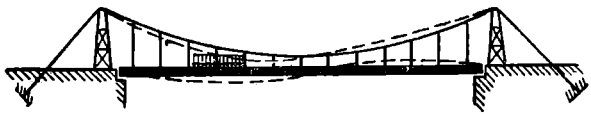
Висячие мосты применяются уже давно и пользуются большим распространением за границей, где они обычно выполняются целиком из металла. У нас, в СССР, висячие мосты распространены еще мало. Однако, за последние годы перед автодорожным мостостроением, в связи с широким развитием строительства дорог, в частности в отдаленных местностях, встал вопрос о необходимости более широкого применения висячих систем.

Одним из наиболее целесообразных для ряда случаев решением

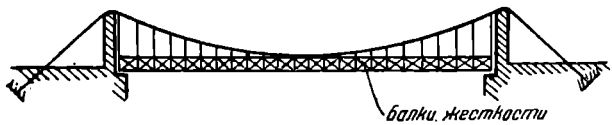
НТБ ДНУЗТ

является устройство висячих мостов с деревянной балкой жесткости и деревянной проезжей частью (фиг. 351—353).

Применение дерева в таких мостах оказывается весьма целесообразным, во-первых, благодаря возможности использования местного материала (леса) для постройки моста и возможности ограничиться подвозкой лишь небольших по весу и легко транспортабельных стальных канатов; во-вторых, благодаря легкости смены как отдельных подгнивших или поврежденных деревянных элементов, так и всей деревянной части моста в целом.



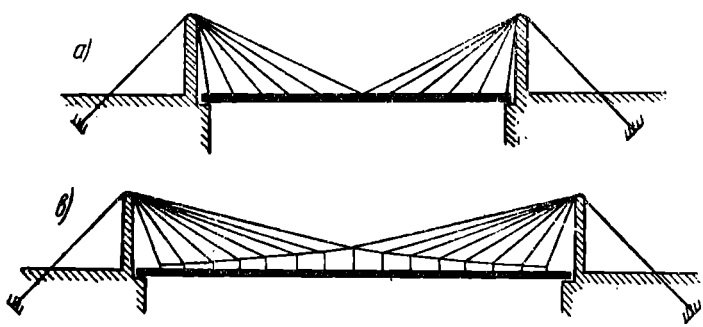
Фиг. 351. Гибкий висячий мост.



Фиг. 352. Висячий мост с балкой жесткости.

В особенности целесообразно применение висячих мостов на автодорогах в тех случаях, когда по местным условиям необходимо перекрытие большого пролета и местные условия не позволяют устройства промежуточных опор и сооружения подмостей, как например в гористых местностях, через реки с быстрым течением и т. п.

Кроме того, висячие мосты легко могут быть применены для перекрытия больших пролетов на пионерных дорогах, в глухих, отдаленных местностях, когда доставка материалов для постройки металлического или железобетонного моста невозможна или затруднительна.



Фиг. 353. Вантовые мосты.

Основные системы висячих мостов, выполняемых с применением деревянной конструкции, могут быть разделены на следующие основные типы:

1) гибкие висячие мосты (фиг. 351),
2) висячие мосты с балкой жесткости (фиг. 352),
3) висячие мосты с вантовыми фермами (фиг. 353).

НТБ ДНУЗТ

Гибкие висячие мосты

Простейшим типом висячей фермы является кабель, перекинутый через установленные на берегах башни (пилоны), к которому помощью подвесок привешена деревянная проезжая часть (фиг. 351). На концах кабель закрепляется анкерами в грунте.

Такая система обладает малой жесткостью вследствие того, что при движении нагрузки по мосту кабель будет сильно деформироваться, вызывая большие прогибы моста. Следовательно, для того чтобы прогибы моста не выходили за допустимые пределы, необходимо, чтобы временная нагрузка была возможно меньшей, сравнительно с постоянной нагрузкой моста. Поэтому гибкие висячие фермы могут быть применены лишь для мостов под весьма легкую нагрузку.

Висячие мосты с балкой жесткости

Уменьшение деформаций висячего моста под действием временной нагрузки может быть достигнуто устройством продольных балок, входящих в состав висячих ферм (фиг. 352). В этом случае система по существу превращается уже в комбинированную. Однако, жесткость продольных балок должна быть все же настолько мала, чтобы роль ее сводилась главным образом к распределению действия сосредоточенных нагрузок и выравниванию возникающих деформаций кабеля.

Висячие мосты с вантовыми фермами

Вантовыми называют фермы, составленные из отдельных канатов (вант), связанных в систему, все элементы которой всегда работают на растяжение, при любом положении на мосту временной нагрузки. Благодаря наличию в вантовых фермах одних только вытянутых элементов, эти фермы значительно жестче рассмотренных выше висячих систем.

Схема простейшей вантовой фермы приведена на фиг. 353, *а*. Вантовая ферма системы Жискляра, имеющей наиболее широкое распространение, приведена на фиг. 353, *b*.

Вантовые мосты с деревянной конструкцией, или так называемые вантово-деревянные мосты, могут применяться для перекрытия больших пролетов (до 150 *м* и более) под тяжелую автодорожную нагрузку.

Конструкция висячих мостов

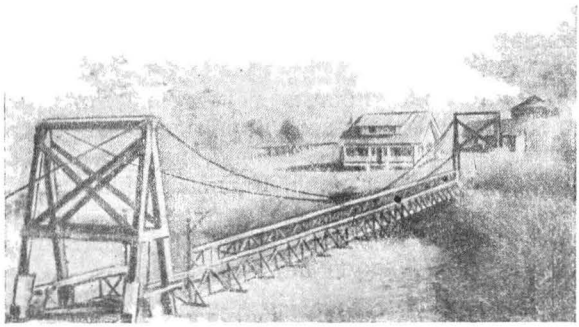
В автодорожных мостах под легкую нагрузку при небольших пролетах в качестве балки жесткости часто используются перила, устраиваемые в виде легких фермочек (фиг. 354).

Конструкция небольшого висячего мостика пролетом $l=38$ *м*, построенного в Швейцарии, приведена на фиг. 355.

Пролетное строение поддерживается двумя стальными проволочными канатами $d=32$ *мм*, перекинутыми через деревянные пилоны козлового типа; пролет канатов — 44 *м*. Концы канатов заанкерены помощью металлических двутавров, закрепленных в бетонных массивах, зарытых

НТБ ДНУЗТ

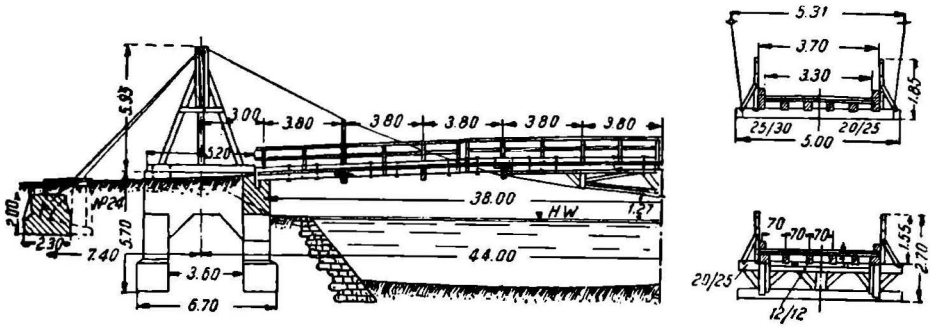
в грунт. На пилонах канаты опираются через закругленные металлические подкладки из обрезков швеллерного железа.



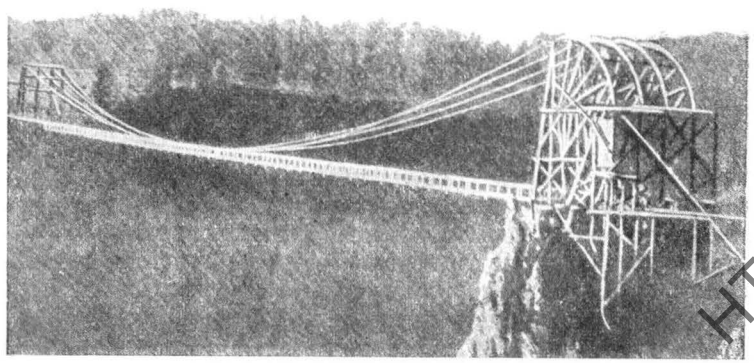
Фиг. 354. Легкий висячий мостик.

В качестве легкой балки жесткости служит проезжая часть и перильная конструкция.

Проезжая часть шириной 3,3 *м* состоит из двойного досчатого настила из досок, уложенных под углом 45° к продольной оси моста, и ряда продольных балок сечением 2×025 *см*. Продольные балки устроены неразрезными, причем стыки их, располагаемые через каждые три панели, перекрыты накладками. Продольные балки опираются на поперечные

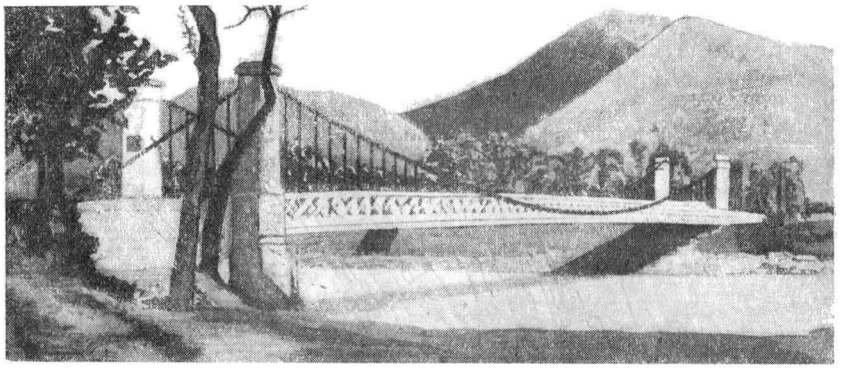


Фиг. 355. Конструкция легкого висячего мостика (в Швейцарии).



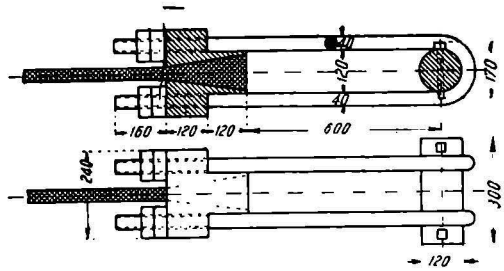
Фиг. 356. Легкий висячий мост пролетом $l = 168$ *м*.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 357. Висячий мост под тяжелую автодорожную нагрузку.

балки сечением 25×30 *см*. Настил по бокам прижат колесоотбойными брусьями, стянутыми болтами с лежащими под ними продольными балками, образуя двухъярусные продольные прогоны. Для увеличения жесткости этих прогонов, при сборке моста между поверхностями их соприкосновения с настилом и между обоими слоями настила насыпался крупный песок с острыми гранями. Врезаясь в дерево при стягивании прогонов болтами, песок этот создавал связь между балками и обеспечивал работу прогона, как составной балки.



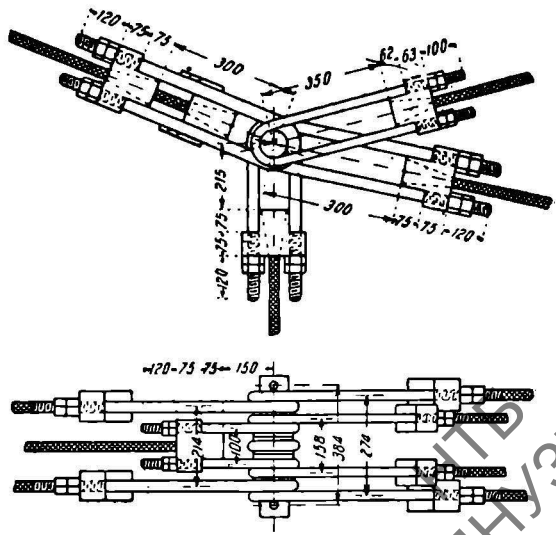
Фиг. 358. Закрепление конца кабеля в бобышке

В средней части проезжая часть опирается на канат помощью легкой шпренгельной конструкции.

Проезжая часть сделана с продольным подъемом к середине пролета.

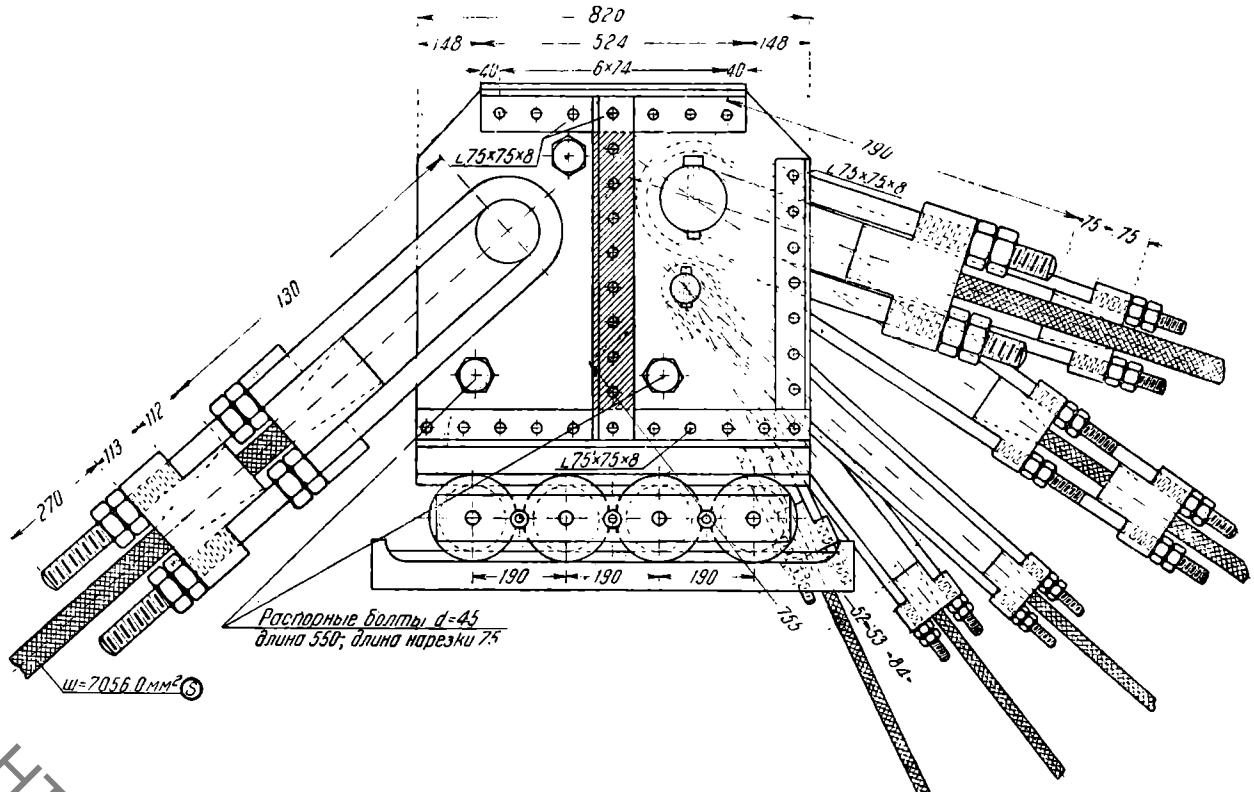
Мост рассчитан на 6-тонный грузовик и сплошную нагрузку интенсивностью 250 *кг/м²*.

Действительный прогиб моста под автомобилем весом 4,2 *т* составлял 52 *мм*.



Фиг. 359. Конструкция узла вантовой фермы.

Легкий висячий мост



Фиг. 360. Опорный узел вантовой фермы.

НТБ
ДНУЗТ

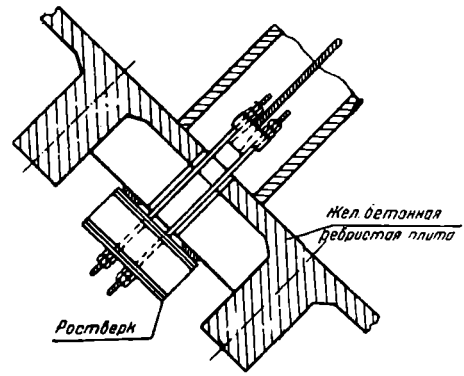
пролетом $l=168$ *м*, с деревянными пилонами и фермами жесткости, приведен на фиг. 356.

Висячий мост под более тяжелую автодорожную нагрузку пролетом $l=64$ *м*, с балкой жесткости в виде деревянной фермы системы Гау, приведен на фиг. 357.

Конструкция вантовых ферм также довольно проста. Для закрепления концов отдельных вант в узлах каждый кабель заканчивается специальной металлической отливкой — бобышкой. Для закрепления кабеля в бобышке конец его несколько расплетается, заводится в конусообразное отверстие бобышки и заливается расплавленным свинцом, баббитом или другим сплавом (фиг. 358).

Бобышка имеет проушины, сквозь которые пропускается изогнутый в виде серьги круглый стержень; концы этой серьги закрепляются на бобышке гайками с контргайками. Серьги всех элементов, сходящиеся в узле, надеваются на общий центральный болт (фиг. 359) или же прикрепляются к металлической фасонке.

Примером узла с металлической фасонкой может служить приведенная на фиг. 360 деталь опорного узла вантовой фермы над каменным пилоном.



Фиг. 361. Конструкция закрепления оттяжки в грунте.

Здесь видна также катковая опора, обеспечивающая подвижность узла на пилоне.

Балка жесткости висячих и вантовых мостов может иметь главные фермы в виде какой-либо из применяемых для обычных балочных мостов конструкции, как например: система Гау, досчатая система на нагелях или гвоздях и др.

Пилоны висячих мостов с деревянной проезжей частью могут быть каменными, железобетонными или деревянными. Деревянные пилоны могут однако применяться лишь для легких мостов небольшого пролета. Закрепление конца оттяжки висячих мостов должно быть доступным для осмотра и подтяжки.

Фиг. 361 изображает устройство закрепления оттяжки в грунте помощью ростверка из металлических двутавровых балок, опирающихся на ребристую железобетонную плиту.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА XI

ЛЕГКИЕ И ПЕШЕХОДНЫЕ МОСТЫ

Для перекрытия небольших пролетов под легкую автодорожную или пешеходную нагрузку могут применяться обычные рассмотренные ранее типы пролетных строений, как например: подвесная система, система Гау, фермы с новейшими соединениями и др.

Однако, в пешеходных мостах, где обычно приходится заботиться об эстетических достоинствах конструкции, заключающихся в хорошем внешнем виде системы как со стороны, так и при проходе по мосту, весьма часто прибегают к применению различного рода комбинированных систем.

Наиболее часто для пешеходных мостов применяются комбинированные системы в виде арки или висячей фермы с балкой жесткости. Эти системы, обладая хорошими внешними качествами, дают вместе с тем легкую, экономную и достаточно жесткую конструкцию.

§ 61. КОНСТРУКЦИЯ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Конструкция пролетного строения пешеходного мостика с простыми раскосными фермами на кольцевых вкладышах, пролетом $l=19{,}4$ *м*, приведена на фиг. 362 и 363 (см. вклейку).

Верхний и нижний пояса главных ферм составлены каждый из трех досок, в промежутки между которыми входят раскосы, имеющие сечение из двух досок. Соединение раскосов с поясами осуществлено помощью жестких кольцевых металлических вкладышей (немецкой фирмы Кристоф и Унмак) и болтов.

Опорные раскосы и стойки имеют тройное сечение и прикрепляются в узлах помощью накладок из досчатых коротышей и кольцевых вкладышей.

Стыки досок поясов перекрыты досчатыми накладками на кольцах, вкладышах и болтах (см. детали на фиг. 363).

Настил моста составлен из досок толщиной 6 *см*, уложенных по поперечным балкам (12×20 *см*), расположенным на расстоянии 0,81 *м* друг от друга.

Поперечные балки опираются на нижние пояса главных ферм помощью специальных деревянных центрирующих подушек (см. детали). Концы поперечных балок выпущены, и в них упираются подкосы, удерживающие открытый верхний пояс от выпучивания.

Снизу к поперечным балкам прикреплены болтами досчатые диагонали продольных ветровых связей.

Мост рассчитан на сплошную нагрузку от толпы интенсивностью 500 *кг/м*^{2} и снеговую нагрузку в 75 *кг/м*^{2}. Расчетное ветровое давление

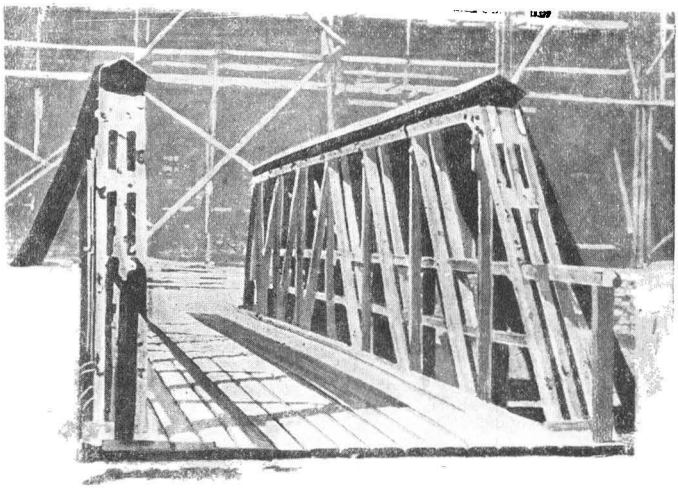
НТБ ДПУЗТ

принято при ненагруженном пролетном строении 250 *кг/м²*, при одновременном действии ветра и нагрузки от толпы 150 *кг/м²*.

Доски настила рассчитаны на сосредоточенное давление в 100 *кг* с учетом износа досок на 2 *см*.

Детали конструкции отдельных узлов также приведены на фиг. 363.

В качестве примера легкого пролетного строения комбинированной системы на фиг. 364 (см. вклейку) приведена конструкция пешеходного моста пролетом $l=25$ *м* с главными фермами системы Лангера, составленными каждая из арки и фермы жесткости. Высота главных ферм в середине пролета 3,132 *м*; ширина моста 1,8 *м*; высота фермы жесткости 0,957 *м*.



Фиг. 362. Пешеходный мостик с фермами на кольцевых вкладышах.

Арки составлены из двух гнутых досок сечением по $6,5\times30$ *см*; пяты арок упираются в концы нижнего пояса фермы жесткости.

Ферма жесткости имеет брусчатые пояса и двойные досчатые раскосы. Сопряжение раскосов с поясами устроено помощью колец Тухшерера.

Фермы жесткости подвешены к аркам помощью металлических тяжей и парных деревянных подвесок, расположенных попеременно в узлах.

Деревянные подвески прикрепляются к арке помощью деревянных подушек, связанных с аркой болтами, доски подвесок обжимают подушки и связаны с ними кольцами Тухшерера.

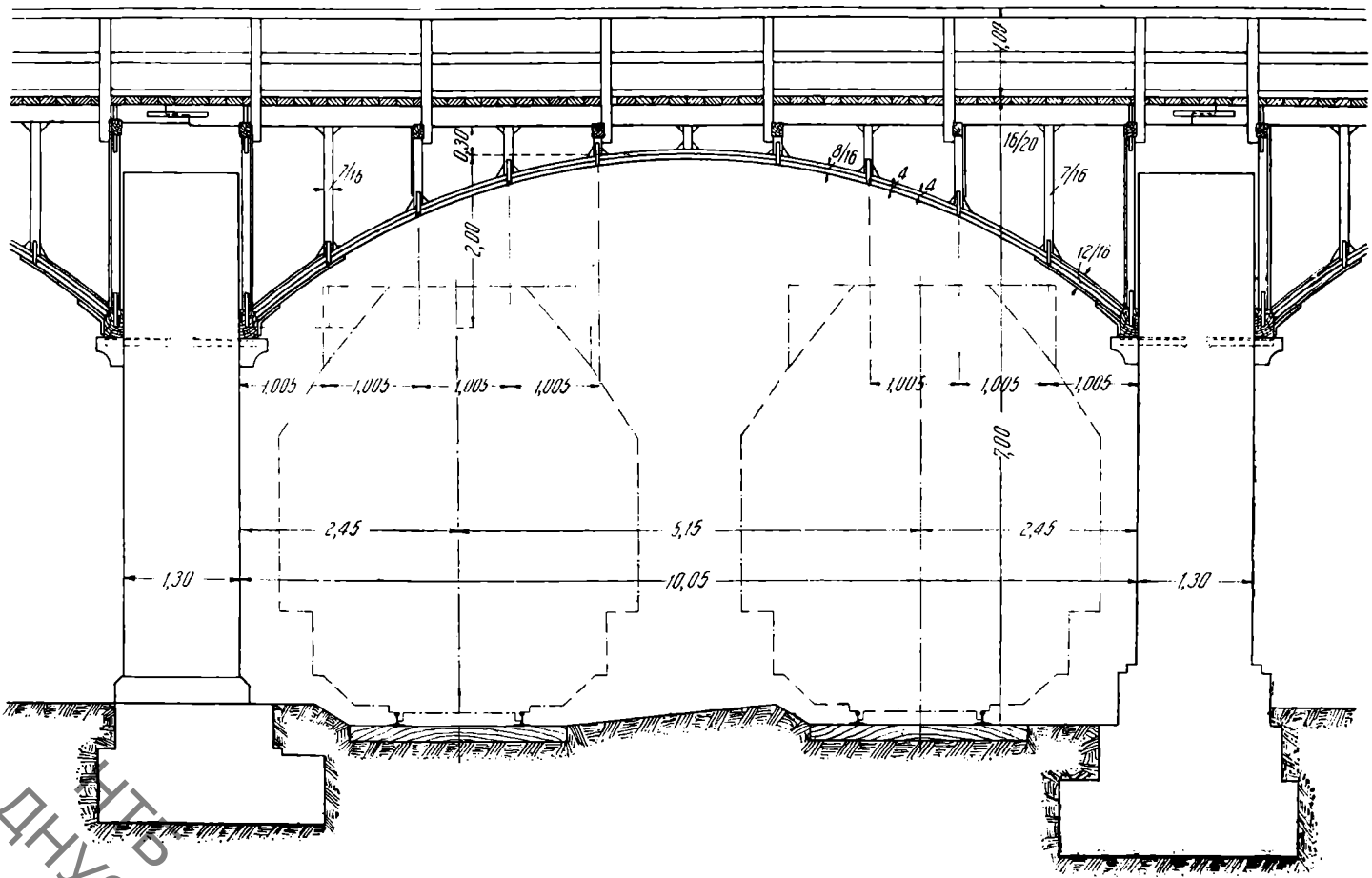
Досчатый настил моста уложен поверх двух продольных балок, опирающихся на поперечные балки из брусьев 14×18 *см*.

Поперечные балки подвешены в узлах главных ферм помощью металлических хомутов.

Для обеспечения поперечной устойчивости арок в местах расположения деревянных подвесок установлены специальные подкосы.

Подкосы эти составлены из двух досок, обжимающих в своей нижней части выпущенные концы поперечных балок, в верхней же части—

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 365. Конструкция пешеходного мостика с подпружной аркой.

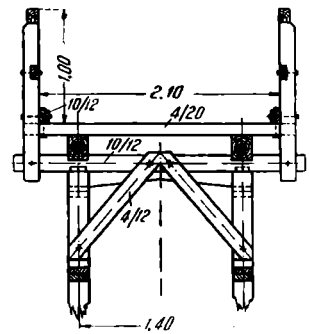
НТБ ДНУЗТ

брусчатые коротыши, зажатые между ветвями подвесок. Соединения концов подкосов устроены помощью колец Тухшерера.

Пролетное строение имеет также легкие продольные ветровые связи, расположенные непосредственно под продольными балками проезжей части и прикрепленные к ним болтами.

Другим примером применения для пешеходного моста комбинированной системы, составленной из балки жесткости с подпружной аркой, является мост пролетом 10,05 *м*, приведенный на фиг. 365 и 366. Арки, опирающиеся на каменные опоры, образованы каждая из двух гнутых досок сечением 16×4 *см*; у опор сечение арок усилено добавлением двух тонких досок толщиной по 2 *см*. Расстояние между осями арок 1,4 *м*, при ширине прохода по мосту 2,1 *м*.

Настил моста уложен непосредственно по продольным прогонам сечением 16×20 *см*, служащим балками жесткости. Прогоны опираются на арку помощью стоек, укрепленных на арке деревянными кобылками. Через узел под прогонами на стойки положены поперечные брусья, служащие для прикрепления перил и диагоналей поперечных связей (фиг. 366).



Фиг. 366. Поперечное сечение пешеходного мостика с подпружной аркой.

Весьма интересный по конструкции легкий пешеходный мостик (проект инж. С. Я. Терехина) для перехода через железнодорожные станционные пути приведен на фиг. 367 (см. вклейку).

Основной особенностью конструкции этого мостика является применение висячей системы с деревянной несущей цепью и балкой жесткости. Вся конструкция моста разработана так, чтобы сократить до минимума затрату металла.

Мост состоит из двух пилонов рамной деревянной конструкции, поддерживающих деревянную цепь, к которой помощью деревянных же подвесок подвешены две балки жесткости пролетом l=15,94 *м*. Стрела цепи — 2 *м* или $^1/_8\ l$.

По балкам жесткости уложены поперечные балки, поддерживающие одиночный продольный настил.

Расчетная нагрузка моста — толпа интенсивностью 400 *кг/м*^{2}. Мост имеет ширину между перилами 2,72 *м*.

Деревянная цепь состоит по числу панелей из 12 звеньев; число ветвей в каждом из них из условия сопряжения — две или три.

Цепь сделана из дубовых досок размерами от 22×5 *см* до 20×5 *см*. Соединение звеньев между собой осуществлено на кольцах Тухшерера d=16 *см* с болтами d=20 *мм*.

Подвески выполнены из парных дубовых брусков размером 6×7 *см*, подвешенных к цепи помощью болтов, связывающих звенья цепи. Внизу подвески прикрепляются к балке жесткости болтами помощью дубовых прокладок, выравнивающих боковые грани двутаврового сечения балки жесткости.

НТБ ДНУЗТ

Во избежание раскалывания концы брусков схвачены металлическими хомутиками из полосового железа.

Балка жесткости выполнена из соснового бруса сечением 18×20 *см* с горизонтальными полками из двух досок размерами по 26×4 *см*. Доски соединяются с брусом помощью гвоздей; таким образом, балка жесткости имеет двутавровое сечение, связанное гвоздями.

Присоединение балки жесткости к пилону сделано так, чтобы она могла воспринимать горизонтальную сжимающую силу, вызываемую действием распора от цепи. Для этого у опор балка имеет сосновые накладки, приболченные и врубленные в брус балки жесткости. Поперечные балки состоят из двух досок 22×6 *см*, поставленных на ребро. Доски балки раздвинуты между собой на 8 *см* для пропуска подвесок и перильных стоек.

Горизонтальные ветровые фермы расположены в плоскости балок жесткости и состоят из работающих на сжатие перекрестных диагоналей и тяжей.

Поясами горизонтальной ветровой фермы служат балки жесткости.

Дагонали связей примыкают к поясам с помощью подушек, врубаемых в брус пояса. Нижние концы ног пилона опираются на 4 фундаментных бетонных столба, причем ноги, работающие на отрыв, заанкерены в них на глубину 1,75 *м*.

Пилоны имеют вертикальные ноги составного сечения на колодках и горизонтальные распорки в виде фермочек с деревянными пересекающимися раскосами и металлическими тяжами. Фасадные распорки схватываются с ногами рамы угловыми подкосами.

В верхней части ног продольной рамы, между ветвями стоек, зажаты дубовые вкладыши, куда через трубчатый нагель передается распор цепи.

Соединения в пилоне всюду болтовые, за исключением подкосов рам, прикрепляемых трубчатыми нагелями.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА XII

ОПОРЫ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Опоры деревянных мостов больших пролетов могут быть разделены на следующие основные типы:

1) свайные опоры,
2) рамные опоры,
3) ряжевые опоры,
4) каменные опоры.

Свайные опоры имеют наиболее широкое применение для мостов как малых, так и больших пролетов и устраиваются в тех случаях, когда грунт допускает забивку свай.

Рамные опоры, составленные из целых, заранее заготовленных звеньев, применяются в тех случаях, когда желательны максимальная механизация и увеличение темпа работ, а также и в случаях устройства мостов через суходолы, ущелья или овраги со скалистым или каменистым грунтом, не допускающим забивки свай.

Ряжевые опоры состоят из деревянных ящиков — срубов, загруженных камнем и опускаемых на дно. Ряжевые опоры применяются в мостах через реки со скалистым или, наоборот, очень слабым дном, не допускающим забивки свай.

Каменные опоры применяются для деревянных мостов больших пролетов в многоводных реках с сильным ледоходом, когда устройство деревянных опор чрезвычайно трудно, а иногда и невозможно.

Каменные опоры иногда оказываются выгодными для мостов через реки со скалистым дном, взамен дорого стоящих ряжевых опор и ледорезов.

В прежние годы устройство каменных опор для деревянных мостов было весьма распространено; в настоящее время каменные опоры применяются значительно реже [1].

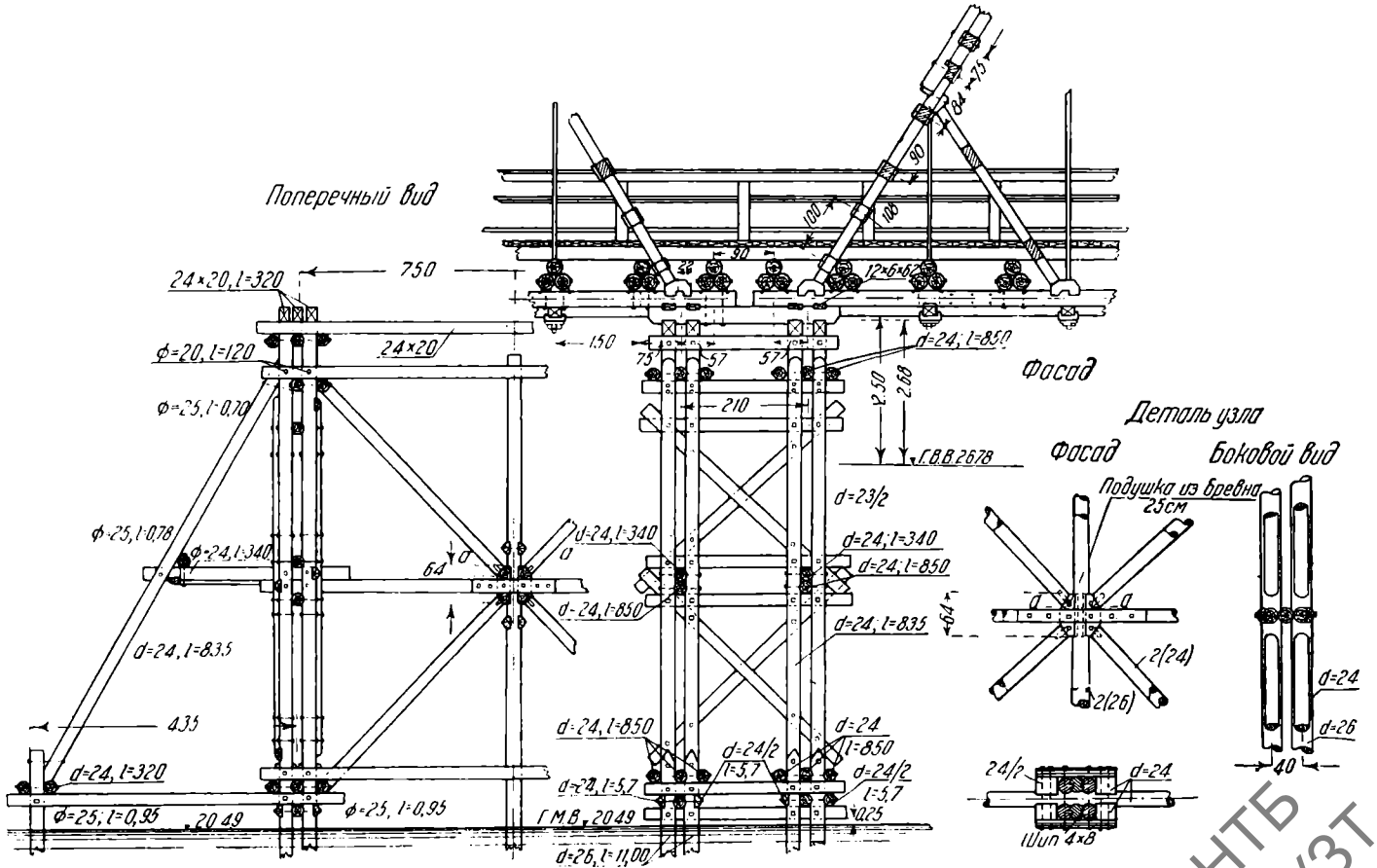
§ 62. СВАЙНЫЕ ОПОРЫ

Типы свайных опор, применяемых для мостов с решетчатыми фермами, приведены на фиг. 368 (см. вклейку), 369 и 370.

Фиг. 368 представляет конструкцию свайных опор под пролетные строения $l=21{,}6$ *м* с ездой по низу. Каждая опора имеет четыре куста коренных свай, воспринимающих давление от концов опирающихся

[1] Так как описание типов и конструкций каменных опор подробно излагается в курсе каменных, железобетонных и металлических мостов, то в настоящем курсе описание каменных опор вовсе опущено.

НТБ ДГУЗТ



Фиг. 369. Свайные опоры под пролетные строения с садой по шпу.

НТБ ДНУЗТ

на них ферм. Количество свай в кусте, равное в данном случае 4, определяется величиной передаваемого фермами вертикального давления.

Ширина опор по фасаду моста, в зависимости от их высоты, принимается обычно равной 1—2,5 *м*.

Продольная и поперечная жесткость опор обеспечивается устройством системы горизонтальных и диагональных связей в обоих направлениях. Для увеличения поперечной жесткости опор устроены также укосины. В поперечном направлении опоры небольшой высоты имеют одноярусные связи; при значительной высоте связи могут быть двух- или трехъярусными. Высота яруса обычно принимается не более 3—4 *м*.

Связи состоят из горизонтальных схваток, первый (нижний) ряд которых располагается на высоте 0,25—0,5 *м* над горизонтом меженней воды, и диагональных схваток.

В опорах, приведенных на фиг. 368, для устройства диагональных схваток по оси опор забиты вспомогательные сваи, не воспринимающие вертикального давления от пролетного строения и служащие для укрепления диагональных схваток и увеличения поперечной жесткости моста.

Укосины упираются в специально забитые откосные сваи, скрепленные с коренными сваями горизонтальными схватками. Горизонтальные схватки, во избежание применения длинного леса, составлены из нескольких частей.

В продольном направлении опоры также имеют связи, устраиваемые в виде горизонтальных схваток и диагоналей.

В представленных на фиг. 368 конструкциях горизонтальные схватки поставлены по обе стороны и в промежутках между смежными рядами свай. Диагонали в опоре небольшой высоты ($H = 6$ *м*) поставлены в промежутках между сваями, в высоких же опорах диагонали сделаны в виде распорных крестов, врубленных в сваи простым зубом.

В высоких опорах для увеличения поперечной жесткости могут быть устроены две укосины (фиг. 368), упирающиеся каждая в самостоятельную откосную сваю. Весьма часто, однако, даже для высоких опор ограничиваются устройством одиночных укосин (фиг. 369 и 370).

Другой тип свайной опоры под пролетное строение системы Гау с ездой по низу приведен на фиг. 369. Ширина опоры по фасаду 2,1 *м*. В поперечном направлении опора имеет связи, состоящие из горизонтальных схваток и диагональных распорных крестов.

Диагонали распорных крестов упираются с одной стороны в горизонтальные схватки, расположенные в направлении оси моста и притянутые болтами к коренным сваям, с другой же стороны — в специальные подушки, укрепленные к средним вспомогательным сваям. Деталь среднего узла также приведена на фиг. 369.

Горизонтальные схватки, проходящие здесь, пропускаются между вспомогательными сваями, по сторонам же устроены дополнительные накладки из полубревен, укрепляющие узел и связанные с горизонтальными схватками помощью болтов и деревянных прокладок.

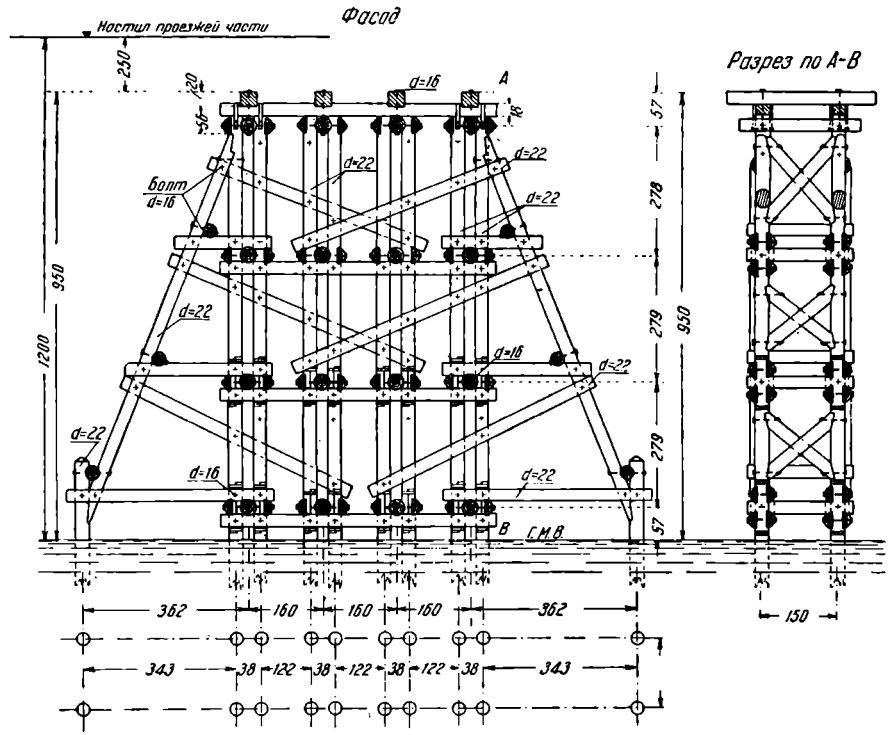
В продольном направлении горизонтальные схватки пропущены в промежуток между коренными сваями, диагональные же схватки, из полубревен, поставлены по обе стороны куста свай.

НТБ ДИИЗТ

На фиг. 369 видно устройство опирания пролетных строений на опору.

Свайная опора под пролетное строение с ездою по верху приведена на фиг. 370. Благодаря наличию 4 ферм в пролетном строении, опора имеет 4 куста свай в каждом ряде, по 2 сваи в кусте.

В случае большой глубины забивки свай необходимо наращивание. Наращивание свай следует производить в уровне нижних горизонтальных схваток.



Фиг. 370. Свайная опора под пролетное строение с ездой по верху.

В приведенных на фиг. 368 и 369 конструкциях опор стык свай устроен в полдерева и укреплен металлическими хомутами, схватками и болтами.

При большой высоте опор может оказаться необходимым наращивание свай и в пределах надводной части опор. В этом случае стыки располагаются в уровне верхних ярусов горизонтальных схваток (фиг. 368 и 370).

На фиг. 371 приведены детали верхнего и нижнего узлов рассмотренных выше свайных опор.

При большой глубине воды необходимо укрепление подводной части свай. С этой целью могут быть устроены: либо каменная наброска, либо деревянные или металлические подводные связи. Постановка деревянных подводных связей сложна и требует производства подводных

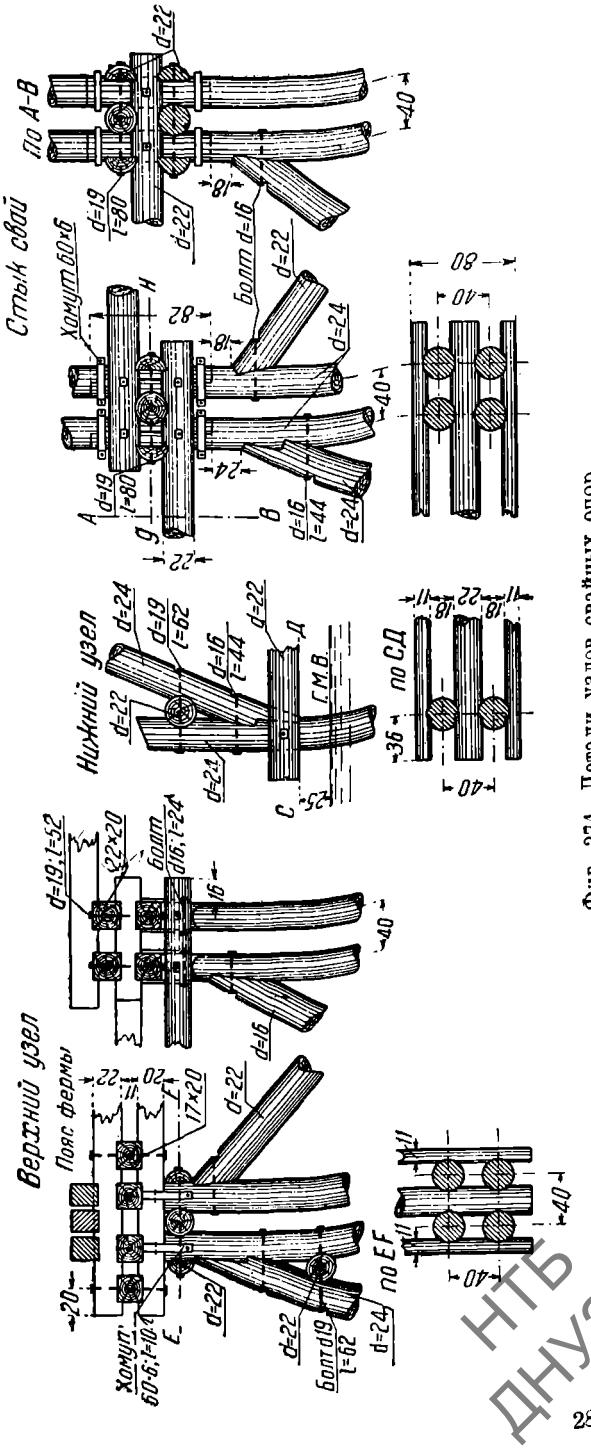
НТБ ДПИЗТ

работ; поэтому более употребительны металлические подводные связи. На фиг. 372 приведено устройство подводных связей в виде металлических тяжей.

Нижний конец этих тяжей снабжается кольцом, надеваемым на сваю и удерживаемым на ней помощью заранее забитого в сваю костыля; верхний конец имеет нарезку с гайками (см. ниже, фиг. 411).

На фиг. 373 (см. вклейку) приведено сопряжение моста с берегом. В береговой части обычно устраивается несколько балочных пролетов, представляющих как бы свайный устой. Опоры этой балочной части должны быть устроены так, чтобы можно было обеспечить необходимую здесь связь с опорой большого пролета. Для этого в рассматриваемой конструкции расположение свай в опорах балочной части увязано с опорами большого пролета; с этой целью рядом с крайними коренным сваями опор балочного пролета забиты дополнительные сваи (на растоянии 0,4 *м*), служащие исключительно для обеспечения возможности постановки продольных связей. Связи эти устроены в виде горизонтальных и диагональных схваток.

Горизонтальные схватки расположены в

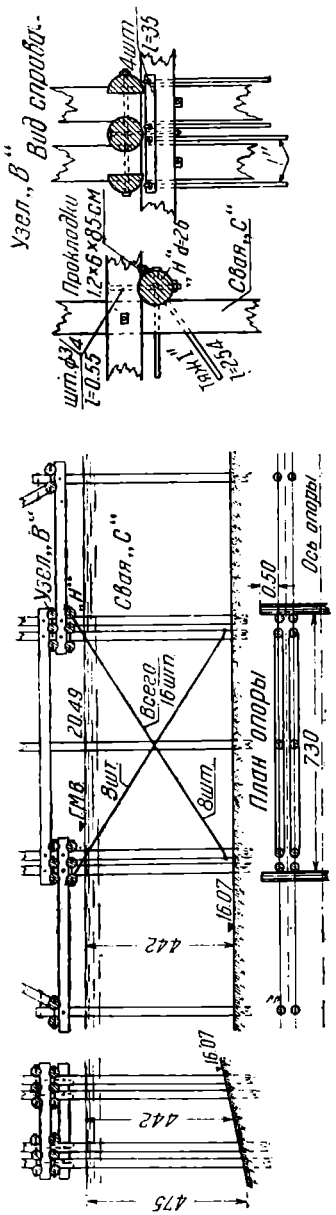


Фиг. 371. Детали узлов свайных опор.

НТБ ДНУЗТ

промежутках между коренными сваями опор, диагональные же схватки — по бокам их.

Остальные детали конструкции видны из чертежа. В плане проезжей части необходимо обратить внимание на сопряжение тротуаров береговой и речной части моста.



Фиг. 372. Подводные связи из металлических тяжей.

§ 63. РАМНЫЕ ОПОРЫ

При постройке мостов через овраги, суходолы и небольшие речки, имеющие каменистое или скалистое дно, забивка свай для устройства опор оказывается невозможной. В этом случае применяют опоры рамного типа, устроенные на лежнях, непосредственно укладываемых на грунт.

Рамные опоры составляются из отдельных звеньев (рам), изготавливаемых заранее на заводе, стройдворе или на берегу, в стороне от места работ, и устанавливаемых на место в готовом виде.

Благодаря этому возведение рамных опор может производиться механизированными методами, причем значительно повышается темп работы.

В некоторых случаях, в целях упрощения и ускорения сборки и возможности установки отдельных заранее собранных звеньев, рамные опоры применяют также и для мостов через реки, дно которых допускает забивку свай. В этом случае готовые рамы устанавливаются на заранее забитые сваи.

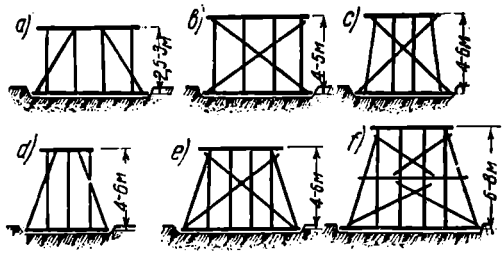
В зависимости от величины давлений, действующих на опоры, и от высоты последних, опоры устраиваются из одного или двух рядов рам, причем для высоких опор рамы ставят друг на друга (многоярусные рамные опоры).

Основные типы рам

Каждая рама обычно составляется из основных стоек и укосин, связанных между собой по верху горизонтальной насадкой и по низу — лежнем. Элементы рамы, кроме того, для обеспечения поперечной жесткости связываются посредством диагональных схваток или распорных крестов.

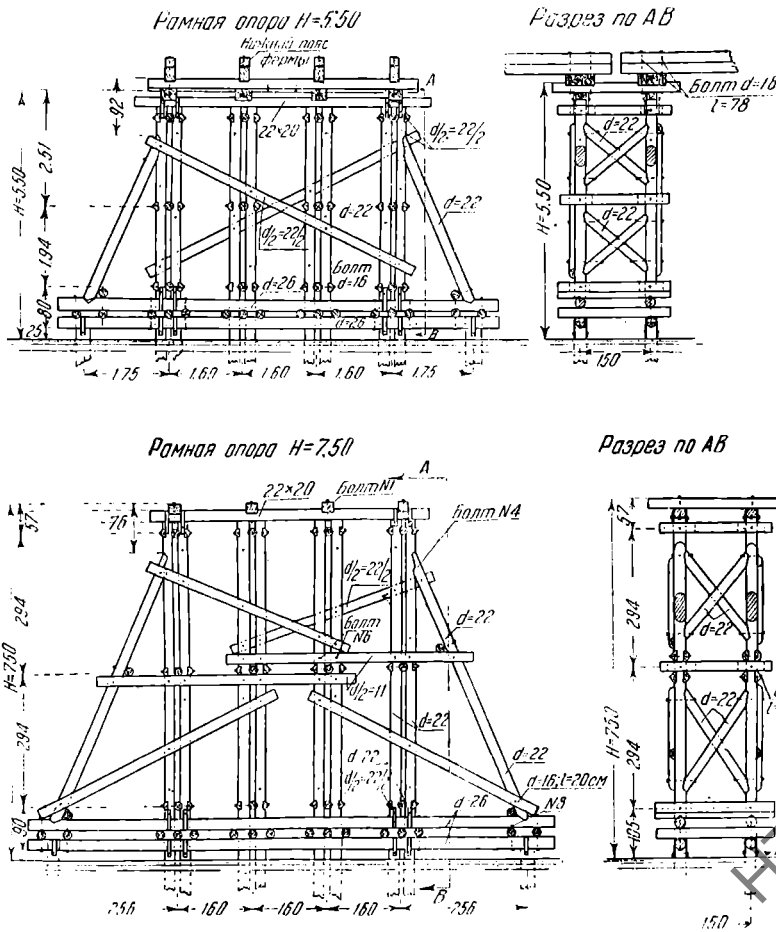
НТБ ДИЗТ

Высота отдельных рам по конструктивным соображениям, а также в целях использования стандартного лесоматериала, обычно делается не более 5—6 *м*. Основные типы рам, применяемых для автодорожных мостов, схематически приведены на фиг. 374.



Фиг. 374. Основные схемы рам.

Рамы одноярусных опор обычно устраивают с вертикальными стойками, связанными между собой диагональными схватками (рис. 374, *a* и *b*). Для обеспечения большей поперечной устойчивости рам, в частности для многоярусных опор, приходится прибегать к расширению рамы книзу путем устройства наклонных стоек (фиг. 374, *c*), или



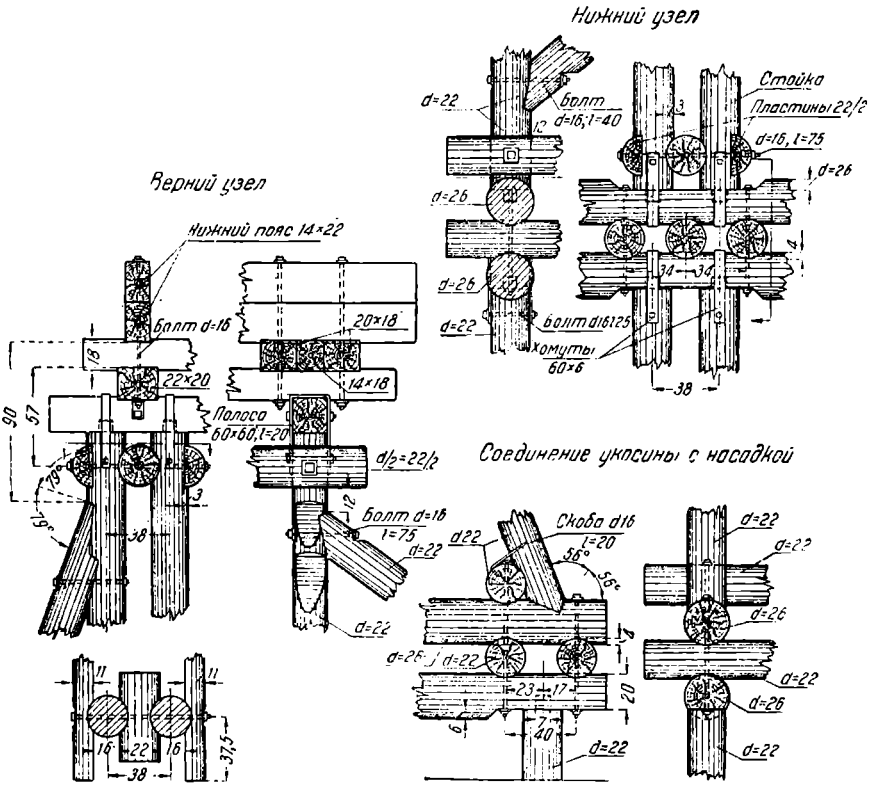
Фиг. 375. Рамные опоры для мостов больших пролетов через реки.

НТБ ДНУЗТ

же путем постановки специальных укосин (фиг. 374, *d*, *e*). В случае необходимости устройства более высоких рам, приходится прибегать к двум ярусам схваток, скрепляющих элементы рамы в поперечном направлении (фиг. 374, *f*).

Конструкция рамных опор

Конструкция рамных опор мостов больших пролетов, опирающихся на сваи, забитые в дно реки, приведена на фиг. 375. Сваи обрезаются на высоте 0,25—0,5 *м* над горизонтом меженней воды и поверх них



Фиг. 376. Детали узлов рамных опор.

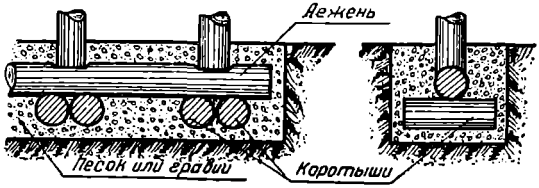
устанавливается насадка, связанная со сваями хомутами. Поверх насадки уложены круглые коротыши, служащие опорами для установленных выше рам. Каждая опора состоит из двух рам, устанавливаемых самостоятельно и связываемых между собою (по фасаду моста) горизонтальными схватками и диагональными распорными крестами.

Конструкция сопряжений (фиг. 376) устроена так, что каждая рама представляет собою цельное звено, все элементы которого связаны между собою прочно помощью врубок и металлических скреплений. Это позволяет производить сборку рам в стороне, на берегу, и затем устанавливать их на место в готовом цельном виде.

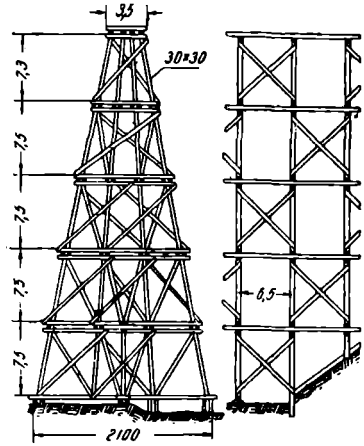
НТБ ДИИТ

В случае установки рамных опор на скалистом или каменистом грунте конструкция рам остается аналогичной рассмотренной выше, с той лишь разницей, что нижний лежень рамы укладывается на выравненное дно углубления — траншеи, выбираемой в грунте.

Лежень опирается на дно траншеи либо непосредственно, либо помощью подложенных под него небольших коротышей (фиг. 377). Для лучшего распределения давления под лежень рекомендуется укладывать слой песка или гравия.



Фиг. 377. Укладка лежня рамы в траншее.

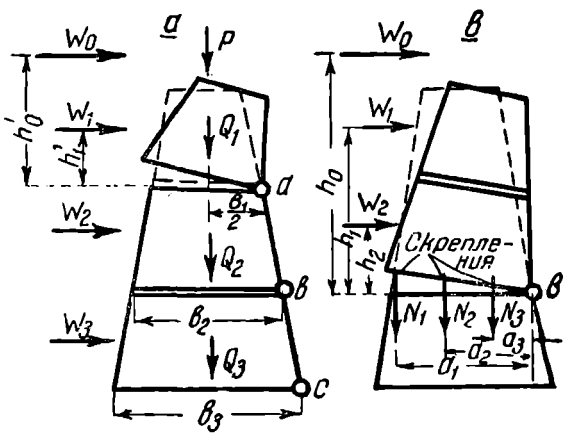


Фиг. 378. Многоярусная рамная опора.

Глубина траншеи должна быть не менее толщины лежня. После установки рамы вся траншея заполняется до верху песком.

Многоярусные рамные опоры

Рамные опоры большой высоты устраивают, устанавливая ряд рам друг на друга; такие опоры принято называть многоярусными (фиг. 378). Высота каждого яруса делается обычно не более 5—6 *м*, причем число ярусов редко бывает более 3—4.



Фиг. 379. Расчет многоярусной рамной опоры на ветер.

Многоярусная опора должна обладать достаточной устойчивостью как в поперечном, так и в продольном направлениях. Поперечная устойчивость опоры, при действии горизонтальной ветровой нагрузки, достигается уширением опоры книзу и проверяется расчетом отдельных рам и всей опоры в целом на опрокидывание.

Момент, опрокидывающий верхнюю раму вокруг точки *a* (фиг. 379,*а*):

$$M_{опр} = W_0 h'_0 + W_1 h'_1,$$

НТБ ДНУЗТ

момент удерживающий:

$$M_{\text{удер}} = (P + Q_1)\frac{b_1}{2},$$

где: W_0 и W_1 — ветровые давления на пролетное строение и верхнее звено опоры,

P — давление от пролетного строения на опору,

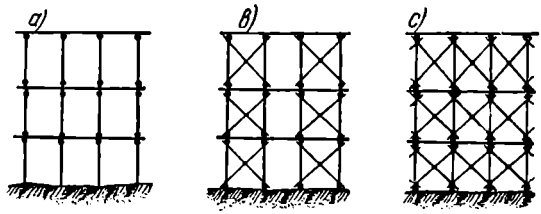
Q_1 — вес верхнего звена опоры.

Коэфициент устойчивости:

$$K = \frac{M_{\text{удер}}}{M_{\text{опр}}} = \frac{(P + Q_1)b_1}{2(W_0 h_0' + W_1 h_1')}.$$

Необходимо, чтобы коэфициент устойчивости был не менее 1,4—1,5. Аналогично проверяется устойчивость двух верхних рам относительно точки b и всей опоры в целом — относительно точки c.

Для увеличения поперечной жесткости многоярусных опор, рамы, лежащие друг на друге, связывают металлическими скреплениями.



Фиг. 380. Продольные связи многоярусных рамных опор.

Наибольшее растягивающее усилие, возникающее под действием ветра в крайнем из скреплений, определяется тогда формулой (см. фиг. 379, b):

$$N_1 = \frac{\sum Wh}{\sum a^2} a_1.$$

Для обеспечения продольной жесткости высоких рамных опор устраиваются продольные связи из горизонтальных (фиг. 380, a) или горизонтальных и диагональных схваток (фиг. 38 , b, c, и фиг. 378). Связи эти скрепляют между собой в направлении продольной оси моста по две или более опоры. Горизонтальные схватки при этом часто используются и как лежни, служащие для передачи давлений рам.

§ 64. РЯЖЕВЫЕ ОПОРЫ

В тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай благодаря тому, что грунт скалистый или каменистый, или же, наоборот, очень слабый (илистый, торфянистый и др.), и если при твердом грунте вследствие большой глубины воды, быстрого течения или сильного ледохода нельзя устроить рамных опор, приходится прибегать к устройству ряжевых опор.

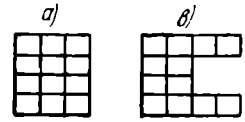
Ряжем называют деревянный ящик (сруб), срубленный из бревен и имеющий стенки, дно и перегородки. Ряж устанавливается на предварительно спланированное дно реки и заполняется камнем. Каменное заполнение необходимо, с одной стороны, для устойчивости ряжа, с другой же стороны — для предотвращения поломок бревен в стенах при ударах о них льдин и проч. во время ледохода и высокой воды.

НТБ ДИИЗТ

Устройство ряжевой опоры требует большого количества лесоматериала и камня. Вследствие большой ширины ряжевые опоры сильно стесняют русло реки. Поэтому в мостах с ряжевыми опорами обычно целесообразно устройство больших пролетов.

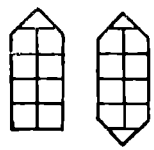
К недостаткам ряжей следует отнести быстрое загнивание стен в пределах колебания горизонта меженней воды.

Вообще же ряжевые опоры следует применять лишь в тех случаях, когда устройство опор другого типа невозможно.



Фиг. 381. Схемы ряжевых устоев (в плане).

Основные размеры и очертание ряжа зависят от его назначения и режима пересекаемой реки. Для деревянных опор (устоев), промежуточных опор на реках со слабым течением и для опор на болотах применяются прямоугольные ряжи; фиг. 381, *а* представляет схему такого ряжа в плане. При высоких насыпях устои обычно делают с обратными стенками (фиг. 381, *б*).

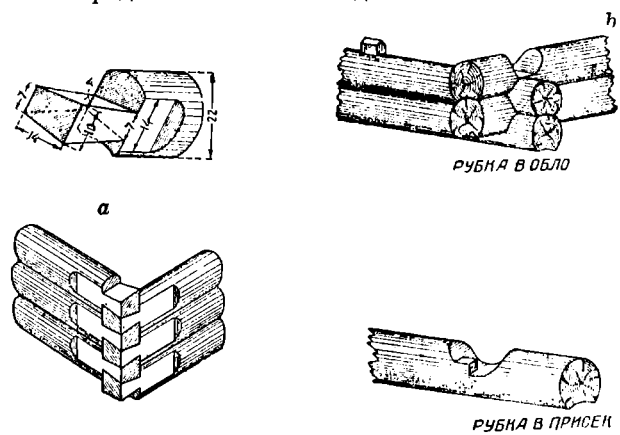


Фиг. 382. Схемы ряжевых быков (в плане).

Для речных опор (быков) ряжи делают с одним или двумя заострениями (фиг. 382) для улучшения обтекания их водой и облегчения пропуска ледохода.

Конструкция ряжевой опоры приведена на фиг. 383.

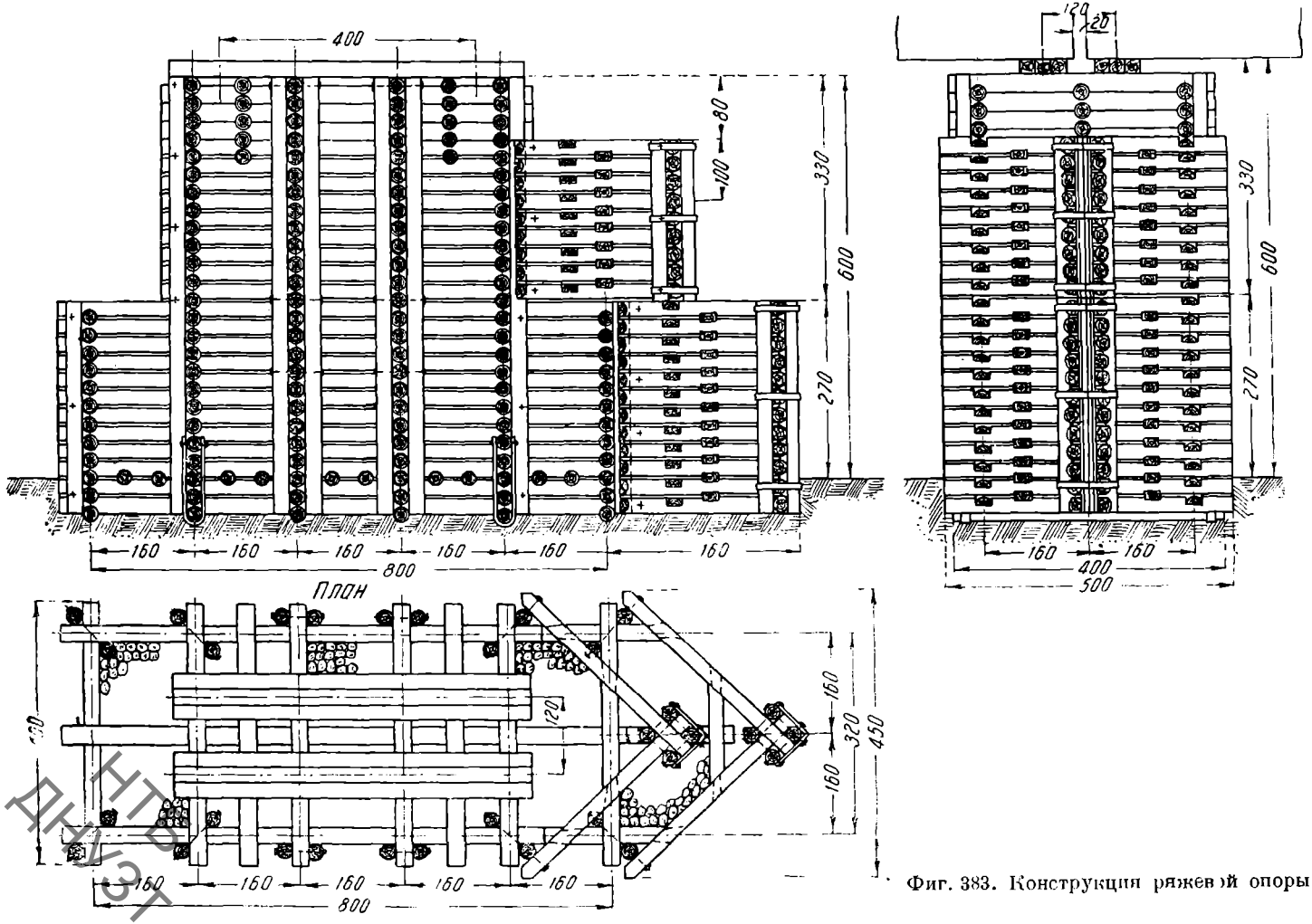
Стены ряжа рубятся из бревен или пластин диаметром обычно 20—26 *см*. Венцы стен укладывают друг на друга с небольшой притеской для лучшей передачи давлений. Иногда венцы укладывают с зазорами, примерно в половину диаметра бревен, что дает экономию в лесоматериале. Однако, при такой рубке стены ряжа дают большие осадки, а потому рубка с зазором может применяться только для невысоких ряжей при небольших передаваемых на них давлениях.



Фиг. 384. Рубка углов ряжей.

Углы стен рубятся без остатка — «в лапу» (фиг. 384, *а*), или же с остатком — «в обло» (фиг. 384, *б*) или «в присек» (фиг. 384, *с*).

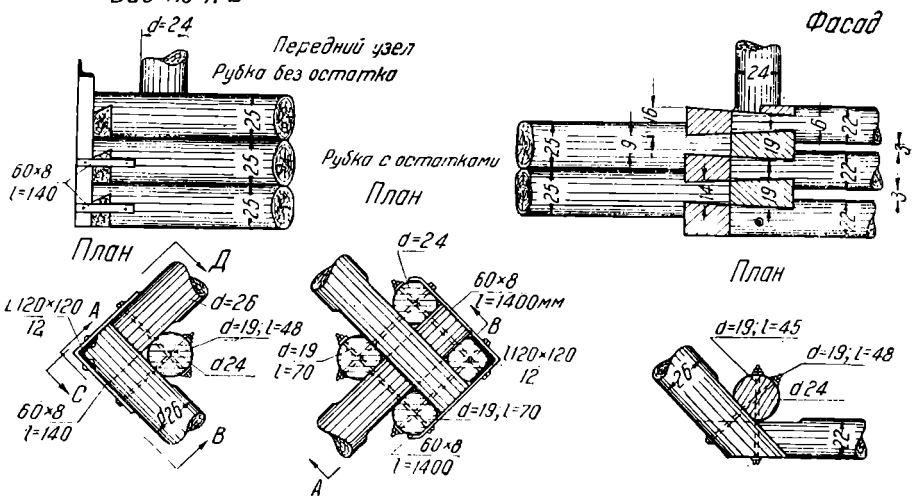
НТБ ДИУЗТ



Фиг. 383. Конструкция ряжевой опоры.

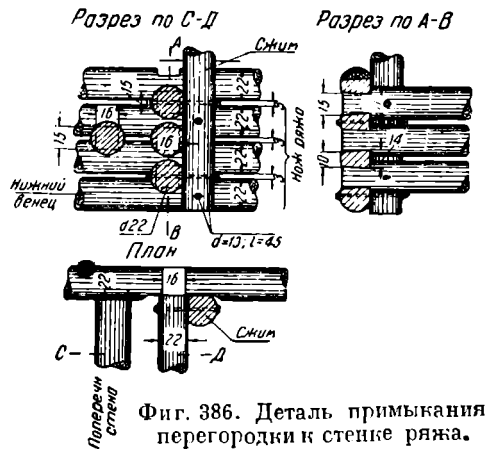
НТБ ДИИТ

Предпочтение следует отдать рубке ряжей в лапу, без остатка, меньше стесняющей живое сечение реки. Детали рубки стен в переднем углу ряжа и в тупом углу приведены на фиг. 385.



Фиг. 385. Рубка переднего и тупого углов ряжа.

Для предохранения стен ряжа от выпучивания при загрузке его камнем устраиваются вертикальные обжимные брусья — «сжимы» и поперечные перегородки или анкерные схватки. Перегородки располагают на расстоянии 2—3 *м* друг от друга, разбивая таким образом ряж на отдельные ячейки. Перегородки могут быть во всю высоту ряжа или же в виде отдельных анкерных схваток высотой в один или несколько венцов. Такие схватки располагают обычно в шахматном порядке на расстоянии 1—1,5 *м* друг от друга.



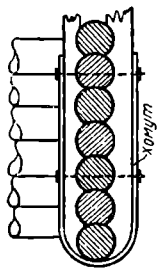
Фиг. 386. Деталь примыкания перегородки к стенке ряжа.

Бревна перегородок или схваток врубаются в стены ряжа «косой лапой», обеспечивающей восприятие растягивающих усилий.

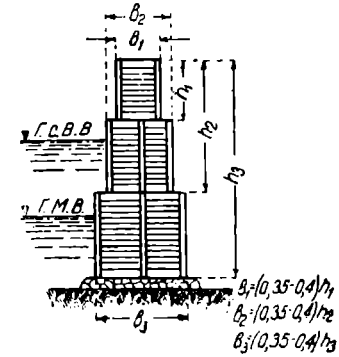
Сжимы представляют собой вертикальные бревна или брусья, устанавливаемые в углах ряжа и в местах примыкания к стенам перегородок. Сжимы стягиваются со стенами ряжа болтами и заершенными гвоздями. Отверстия для болтов в сжимах полезно делать овальными, чтобы не препятствовать осадке стен ряжа. Деталь примыкания перегородки к стене ряжа приведена на фиг. 386.

Дно ряжа делается из бревен или пластин $d=20—24$ *см*, врубленных в стены ряжа.

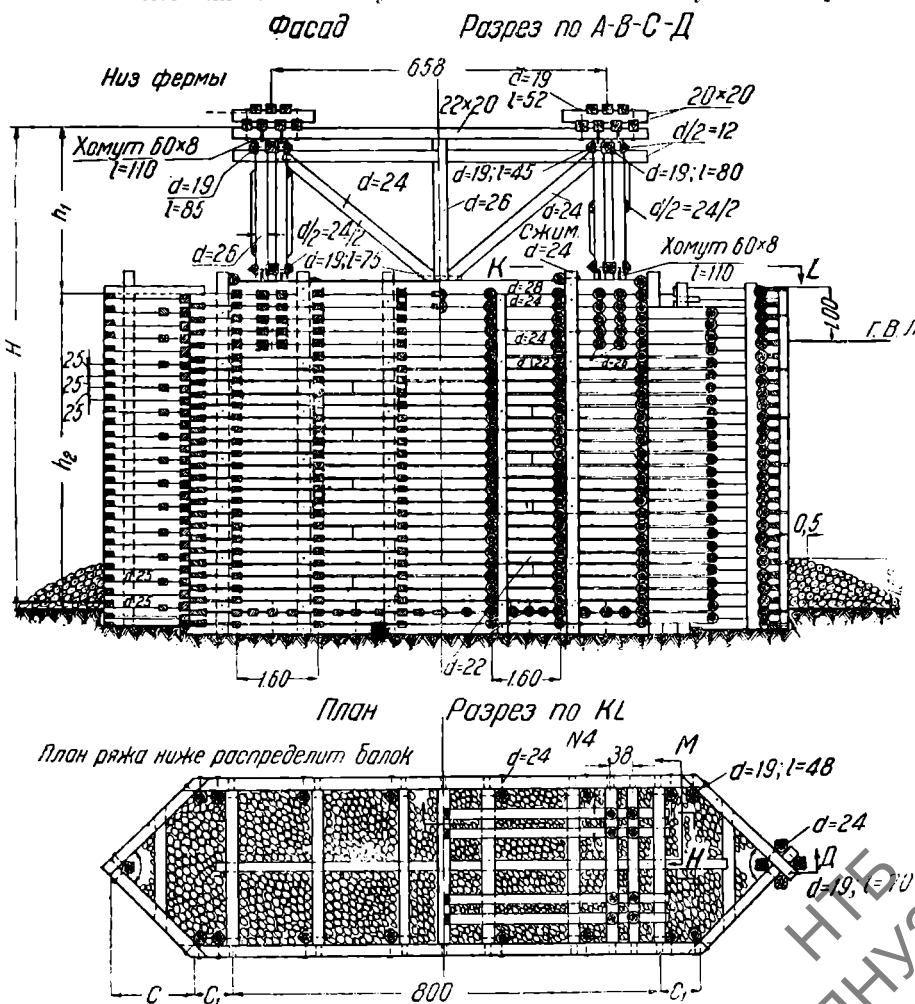
НТБ ДГУЗТ



Фиг. 387. Укрепление стенок ряжа металлическими хомутами.



Фиг. 388. Ступенчатый ряж.



Фиг. 389. Ряжевая опора с рамной надстройкой.

НТБ ДНУЗТ

Если ряж ставится на сухом месте или на скалистый грунт, — дна можно вовсе не устраивать.

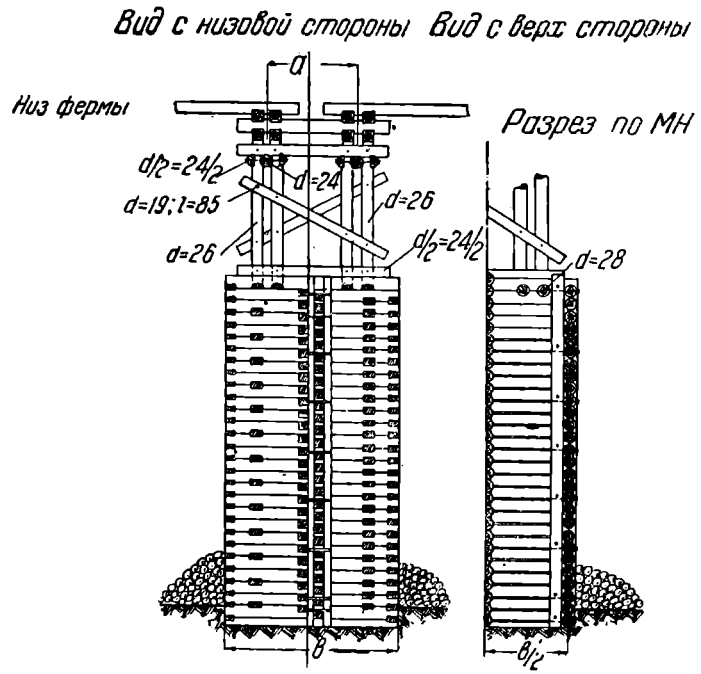
Дно ряжа врубается между вторым и третьим или между третьим и четвертым венцами ряжа, в зависимости от плотности грунта. Венцы, находящиеся ниже пола, представляют как бы нож ряжа, который врезается в грунт. При твердом грунте нож может состоять из одного венца.

Ширина зазоров между бревнами дна ряжа делается в зависимости от плотности грунта: чем плотнее грунт, тем зазоры могут быть более. При установке ряжа на слабый грунт дно делается сплошным. Чтобы при опускании ряжа нагруженное камнем дно не могло оторваться, нижние венцы ряжа обхватывают длинными железными хомутами (фиг. 387).

Так как при посадке ряжа трудно ожидать плотного прилегания его всей площадью основания к грунту, то при определении давления на грунт принято предполагать, что ряж опирается $^2/_3$ площади своего днища.

Ширина ряжа (вдоль моста) по низу должна быть не менее 0,35 — 0,4 H, где H — высота ряжа. Поэтому высокие ряжи следует делать ступенчатыми (фиг. 388). При сильном ледоходе ряжи снабжают специальными ледорезами.

Пролетные строения могут опираться либо непосредственно на верх ряжа, либо над ряжем могут быть устроены рамные надстройки, поддерживающие концы пролетных строений и передающие их давление на ряж; конструкция такого типа приведена на фиг. 389. Достоинство ее заключается в том, что дорого стоящая ряжевая конструкция выводится



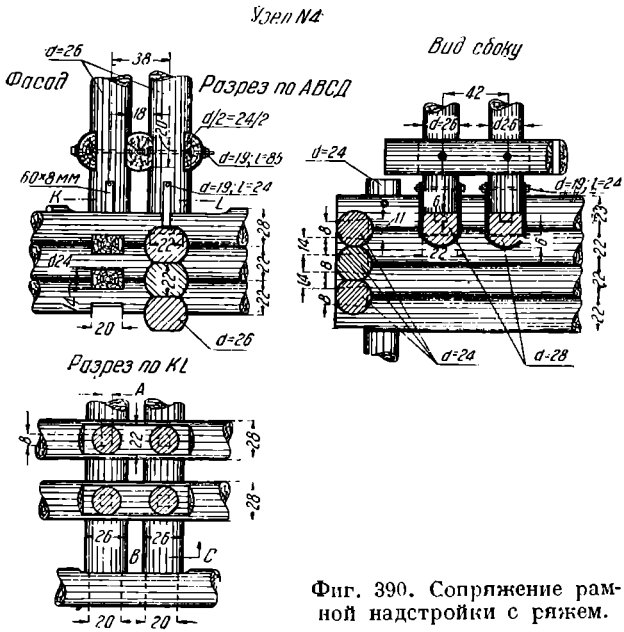
НТБ ДНУЗТ

лишь на 0,5—1 *м* выше горизонта самого высокого ледохода. Выше же лежащая часть устраивается более дешевого рамного типа. Давление от стоек рамной надстройки передается на ряж помощью специально устроенных бревенчатых перегородок, расположенных в верхней части ряжа, непосредственно под стойками.

Деталь сопряжения рамной надстройки с поддерживающими перегородками ряжа приведена на фиг. 390.

Изготовление, сборка и установка на место ряжей могут производиться как в летнее, так и в зимнее время.

Летом для сборки ряжа выбирают удобное место на берегу, имеющее пологий спуск к воде. Спланировав выбранное место, укладывают ряд лежней и начинают затем сборку ряжа, подложив между первым венцом и лежнями ряд бревен, служащих в дальнейшем катками для спуска ряжа в воду. Ряж рекомендуется собрать на берегу до полной высоты — для пригонки угловых врубок; после этого верхняя часть ряжа разбирается до высоты h (фиг. 391). Затем производится спуск ряжа в воду помощью лежней и катков. Спущенный в воду ряж оказывается на плаву, погрузившись в воду на 0,75—0,8 высоты h. Если глубина воды в месте спуска ряжа h_0, то очевидно, чтобы ряж при спуске в воду не сел на мель, необходимо соблюдение условия: $h_0 \geqslant 0{,}8\,h$. Поэтому высота ряжа для спуска в воду:



Фиг. 390. Сопряжение рамной надстройки с ряжем.

$$h \leqslant \frac{1}{0{,}8}\ h_0 \quad \text{или} \quad h \leqslant 1{,}25\ h_0.$$

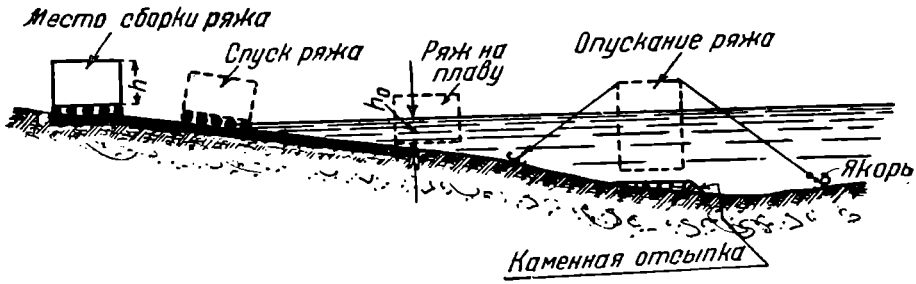
Ряж на плаву отводится к месту установки, где закрепляется помощью якорей. Если дно реки скалистое или каменистое, то место установки ряжа должно быть предварительно спланировано, хотя бы путем устройства каменной отсыпки. Особенно это необходимо, если дно имеет неровности или значительный уклон.

Опускание ряжа лучше всего вести, наращивая его верхними венцами. Во время погружения ряжа необходимо следить за правильностью

ГПБ ДНУЗТ

его посадки и отсутствием перекосов. В случае неправильной посадки ряж может быть снова приподнят путем съемки нескольких верхних венцов. После посадки ряжа на место и тщательной проверки правильности его положения можно приступить к загрузке его камнем.

Если по каким-либо причинам загрузку камнем нужно начать, пока ряж еще не сел на дно и находится на плаву, необходимо произ-



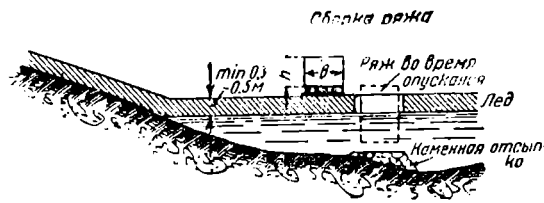
Фиг 391. Схема спуска ряжа и установки его на место.

водить загрузку камнем весьма осторожно, следя за равномерным распределением его по всем ячейкам ряжа. При этом следует вести постоянное наблюдение за правильностью посадки ряжа, учитывая, что каменная загрузка ряжа не позволит поднять его снова в случае каких-либо неправильностей в его установке.

Объем камня составляет около 95% внутреннего объема всех ячеек ряжа. Каменное заполнение рекомендуется делать до уровня высоких вод и во всяком случае не ниже горизонта самого высокого ледохода.

В случае возможности подмыва дна у ряжа, необходимо устройство вокруг него каменной наброски высотой 1—1,5 *м*.

Наиболее удобна постройка ряжей зимой, когда опускание их может производиться со льда. Сборка ряжа на льду может безопасно производиться при толщине льда не менее 0,3—0,5 *м*. Над местом установки ряжа делается тогда прорубь (фиг. 392), около которой производится сборка ряжа. Одновременно производится планировка дна. Собранный на некоторую высоту h ряж затем спускается в прорубь помощью катков и лежней. Дальнейшее опускание ряжа производится тем же способом, как и летом. Высота h определяется удобством спуска ряжа и обычно не превышает $0{,}8\,b$, где b — ширина ряжа по низу.



Фиг. 392. Схема опускания ряжа со льда.

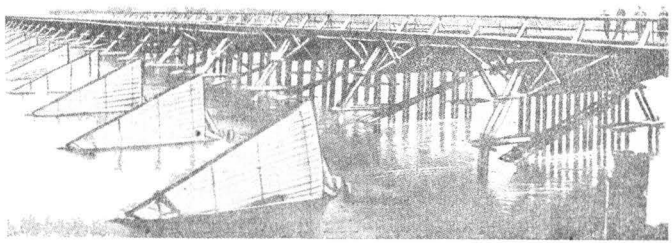
Опускание ряжа со льда позволяет более просто обеспечить правильность посадки ряжа, а также облегчает подвозку лесоматериала и камня, сборку и загрузку ряжа.

ЦНТБ ДИЗЭТ

§ 65. ЛЕДОРЕЗЫ

Для предохранения опор деревянных мостов от повреждений льдинами во время ледохода — устраивают ледорезы.

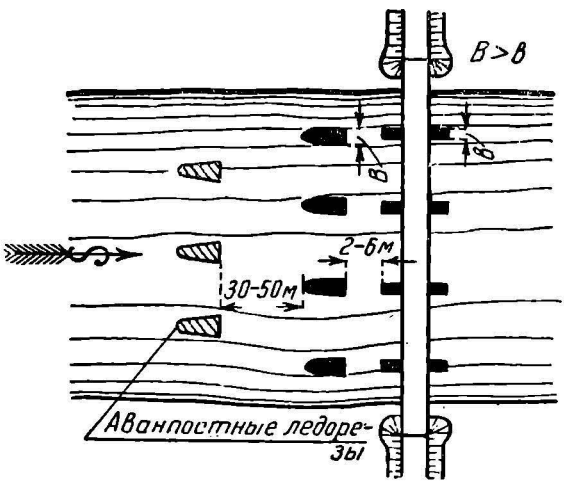
Так как наиболее сильный ледоход наблюдается в местах наибольших глубин и скоростей течения реки, то главное внимание следует



Фиг. 393. Деревянный мост с ледорезами.

уделять защите от льда речных опор; береговые опоры обычно не требуют защиты от льда.

Ледорезы располагаются перед каждой речной опорой, на расстоянии 2—6 *м* выше по течению (фиг. 393 и 394).



Фиг. 394. Схема расположения ледорезов.

Назначение ледорезов сводится к дроблению больших льдин, ограждению опор моста от ударов льдин и направлению плывущих льдин в пролеты моста. Поэтому ширина ледорезов должна быть во всяком случае не менее ширины защищаемых опор.

До начала ледохода в реках обычно происходит поднятие и подвижка льда. Для предохранения опор моста от повреждений при подвижках ледяного поля производят околку льда (подробно см. гл. XVI).

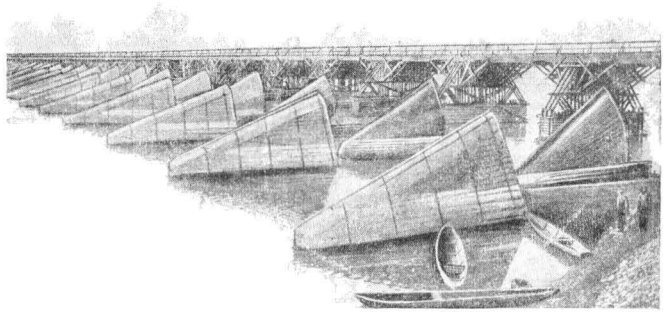
Ледорезы никак не следует связывать с опорами моста, чтобы оградить последние от сотрясений при ударах льдин.

Расстояние ледореза от опоры назначается в зависимости от скорости течения. Если при быстром течении реки ледорез поставить слишком близко к опоре, то льдины, ломаясь о ледорез, смогут повре-

НТБ ДИИЗТ

дить опоры; поэтому при быстром течении ледорезы удаляют от опор на расстояние до 6—8 *м*.

При медленном же течении ледорез следует располагать ближе (на 2—4 *м* от опоры), чтобы разломанные льдины не могли заплыть за ледорез и удариться об опору.



Фиг. 395. Деревянный мост с аванпостными ледорезами.

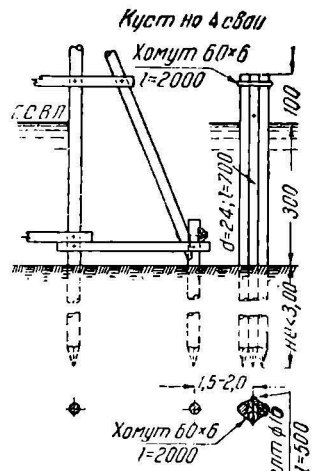
На реках с весьма сильным ледоходом часто не ограничиваются одним рядом ледорезов, а ставят впереди, на расстоянии 30—50 *м* от первого ряда, еще второй ряд ледорезов, называемых «аванпостными» (фиг. 394 и 395).

Аванпостные ледорезы, располагаемые в шахмат по отношению к основным ледорезам, воспринимают на себя наиболее сильные удары больших ледяных полей и разламывают их на более мелкие части.

Конструкция и основные размеры ледорезов зависят от силы ледохода, ширины защищаемых опор, горизонтов ледохода и др.

Ледорезы могут быть свайными и ряжевыми.

Свайные ледорезы применяются наиболее часто, ряжевые же ледорезы устраиваются только в тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай (см. выше, § 64).



Фиг. 396. Кустовый ледорез из четырех свай.

Простейшие ледорезы

В мостах через малые реки со слабым ледоходом могут быть устроены простейшие ледорезы в виде куста свай.

Такой куст составляется из трех или более свай, забитых на расстоянии 1—2 *м* от опоры. Сваи скрепляются между собой хомутами из полосового железа, расположенными в двух-трех

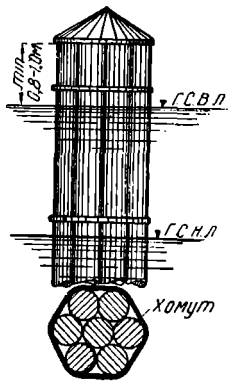
РТБ АПУЗТ

местах по высоте ледореза. Верх свай должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода (г. с. в. л.) не менее чем на 0,8—1,0 *м*. Чтобы верхние концы свай не загнивали, куст покрывают крышкой из кровельного железа или досок.

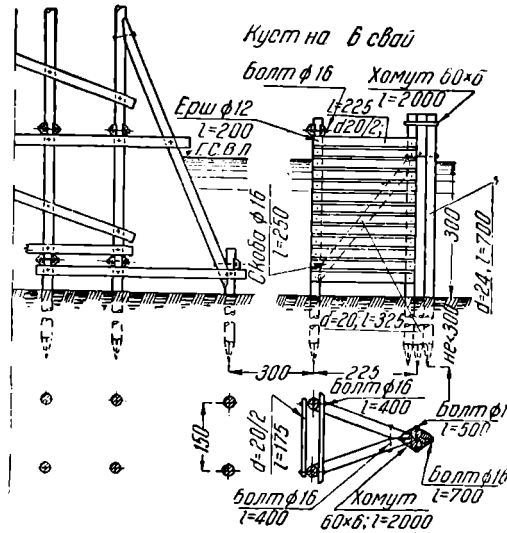
На фиг. 396 показан кустовый ледорез из четырех свай; на фиг. 397 — более мощный ледорез из семи свай.

Глубина забивки свай должна быть не менее 3—4 *м*.

Кустовый ледорез на шесть свай, применяемый для ограждения более широких опор, приведен на фиг. 398.



Фиг. 397. Кустовый ледорез из семи свай.



Фиг. 398. Кустовый ледорез для защиты широких опор.

Ледорез из шести свай имеет режущее ребро, составленное из четырех свай; две другие сваи поставлены несколько позади (на 2,25 *м*) и связаны с передним кустом помощью подкосов и обшивки из досок или пластин. Такое устройство увеличивает ширину ледореза и лучше предохраняет опору от ударов льдин.

Плоские ледорезы

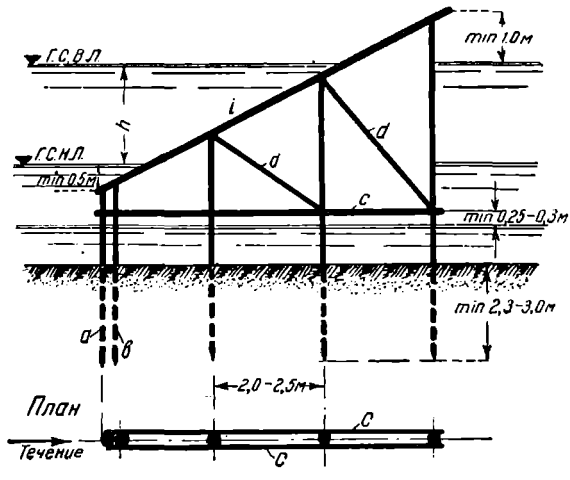
При узких (однорядных) опорах моста и слабом или среднем ледоходе устраивают ледорезы из ряда свай с укрепленным на них наклонным элементом, представляющим режущую грань для льда или так называемый нож ледореза. Такие ледорезы принято называть «плоскими».

Схема плоского ледореза приведена на фиг. 399. Ледорез состоит из ряда свай, забиваемых на расстояниях 2—2,5 *м* друг от друга. Глубина забивки свай должна быть не менее 2,5—3 *м*. Так как первая по течению свая *a* будет воспринимать на себя удары льда особенно сильно, ее усиливают, забивая рядом с ней вторую сваю *b*. Обе сваи *a* и *b* образуют головную часть или голову ледореза. При более сильном ледоходе головную часть ледореза образуют из куста свай (см. далее).

НТБ ДГУЗТ

Верх свай должен срезаться наклонно, и на них укладывается наклонный элемент, называемый «режущим» или «шапочным».

Принцип работы ледореза с наклонной режущей гранью заключается в том, что льдина, встречая на своем пути наклонную грань ледореза, под влиянием инерции поднимается по ней и, поднявшись из воды, разламывается от действия собственного веса (фиг. 400).



Фиг. 399. Схема плоского ледореза.

Для обеспечения такой работы ледореза наклон режущей грани следует делать в зависимости от силы ледохода от 1 1 при слабом ледоходе до 1 : 2 и даже 1 2½ при сильном ледоходе.

Для того чтобы при большой разности горизонтов самого высокого и самого низкого ледоходов ледорез не получился очень длинным, часто несколько увеличивают наклон режущей грани при большой разности горизонтов h.

Для назначения наклона режущего ребра ледорезов можно рекомендовать следующие данные:

при слабом ледоходе:

$$i = 1:1;\quad 1:1^1/_2$$

при среднем ледоходе:

при $h \leqslant 2{,}5 - 3{,}0$ *м* $\quad i = 1:2$
$h = 3{,}0 - 4{,}0$ *м* $\quad i = 1:1^3/_4$
$h \geqslant 4{,}5 - 5{,}0$ *м* $\quad i = 1:1^1/_2$

при сильном ледоходе:

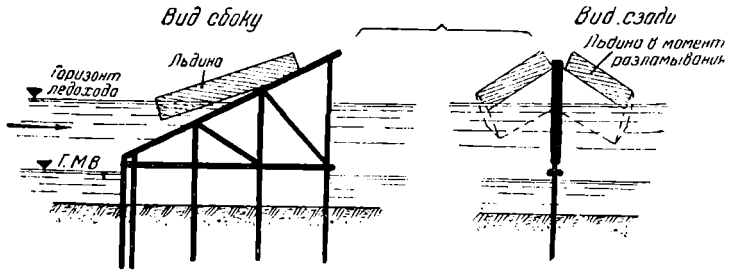
при $h \leqslant 2{,}5 - 3{,}0$ *м* $\quad i = 1:2 - 1:2^1/_2$
$h = 3{,}0 - 4{,}0$ *м* $\quad i = 1:1^3/_4 - 1:2$
$h \geqslant 4{,}0 - 5{,}0$ *м* $\quad i = 1:1^3/_4$

Чтобы при самом высоком горизонте ледохода льдины, поднимаясь по режущему ребру, не могли перескочить через верх режущего ребра и повредить опору моста, необходимо, чтобы верх режущего ребра возвышался над горизонтом самого высокого ледохода не менее чем на 1 *м*. При сильном ледоходе величину эту следует делать не менее 1,5 *м*.

Нижний же конец режущего ребра должен быть на таком уровне, чтобы при самом низком ледоходе льдины, плывущие всегда погружен-

ГГТБ АНУЗТ

ными более чем на половину в воду, не могли удариться о головные сваи (как это показано на фиг. 401), а всегда попадали бы на наклонную грань ледореза. Для этого нижний конец режущей грани должен быть



Фиг. 400. Схема работы ледореза.

расположен ниже горизонта самого низкого ледохода не менее чем на 0,5 *м*.

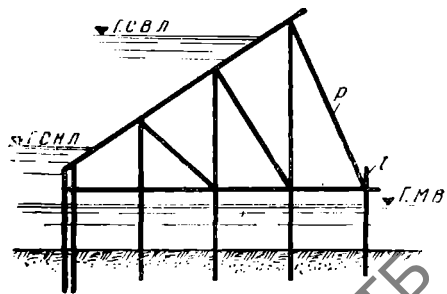
В реках с сильным ледоходом и в особенности при большой толщине льда это расстояние должно увеличиваться до 0,7—1,0 *м*.



Фиг. 401. Неправильное расположение нижнего конца режущего ребра.

Для защиты от действия ударов льдин режущая грань ледореза обычно укрепляется металлом.

Прочность всей конструкции ледореза и распределение удара от набегающих льдин на все сваи ледореза достигается постановкой подкосов *d* и схваток *c* (см. фиг. 399). При высоком уровне горизонта самого высокого ледохода ледорез получается очень высоким; в этом случае для укрепления верхней части ножа ледореза против ударов льда желательно ставить дополнительную сваю *t* и подкос *p* (фиг. 402).



Фиг. 402. Схема ледореза с дополнительным подкосом.

Конструкция плоских ледорезов, применяемых на реках со слабым ледоходом, приведена на фиг. 403. При слабом ледоходе ледорезы следует располагать на расстоянии 1—2,5 *м* от мостовой опоры.

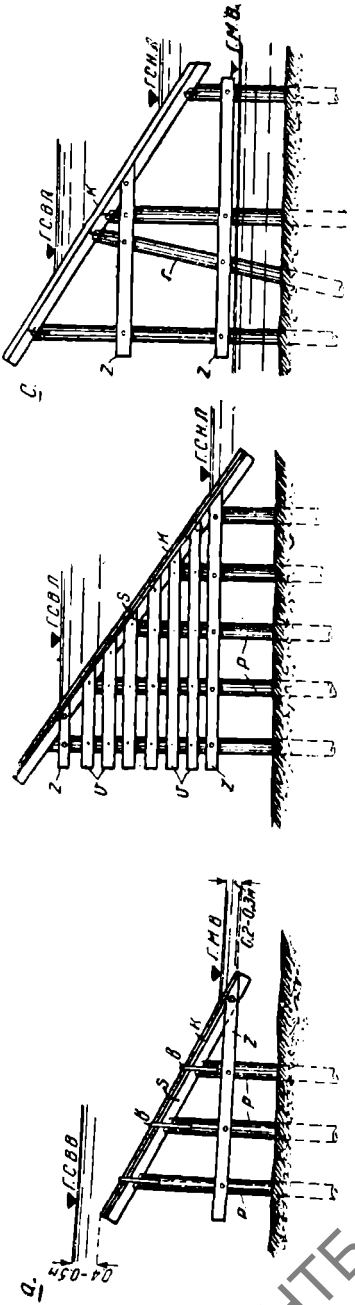
Ледорез, изображенный на фигуре 403,*а*, состоит из ряда свай, забитых на расстоянии 1—1,5 *м* друг от друга. Сваи срезаны наклонно и снабжены сверху гребнями, на

НТБ ДНУЗТ

которые насажен наклонный режущий элемент (нож ледореза) *s*. Нож защищен сверху металлической полосой или уголком *k* и притянут в сваям хомутами *b—b*. Жесткость всей конструкции ледореза обеспечивается горизонтальными схватками *z*, обжимающими сваи и нижний конец ножа. Ледорезы такого тина обычно применяют в маловодных реках при небольшом подъеме весенних вод, причем рекомендуется нижний конец ножа опускать на 0,2—0,3 *м* ниже горизонта меженних вод, а верхний конец обрезать не ниже 0,4—0,5 *м* от горизонта самых высоких вод.

Фиг. 403, *b* изображает ледорез, применяемый тоже при слабом ледоходе, но при несколько большем подъеме весенней воды. Концы ножа ледореза *s* следует в этом случае обрезать на высоте, зависящей от уровня ледоходов. Нижний конец должен быть на 0,4—0,6 *м* ниже самого низкого горизонта ледохода, а верхний конец на 0,7—1,0 *м* выше самого высокого горизонта ледохода. Жесткость, необходимая для восприятия ледорезом ударов льда, обеспечивается двумя парами схваток *z*, связанных болтами со сваями и ножом ледореза, а также обшивкой *v* из досок толщиной 5—6 *см* или пластин, пришитых толстыми железными нагелями.

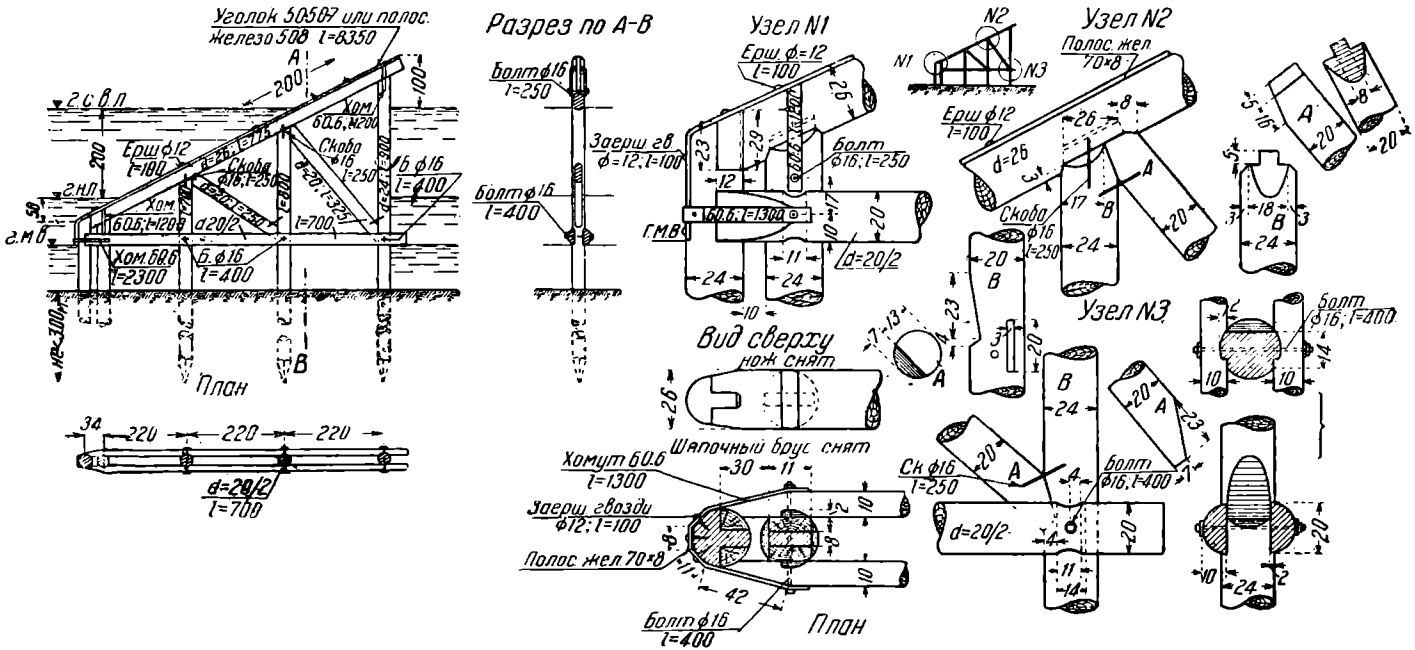
Фиг. 403, *c* представляет другой тип легкого ледореза, в котором продольная жесткость обеспечивается наклонно забитой сваей *r* и двумя парами горизонтальных схваток *z*.



Фиг. 403. Конструкция плоских ледорезов при слабом ледоходе.

Конструкция плоского ледореза из пяти свай приведена на фиг. 404. Ледорез состоит из одного ряда забитых на расстоянии 2,20 *м* друг от друга свай, на головах которых уложено наклонное бревно — нож ледореза. Нож ледореза скреплен со сваями помощью хомутов и скоб и для предохранения от повреждений льдом укреплен сверху полосовым железом. Для распределения ударов льдин на все сваи последние связаны между собой подкосами и парными горизонтальными схватками. На фиг. 404 приведены также основные детали узлов ледореза.

НТБ ДГУЗТ



Фиг. 404. Конструкция плоского ледореза.

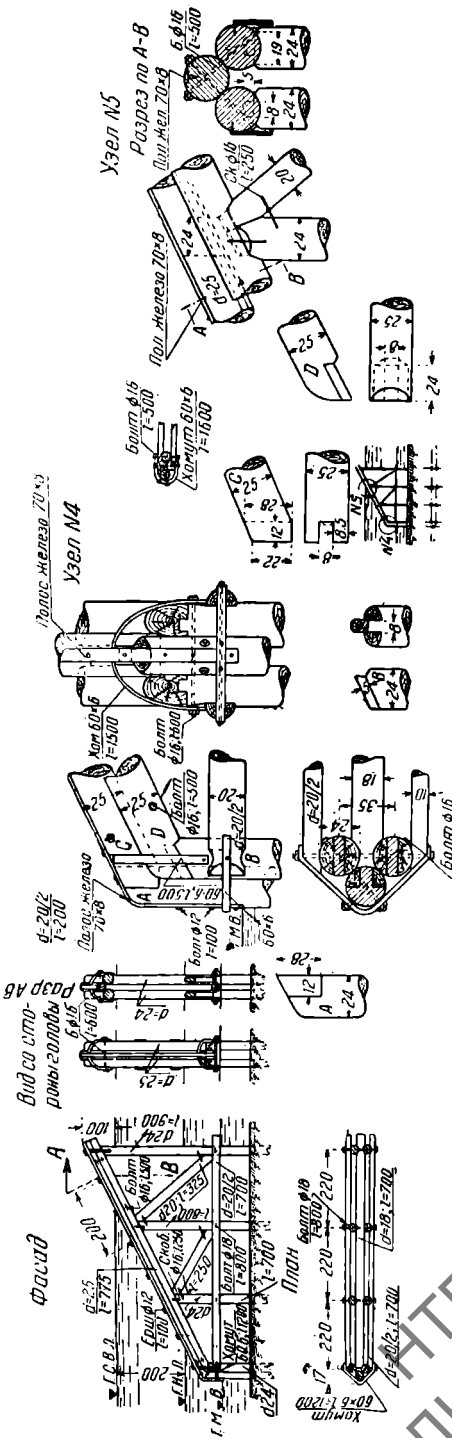
НТБ ДНУЗТ

Для того чтобы куски разламывающегося льда, падая вниз, своими концами не могли повредить подкосов и схваток ледореза, боковые поверхности ледореза обшивают досками или пластинами (см. ниже). Обшивка в зависимости от силы ледохода и размера льдин делается сплошной или с зазорами.

В тех случаях, когда опоры моста состоят из двух рядов свай, расположенных рядом, ледорез должен иметь ширину во всяком случае не меньше ширины опоры. Тогда может быть применен ледорез из двух рядов свай, раздвинутых на расстояние 0,3—0,4 *м* друг от друга (фиг. 405). Головная часть ледореза образуется в этом случае из трех или более рядом забитых свай; режущее ребро — из пачки бревен (обычно 3 бревна), связанных между собой металлическими хомутами и насаженных на наклонно срезанные сваи. Режущая грань ледореза укрепляется металлической полосой, уголком или др. В остальном устройство ледореза аналогично описанному выше.

В отношении основных размеров, наклона режущей грани и проч. к двухрядному плоскому ледорезу относится все сказанное выше об однорядных ледорезах.

Для защиты от льда мостовых опор несколько большей ширины плоские ледорезы могут быть уширены путем наклонной забивки свай. Конструкция такого ледореза приведена на фиг. 406.



Фиг. 405. Конструкция плоского двухрядного ледореза.

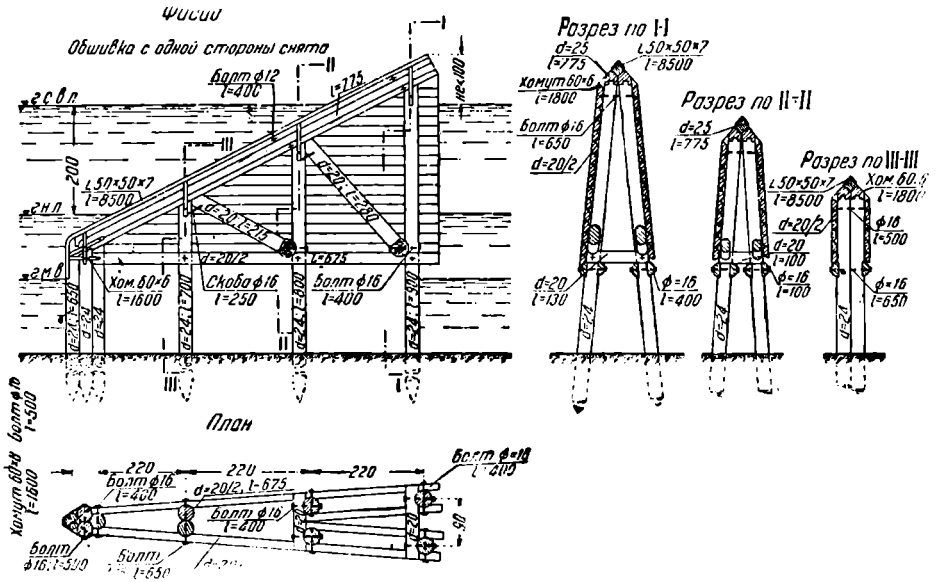
НТБ ДНУЗТ

Головная часть этого ледореза образована из куста вертикально забитых свай; следующим сваям придается небольшой наклон (обычно $^1/_8$ и $^1/_{12}$).

Нож ледореза составлен из трех бревен, связанных болтами и металлическими хомутами. Режущее ребро усилено металлическим уголком.

При таком устройстве ледореза льдины будут во время ледохода набегать на режущее ребро ледореза, разламываться и падать, скользя по наклонным боковым поверхностям ледореза.

Таким образом при падении частей льдины в воду они будут раздвинуты на расстояние, равное ширине ледореза, соответствующее уровню данного ледохода.



Фиг. 406 Плоский ледорез с наклонными сваями.

Таким образом рабочая ширина ледореза будет тем больше, чем ниже уровень ледохода.

Поэтому, назначая ширину ледореза, необходимо предусмотреть, чтобы при самом высоком горизонте ледохода рабочая ширина ледореза была во всяком случае не менее (а желательно несколько больше) ширины мостовой опоры на том же уровне.

Для направления падающих с ножа ледореза льдин и защиты элементов ледореза от их ударов боковые поверхности ледореза должны быть обшиты сплошной обшивкой из досок или пластин.

Широкие ледорезы

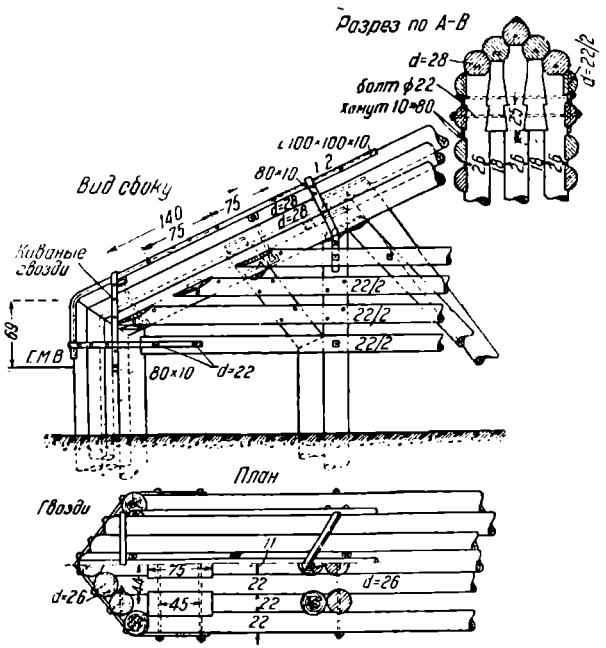
Для защиты от ледохода широких мостовых опор необходимо устраивать широкие ледорезы.

Так как широкие опоры обычно встречаются в мостах больших пролетов, как правило при многоводных реках, ледоход на которых обычно

НТБ ДИУЗТ

бывает довольно интенсивным, то конструкцию широких ледорезов приходится делать весьма солидной, могущей противостоять сильным ударам набегающих льдин.

Конструкция широкого ледореза для сильного ледохода (передняя часть ледореза) приведена на фиг. 407. Режущее ребро, составленное из бревен, опирается на три параллельных ряда вертикально забитых свай, связанных между собою подкосами и схватками. Режущее ребро притянуто к сваям металлическими хомутами, боковая поверхность ледореза обшита пластинами. Чаще, однако, для мостов с широкими опорами через реки с сильным ледоходом применяют так называемые «шатровые» ледорезы. Схема шатрового ледореза приведена на фиг. 408.



Фиг. 407. Конструкция широкого ледореза.

Ледорез образуется из нескольких рядов свай (на фиг. 408 из трех рядов). Головные сваи и средний ряд свай срезают по верху наклонно, и по ним укрепляется нож ледореза, состоящий обычно из трех сплоченных между собою бревен, называемых «шапочными».

По обеим сторонам от среднего ряда забивают по ряду свай, расходящихся в плане и образующих уширение ледореза в сторону к опоре моста. Верх этих свай также срезается наклонно, но несколько ниже чем сваи среднего ряда. К верхней части этих наружных свай укрепляются наклонные схватки (или насадки), примыкающие передним концом к кусту свай, образующих головную часть ледореза.

Непосредственно в наклонные схватки или в положенные на них поперечные схватки упираются короткие подкосы, другими своими концами подпирающие шапочные бревна ножа ледореза.

Таким образом конструкция верхней части ледореза образует как бы стропильное перекрытие с ножом ледореза — в виде конька: эту часть ледореза называют «шатром», отчего и происходит название ледорезов этого типа «шатровые».

Весь шатер представляет собою жесткую конструкцию, надежно укрепляющую режущее ребро (нож) ледореза.

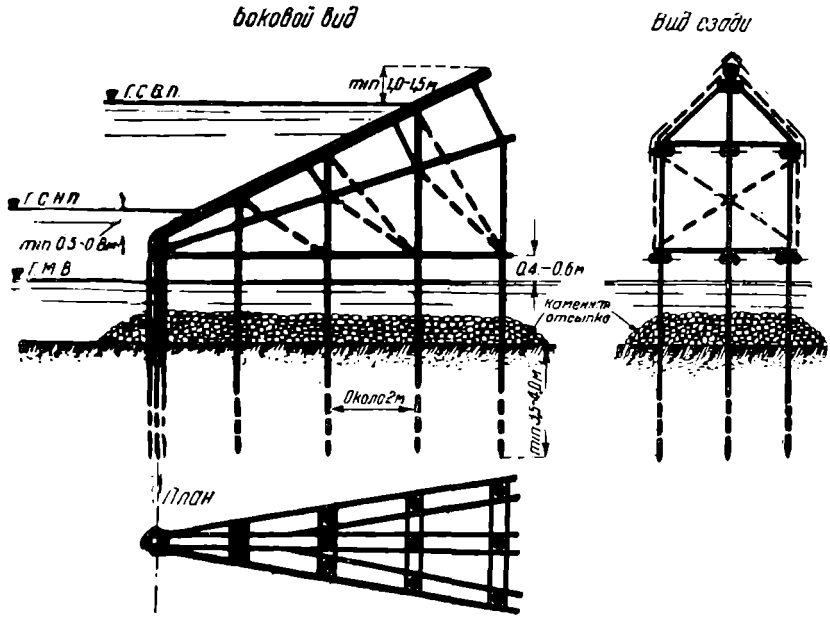
Вся конструкция ледореза в надводной части, т. е. над горизонтом

НТБ ДНУЗТ

меженних вод, связывается и укрепляется схватками и подкосами, придающими ледорезу необходимую ему жесткость.

На фиг. 409 (см. вклейку) приведена конструкция мощного шатрового ледореза, на фиг. 410 — детали конструции основных узлов шатровых ледорезов (по проектам Укргипродора).

Принцип работы шатрового ледореза аналогичен работе плоского ледореза. Шатровая часть с ножом ледореза служит для разламывания льдин; льдины, набегая на нож ледореза, разламываются под влиянием собственного веса, соскальзывают по наклонным боковым плоскостям шатровой части и падают затем по обе стороны ледореза.



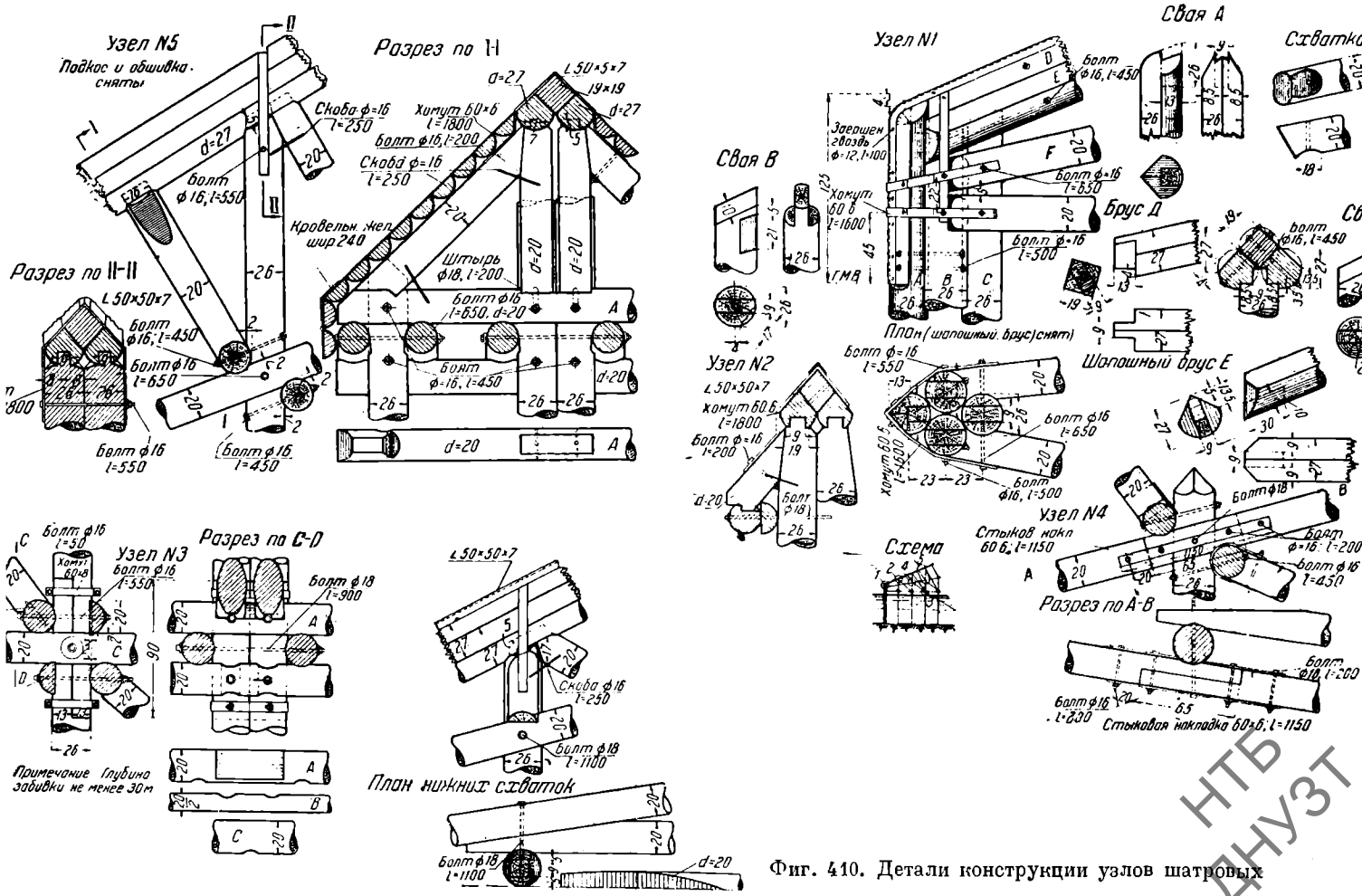
Фиг. 408. Схема шатрового ледореза.

Для обеспечения такой работы ледореза и предохранения шатровой части, граней ледореза и боковых вертикальных поверхностей нижней части от повреждений, ледорез покрывается обшивкой из досок или пластин. В пределах шатровой части обшивка должна быть сплошной; в нижней же части возможна обшивка с зазорами. Режущее ребро ледореза укрепляется металлическим элементом (см. ниже); кроме того, желательна обшивка режущего ребра и боковых ребер кровельным железом, предохраняющим доски или пластины обшивки от выдирания в углах падающими льдинами.

Наклон режущего ребра шатровых ледорезов обычно делается от 1 : $1^3/_4$ до 1 : $2^1/_2$ и лишь при более слабом ледоходе до 1 : $1^1/_2$.

Возвышение верха ножа ледореза над горизонтом самого высокого ледохода должно быть не менее 1—1,5 *м*; нижний же конец ножа ледореза должен быть опущен ниже самого низкого горизонта ледохода не менее чем на 0,5—0,8 *м*.

НТБ ДНУЗТ

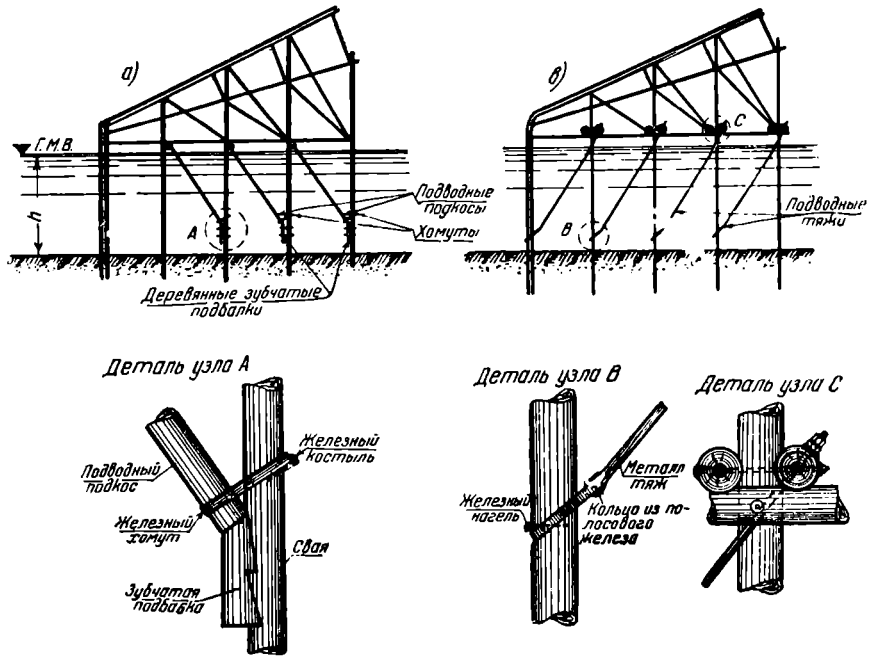


Фиг. 410. Детали конструкции узлов шатровых

НТБ ДНУЗТ

Сваи шатрового ледореза в продольном направлении располагаются на расстоянии около 2 *м* друг от друга; глубина забивки свай должна быть не менее 4 *м*.

В случае глубокой меженней воды и большого подъема воды при ледоходе ледорез получается высоким и сваи требуют наращивания. Наращивание свай следует делать на высоте 0,4—0,6 *м* над горизонтом меженних вод, т. е. на уровне горизонтальных продольных схваток. При большой глубине меженней воды сваи следует связывать между собой подводными подкосами (фиг. 411, *а*) или металлическими тяжами



Фиг. 411. Скрепление подводных частей свай у ледорезов.

(фиг. 411, *b*); желательно также укрепление дна и нижней части свай каменной отсыпкой.

Обычно при глубине меженней воды более 2 *м* делают каменную отсыпку (см. фиг. 408); при глубине же более 2,5—3 *м* следует делать более надежное укрепление подводными связями, и лишь при слабом дне — устраивать против размывания также каменную отсыпку.

Шатровый ледорез следует делать шириной (сзади) на 0,3—0,5 *м* более ширины мостовой опоры и располагать его выше по течению на расстоянии 3—6 *м* от крайней сваи опоры.

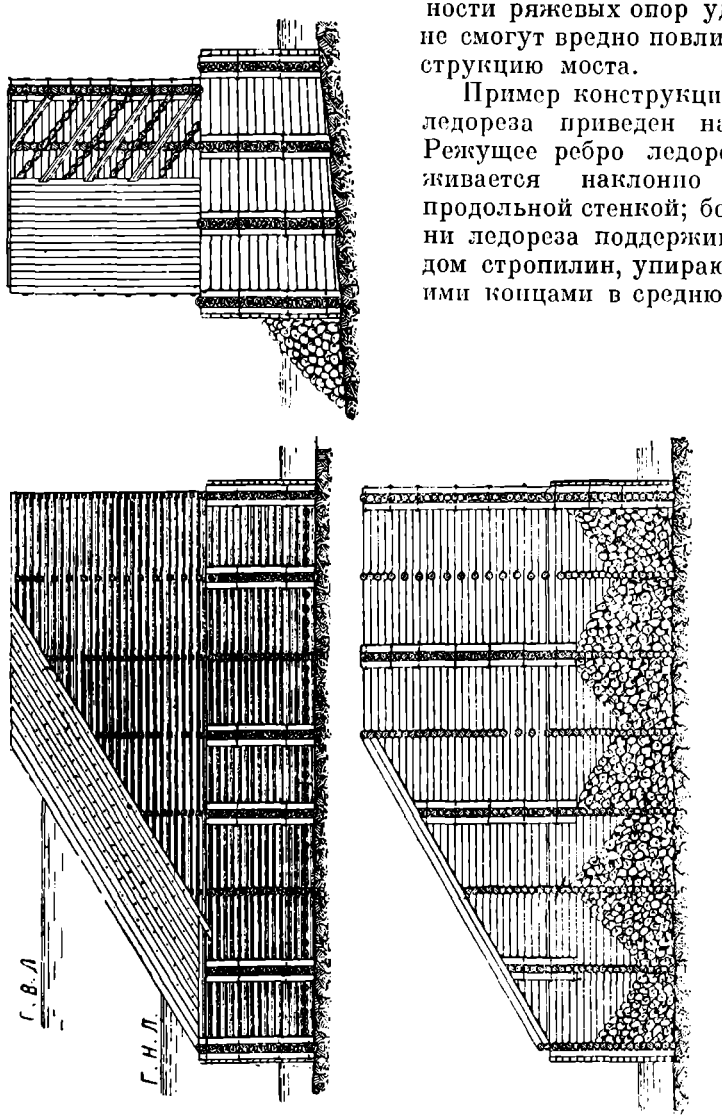
Ряжевые ледорезы

Ряжевые ледорезы применяются в тех случаях, когда дно реки не допускает забивки свай, например при скалистом, каменистом или, наоборот, весьма слабом грунте.

НТБ ДНУЗТ

Ряжевые ледорезы делаются или отдельно от быка, или же ледорез соединяют с быком в одно целое, имея в виду, что благодаря массивности ряжевых опор удары льдин не смогут вредно повлиять на конструкцию моста.

Пример конструкции ряжевого ледореза приведен на фиг. 412. Режущее ребро ледореза поддерживается наклонно срезанной продольной стенкой; боковые грани ледореза поддерживаются рядом стропилин, упирающихся своими концами в среднюю и наруж-



Фиг. 412. Конструкции ряжевого ледореза.

ные продольные стенки ряжа. Обшивка граней ледореза состоит из бревен, уложенных параллельно режущему ребру.

Изготовление, сборка и установка ряжевых ледорезов производятся аналогично ряжевым опорам.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА XIII

ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

§ 66. СВОЙСТВА ГРУНТОВ В РАЙОНАХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Вечно мерзлым грунтом или вечной мерзлотой называется слой земли, расположенный на некотором расстоянии от ее поверхности, который все время сохраняет отрицательную (обычно не ниже — 10°Ц) или нулевую температуру. В СССР вечная мерзлота охватывает значительную площадь (около 9,9 млн. *км*^{2}), занимая всю северную часть Сибири (фиг. 413).

Мощность слоя вечной мерзлоты зависит от многих причин и бывает весьма различной. Верхняя граница ее может подниматься до уровня летнего оттаивания, местами же она уходит глубоко в землю (до 30 *м*), создавая как бы ямы, заполненные талым грунтом. Нижняя граница также расположена не на одном уровне, образуя толщину вечно мерзлого грунта от 2—3 *м* до 70—80 *м*.

По своему строению вечная мерзлота представляет собою частицы грунта, связанные между собой льдом [1], причем она встречается как в виде сплошного массива, так и в виде более или менее толстых пластов, перемежающихся со слоями талого грунта, насыщенного водою. При достаточно мощном слое (от 3 *м* и более) вечно мерзлые грунты являются вполне прочным основанием для сооружений. Допускаемые напряжения на них при различных процентах влажности и при температуре 0° Ц могут быть приняты по табл. VII [2] (коэфициент запаса принят равным трем). При более низких температурах эти величины еще более возрастают.

Таблица VII

Допускаемые напряжения на мерзлые грунты при 0° Ц

Влажность в % от полной влагоемкости	Допускаемое напряжение на сжатие в *кг/см*^{2}			
	глина	средний песок	крупный песок	песок с галькой
Менее 50%	7	10	8	13
Более 50%	4	15	13	18

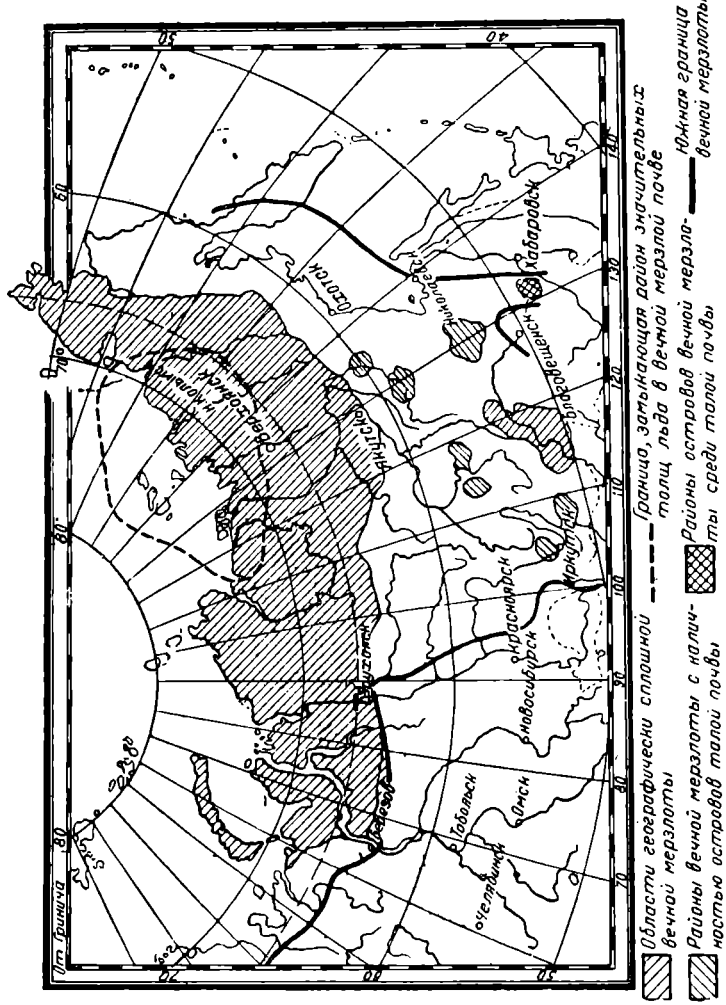
При оттаивании вечная мерзлота обычно превращается в полужидкую массу, совершенно неспособную воспринимать нагрузку.

[1] «Сухая» мерзлота, иначе говоря, сухой грунт при температурах от 0° и ниже ничем не отличается от грунтов в обычном их состоянии. Поэтому в дальнейшем под вечной мерзлотой подразумевается замерзший влажный грунт.

[2] Данные взяты по материалам Ленинградского института сооружений («Трансп. строит.» 1933 г., № 4, статья инж. Морозова).

ЧТБ ДНУЗТ

Сверху вечно мерзлый грунт прикрыт слоем грунта, называемым активным (слой зимнего промерзания), который летом оттаивает и зимой замерзает. Толщина его, достигающая 3—5 *м* (в редких случаях 8 *м*), зависит от ряда причин, из которых основными являются: инсоляция, характер растительного покрова, влагоемкость грунта, его рыхлость и др.

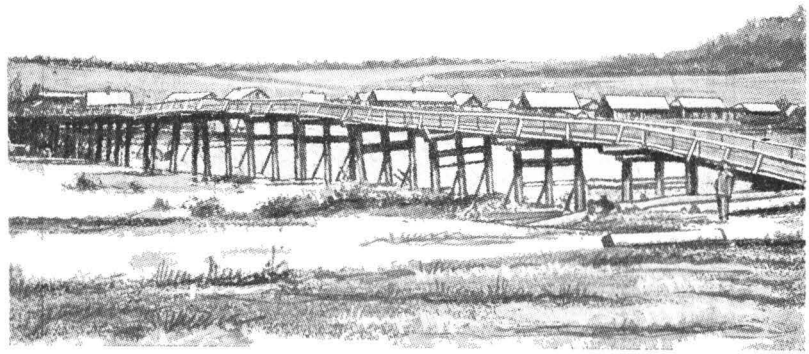


Фиг. 413. Карта вечной мерзлоты.

Инсоляция, т. е. степень отогревания солнечными лучами, зависит от расположения данной местности: на склонах, обращенных к югу, степень прогревания, а следовательно и толщина активного слоя больше. Растительный покров, защищая землю от солнечных лучей, наоборот, уменьшает величину активного слоя. В такой же мере влияет и влажность почвы, так как вода, превращаясь в лед, освобождает скрытую теплоту, которая замедляет процесс замерзания.

НТБ ДПИЗТ

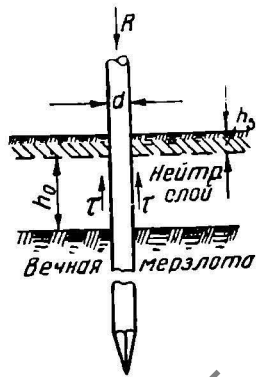
Из отрицательных свойств активного слоя следует отметить пучение его (увеличение объема), которое происходит вследствие расширения воды при замерзании. Это явление осложняется еще неравномерностью пучин, зави ящей от неоднородности грунта и различной влажности его. Пучение может быть увеличено еще гидростатическим давлением грунтовых вод, живое сечение которых сильно сужается мерзлым грунтом. При этом вода часто прорывает верхнюю корку земли и, выливаясь наружу, образует наледи.



Фиг. 414. Пучение моста на свайных опорах.

Воздействие вечной мерзлоты и активного слоя на деревянные искусственные сооружения

Разрушение мостов и труб, построенных в вечной мерзлоте, происходит главным образом вследствие нагревания вечной мерзлоты или пучения активного слоя. Первое явление может произойти в том случае, когда теплота наружного воздуха передается через опоры основанию, вследствие чего произойдет оттаивание, превращающее прочный мерзлый грунт в плывунную массу. При этом сооружение неминуемо получит осадку. Однако, в деревянных сооружениях, вследствие малой теплопроводности дерева, это явление происходит чрезвычайно редко. Наблюдения показывают, что чаще происходит пучение опор, которое вызывается тем, что активный слой, примерзая зимой к элементам опор моста, увеличиваясь в объеме, поднимает их вместе с собой (фиг. 414). Образующееся при этом пустое пространство под опорами часто заполняется плывуном, так что летом, при оттаивании грунта, сооружение не сможет принять прежнего положения.



Фиг. 415. Работа сваи в вечной мерзлоте.

Очевидно, что грунт, примерзая к опоре, может поднять ее в том случае, если нижележащие слои земли будут достаточно прочными и

НТБ ДНУЗТ

если высота смерзания h_0 (фиг. 415) будет достаточной для поднятия опоры. Если обозначить через R сопротивление сваи выдергиванию, слагающееся из силы трения, собственного веса опоры и действующего на нее давления, через d и n — диаметр и число стоек (свай) и через τ — силу смерзания в $кг/см^2$, то пучение опоры может произойти при

$$R < h_0 \tau \pi d n.$$

Отсюда высота h_0, при которой начинается деформация, равна:

$$h_0 = \frac{R}{\tau n \pi d}. \qquad (1)$$

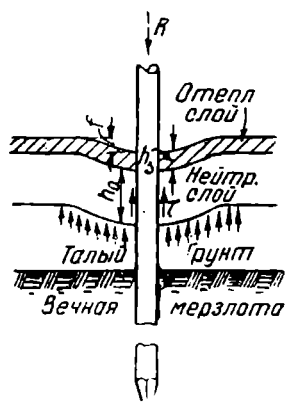
Слой грунта толщиною h_0 называется нейтральным. Если высота смерзания будет меньше h, то пучения не произойдет, и наоборот.

Из формулы (1) следует, что высота промерзания, при которой возможно пучение сооружения, прямо пропорциональна сопротивлению опоры поднятию и обратно пропорциональна периметру подземной его части.

Таблица VIII

Наименование грунта	Температура грунта	Влажность в %	Сила смерзания τ в $кг/см^2$
Песок мелкий	—10°	76,0	23,3
Песок средний	— 6°	8,	4,0
То же	—10°	8,0	6,6
То же	—10°	79,0	21,7
Песок крупный	—10°	97,0	19,1
Гравий	—10°	77,0	2,6
Галька	—10°	79,0	0,9
Глина	— 5°	25,3	7,0
То же	—10°	25,0	11,4
То же	—10°	77,0	15,3

Величина τ зависит главным образом от влажности грунта и температуры. В таблице VIII приведены значения τ для различных грунтов при смерзании их с деревом. Из приведенных в таблице данных следует, что наибольшим смерзанием обладают мелкие пески, вследствие чего они и являются наиболее вредными и опасными для деревянных сооружений грунтами в условиях вечной мерзлоты.



Фиг. 416. Работа сваи в вечной мерзлоте при наличии упругого слоя.

Формула (1) выведена в предположении, что нижележащие грунты не могут сжиматься. В противном случае грунт, смерзшийся со сваей, будет оказывать давление на нижележащий упругий слой, благодаря чему вокруг опоры образуется тогда углубление со стрелкой f (фиг. 416). Пучение же сможет наступить, когда сопротивление сжатию талого слоя превзойдет величину R.

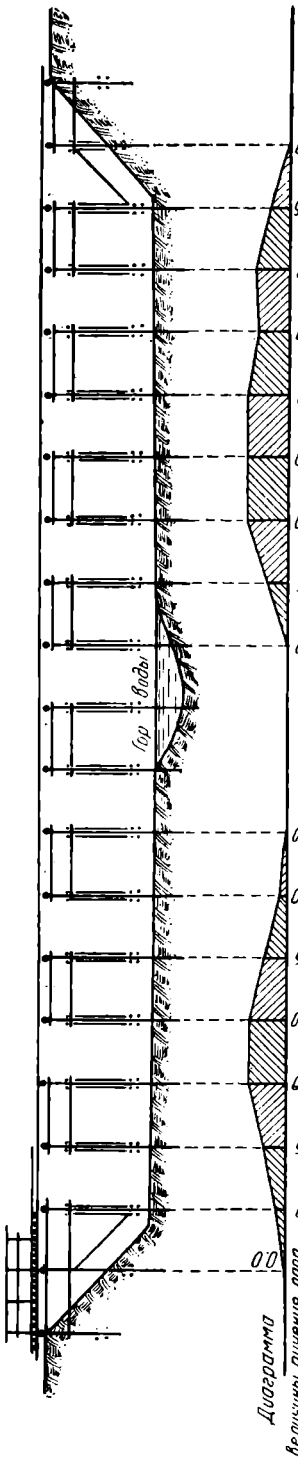
Если обозначить через β коэфициент расширения грунта при замерзании, равный приблизительно $\beta = 0{,}045$, то

$$f = \beta h_0,$$

откуда

$$h_0 = \frac{f}{\beta}. \qquad (2)$$

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 417. Схема пучения опор в мосту через реку с поймами.

Величину f, при которой начнется пучение опоры, можно определить только опытным путем. Так как она пропорциональна силе R, то, зная величину f_1, при которой произошло пучение пробной сваи (или столба) с нагрузкой R_1, можно принять:

$$f = f_1 \frac{R}{R_1}. \qquad (3)$$

Величина пучения сооружения зависит от глубины, на которую почва промерзает ниже нейтрального слоя.

Примерзание грунта к опоре обычно начинается не с поверхности земли, а с некоторой глубины h_s (фиг. 415 и 416). Верхний слой h_s называют отепляющим (он может быть создан искусственно).

Тогда, если полная глубина промерзания грунта H, толщина нейтрального слоя h_0, то слой грунта, поднимающий опору:

$$h = H - h_0 - h^s. \qquad (4)$$

Высота же пучины будет:

$$\Delta h = \beta h = \beta(H - h_0 - h_s).$$

В сооружениях необходимо стремиться к уменьшению этой величины.

Кроме описанных деформаций опор наблюдаются также пучины, вызванные давлением грунтовых вод. Они происходят при глубинах промерзания больших, чем толщина нейтрального слоя, вычисленная по формуле (1), и сопровождаются обычно большими наледями, которые сильно деформируют сооружения.

При пересечении больших рек в мостах страдают главным образом пойменные опоры (фиг. 417). Речные быки и устои, будучи защищенными от промерзания, первые—слоем воды и вторые — насыпью, обычно находятся в лучших условиях.

Возможность образования речных наледей также представляет большую угрозу целости сооружения.

НТБ ДНУЗТ

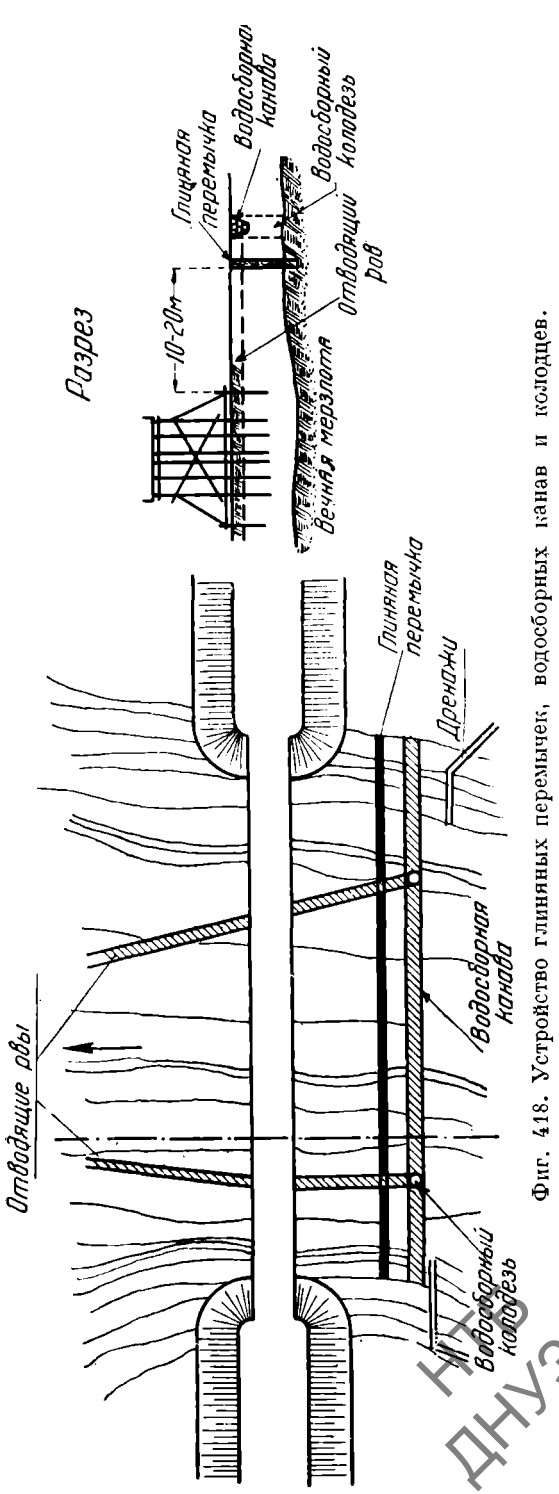
§ 67. МЕРЫ, ПРЕДОХРАНЯЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ ОТ ДЕФОРМАЦИЙ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Меры, применяемые для борьбы с вредным влиянием вечной мерзлоты на деревянные мосты и трубы, заключаются, с одной стороны, в уничтожении отрицательных свойств самих грунтов и, с другой — в применении особых типов конструкции этих сооружений.

К мероприятиям первого рода относится прежде всего осушение активного слоя, благодаря чему уменьшается величина пучения и интенсивность смерзания грунта с опорами. Простейшим приемом осушения служит устройство дренажей по берегам и на пойме водотока. Однако, крупным недостатком этого способа является быстрое заиливание дренажей, нарушающее их нормальную работу.

Более целесообразным способом, применяемым на суходолах и небольших речках, является устройство глиняных перемычек и водосборных канав и колодцев. Этот способ заключается в следующем.

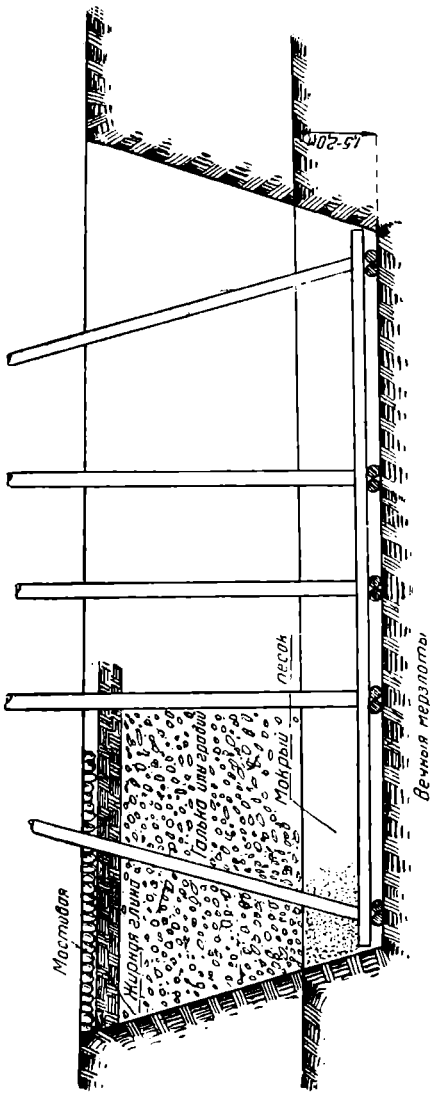
Выше сооружения, на расстоянии 10—20 *м* от него, поперек водотока устраивается глиняная стенка (перемычка), которая врезается в слой вечно мерзлого грунта на 30—50 *см* (фиг. 418). Па-



Фиг. 418. Устройство глиняных перемычек, водосборных канав и колодцев.

НТБ ДНУЗТ

раллельно ей роются водосборные канавы и колодцы, засыпанные крупным камнем и отепляемые сверху глиной с соломой, навозом или др. Колодцы следует доводить до вечной мерзлоты. Вдоль водотока располагают несколько замощенных отводящих рвов, также заполненных камнем (фиг. 418). Благодаря такому устройству грунтовые воды скапливаются у перемычки и, ища выхода, заполняют водосборные колодцы и далее через водосборную канаву и отводящие рвы выводятся за пределы сооружения.



Фиг. 419. Замена пучинистого грунта.

Описанными двумя способами можно удалить грунтовые воды. Что же касается предохранения верхних слоев земли от поверхностных вод (дождевых, весенних и проч.), то оно обеспечивается мощением водотока одиночной или двойной мостовой.

Одновременно с изменением структуры грунтов на большой площади следует применять также местное улучшение их у опор. Это достигается двумя приемами: заменой пучинистых грунтов или отеплением их.

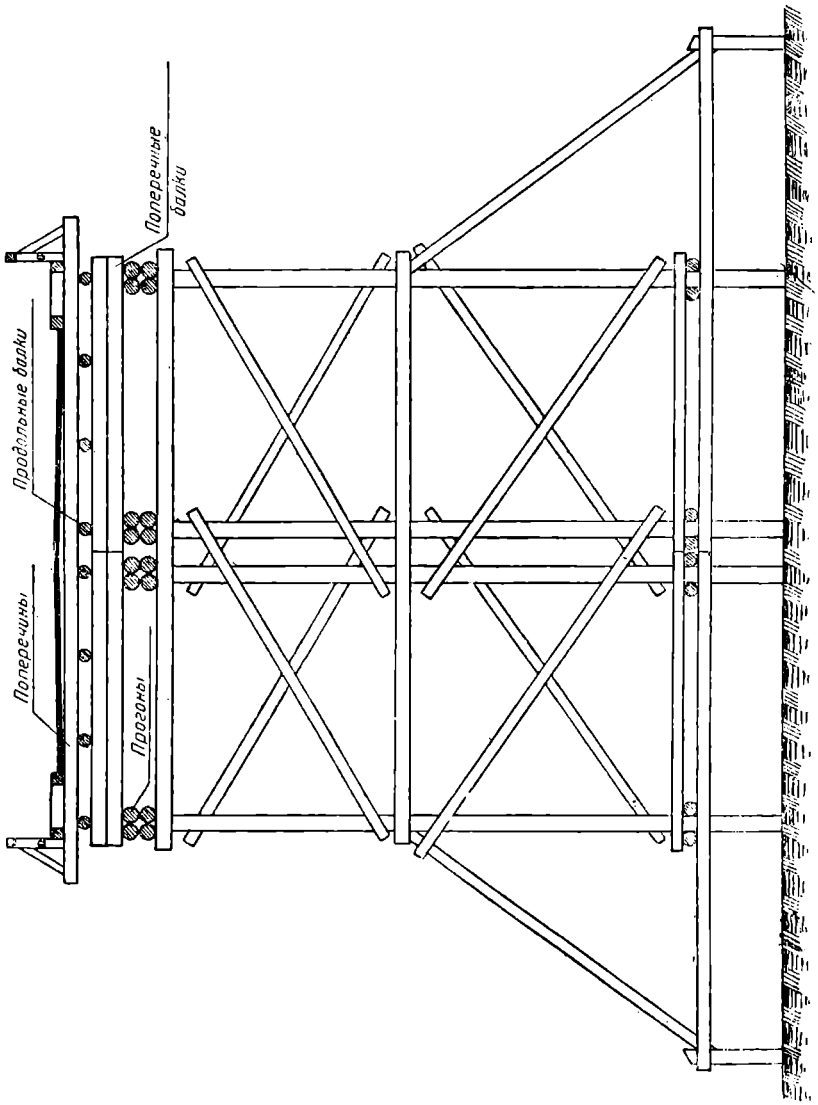
Первый способ заключается в том, что котлованы для лежневых и ряжевых опор (фиг. 419) засыпаются материалом, плохо примерзающим к дереву. К таким материалам относятся (см. таблицу VIII) галька, гравий и крупный речной песок. Для уменьшения влажности к последнему рекомендуется добавлять 15—20% глины. Для предохранения грунта у опор от увлажнения поверхность его покрывают мостовой, под которой кладут еще слой жирной глины толщиною 40—50 *см*.

При свайных опорах этот способ может потребовать предварительного опускания отдельных срубов или бетонных колодцев (диаметром 0,5—0,7 *м*), которые, после выемки из них земли, засыпаются песком или гравием.

Второй способ заключается в отеплении земли путем уплотнения грунта или применения небольших насыпей из шлака, навоза и проч.

НТБ ДНУЗТ

При этом уменьшается глубина промерзания H (см. формулу 4) и увеличивается отепляющий слой $h_в$, что ведет к уничтожению пучины. Отепление следует производить со всех сторон опоры на расстояние не менее полуторной толщины зимнего промерзания.

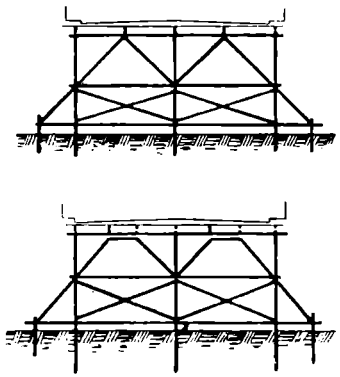


Фиг. 420. Схема поперечного сечения моста в вечной мерзлоте с развитой балочной клеткой.

Описанные способы борьбы с пучинами отличаются тем, что уничтожают причины деформации. Наиболее часто они находят применение для деревянных труб, так как особенности конструкции труб затрудняют приспособление их к борьбе с пучинами. Деформации труб можно предотвратить только путем осушения, удаления пучинистых

КГБ ДИЗТ

грунтов из-под оголовков и концов труб (места, наиболее подверженные действию пучин), утолщения отепляющего слоя и т. п.

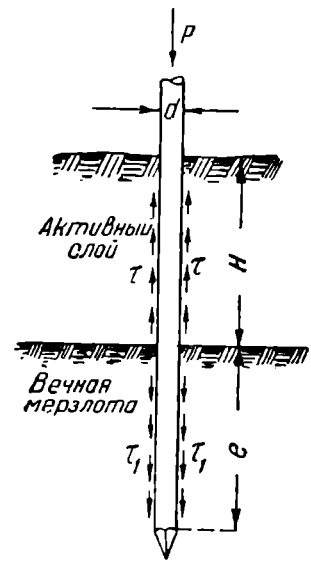


Фиг. 421. Схема опор с уменьшенным числом свай.

На реках с большими расходами применение описанных способов встречает огромные трудности, вследствие чего здесь приходится принимать ряд конструктивных мер, более или менее избавляющих сооружение от деформаций.

В районах вечно мерзлого грунта деревянные мосты строятся на ряжевых, лежневых и свайных опорах. Наиболее надежными из них являются ряжевые опоры, собственный вес которых столь велик, что грунт при пучении не может поднять их. Ряжи следует заглублять в вечную мерзлоту на 1—1,5 *м*, чтобы оттаивание верхних ее слоев не могло вызывать деформаций опоры. Конструкция ряжей применяется обычная, причем часто оказывается возможным устраивать верхнюю часть опоры в виде деревянной рамной конструкции.

Лежневые опоры наиболее подвержены деформациям. Для уменьшения их следует, согласно формуле (1) на стр. 317, увеличивать толщину нейтрального слоя. Для этого необходимо увеличение давлений, передаваемых на опоры, и уменьшение периметра смерзания. Это достигается путем уменьшения числа стоек в опорах, что заставляет делать в мосту меньшее количество прогонов, применяя в проезжей части систему поперечных и продольных балок (фиг. 420). Кроме того, в небольших мостах опоры могут быть устроены подкосной или ригельно-подкосной системы (фиг. 421). Давление на опоры может быть увеличено также путем применения больших пролетов.



Фиг. 422. К расчету глубины забивки свай в вечную мерзлоту.

Уменьшения пучин можно достигнуть также путем искусственного закрепления нижней части опор в вечной мерзлоте. Для этого лежни углубляют на 1—1,5 *м* в слой вечной мерзлоты, засыпают их вместе со стойками мокрым песком, который, замерзнув, сопротивляется выдергиванию опоры. Чтобы стойки не могли выйти из своих пазов, необходимо скреплять их с лежнями металлическими хомутами.

Свайные опоры мостов в условиях вечной мерзлоты раньше устраивались чрезвычайно редко, несмотря на целесообразность их применения.

Действительно, при забивке свай на достаточную глубину в слой

НТБ ДГУЗТ

мерзлоты пучение их становится невозможным, благодаря смерзанию их с вечно мерзлым грунтом. Для этого в первую очередь необходимо, чтобы глубина погружения сваи в вечную мерзлоту l была достаточной для восприятия нагрузки P в летнее время, когда активный слой оттает; для этого (фиг. 422) необходимо, чтобы

$$l \geq \frac{P}{\tau_1 \pi d}, \tag{5}$$

где: τ_1 — сила смерзания сваи с вечной мерзлотой (1,5—2 *кг/см*^{2}),
d — диаметр сваи.

Чтобы при замерзании активного слоя свая не могла подняться, необходимо, чтобы сила смерзания с вечно мерзлым грунтом была больше смерзания с активным слоем, т. е.

$$\tau_1 \pi d l + P \geqslant \tau \pi d H,$$

где: H — высота смерзания с активным слоем,
τ — сила смерзания с активным слоем (см. табл. VIII);
отсюда:

$$l \geqslant \frac{\pi \tau d H - P}{\tau_1 \pi d}. \tag{6}$$

И, наконец, чтобы под влиянием действия активного слоя свая не могла разорваться, необходимо, чтобы

$$\tau_1 \pi d l \leqslant \frac{\pi d^2}{4} n,$$

откуда

$$d \geqslant \frac{4 \tau_1 l}{n} \tag{7}$$

где n — допускаемое напряжение в свае на растяжение.

Кроме достаточного заглубления свай в вечную мерзлоту весьма целесообразно также применение описанных выше конструктивных изменений (фиг. 420 и 421), увеличивающих давление на каждую из свай.

Одним из слабых мест свайных опор являются стыки свай. Их следует по возможности располагать выше поверхности грунтов. Если это не удается, то стыки необходимо конструировать с учетом работы их на растяжение, применяя накладки, хомуты и т. д.

Если, несмотря на принятые меры, предполагается возможность некоторых деформаций во время эксплоатации, то необходимо обеспечить возможность выправления этих деформаций.

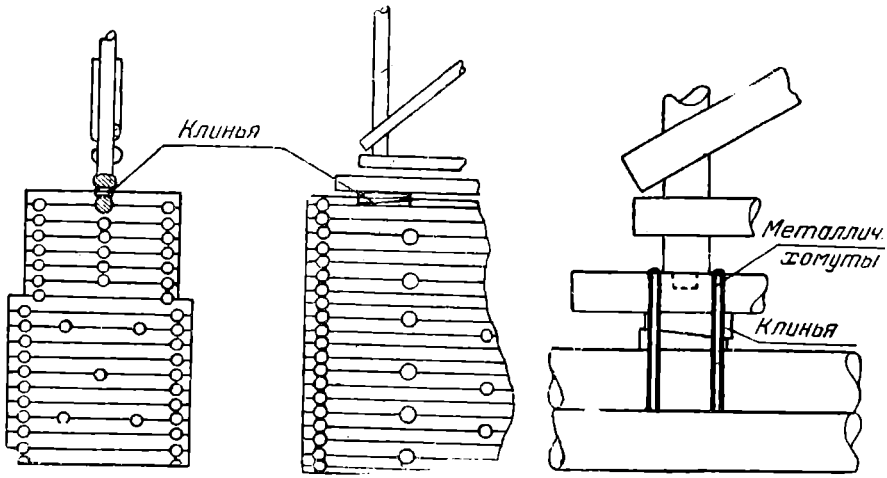
На фиг. 423 приведена конструкция ряжевой опоры, верхняя часть которой, рамного типа, опирается на деревянные клинья, при помощи которых можно поднимать или опускать пролетное строение в зависимости от величины пучин.

Наконец, последним видом борьбы с разрушением сооружений в вечной мерзлоте является устройство «мерзлотных поясов».

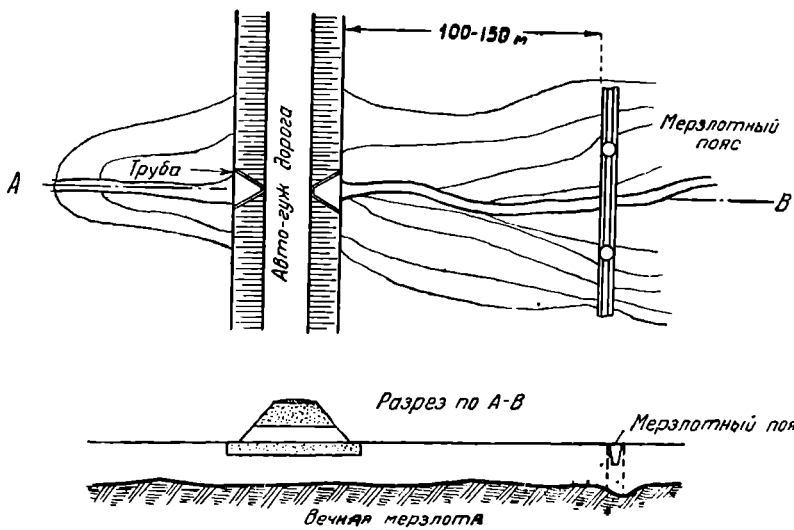
Мерзлотным поясом называется глубокая канава, вырытая поперек тальвега на расстоянии 100—150 *м* выше сооружения (фиг. 424), имею-

НТБ ДНУЗТ

щая ряд глубоких колодцев (срубов или бетонных), доходящих до вечной мерзлоты. Зимой грунт около мерзлотного пояса промерзает быстрее и на большую глубину, благодаря чему живое сечение грунто-



Фиг. 423. Ряжевая опора с клиньями для выправления пучин.



Фиг. 424. Устройство мерзлотного пояса.

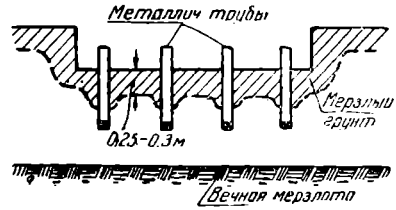
вых вод сильно стесняется. Ища себе выхода, вода будет выходить на поверхность земли, образуя наледи, которые не смогут, однако, принести вреда сооружению, так как располагаются от него достаточно далеко.

НТБ ДИИЗТ

Особенности постройки мостов и труб в вечной мерзлоте

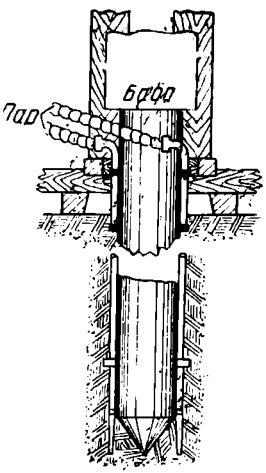
Вследствие большой крепости замерзших грунтов и, с другой стороны, большой их влажности в талом состоянии постройка опор мостов и труб в условиях вечной мерзлоты чрезвычайно затруднительна.

Рытье котлованов следует начинать осенью, когда верхний слой земли замерзает (в талом грунте рытье невозможно из-за большого притока воды). При этом обычно применяется способ вымораживания, заключающийся в том, что удаляют постепенно небольшие слои грунта, оставляя все время нетронутой мерзлую корку толщиной 25—30 *см*. Для ускорения промерзания грунта рекомендуется забивать в дно металлические трубки, закрытые снизу пробками (фигура 425). При этом надо постоянно следить за тем, чтобы вода не прорвалась через дно или стенки котлована.



Фиг. 425. Разработка котлована путем вымораживания.

Разработку больших котлованов для облегчения борьбы с грунтовыми водами следует производить постепенно, отдельными секциями размером ∽ 1,5×2 *м*. Вечную мерзлоту обычно разрабатывают слоями, оттапливая грунт помощью костров.



Фиг. 426. Забивка сваи помощью паровой иглы.

Для забивки свай в вечную мерзлоту существуют два способа. Более примитивный из них заключается в том, что в грунт сначала забивается металлическая обсадная труба, внутрь которой опускают нагретые куски металла (гири, куски рельсов и проч.). После того как грунт растает, его удаляют из трубы. Дойдя таким образом до требуемой глубины, трубу вытаскивают, оставшуюся же дыру засыпают песком и затем уже забивают сваю.

Более совершенный способ забивки свай состоит в применении паровых игол. Паровой иглой (фиг. 426) называется металлическая трубка, диаметром 15—25 *мм*, оканчивающаяся острым наконечником с отверстием. Трубка соединяется шлангами с паровым котлом и укрепляется к свае. Пар из котла под давлением 4—6 *ат*, попадая через иглу в грунт, быстро превращает его в талое состояние, и свая под легкими ударами ручной бабой свободно погружается в грунт. Этот способ хорош еще тем, что освободившаяся вода впоследствии замерзает, крепко связывая сваю с вечной мерзлотой. Для более полного смерзания, сваи следует нагружать только спустя несколько месяцев после забивки. Лучше всего дать им выстояться в течение всей зимы.

ДНУЗТ

ГЛАВА XIV

НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ И ПЕРЕПРАВЫ

В тех случаях, когда необходимо установить непрерывную связь между берегами реки и когда пропускная способность паромных переправ (см. ниже) не удовлетворяет потребностям движения, прибегают к устройству наплавных мостов.

Наплавные мосты солидной конструкции могут выдерживать очень тяжелые нагрузки (паровозы и даже железнодорожные поезда), однако большой объем работы и необходимость в больших пловучих средствах затрудняют устройство наплавных мостов через большие реки и под железнодорожную нагрузку, почему наплавные мосты, как правило, применяются лишь на безрельсовых дорогах.

Наплавные мосты можно разбить на три основные типа:

1) плотовые мосты,
2) понтонные мосты,
3) плашкоутные мосты.

Основной особенностью наплавных мостов является их сезонность. Наплавные мосты с наступлением зимы разводятся и убираются в затоны, защищенные от половодья и ледохода.

Иногда наплавные мосты эксплоатируются и в течение зимы и уводятся тогда в затоны лишь на период весеннего ледохода.

§ 68. ПЛОТОВЫЕ МОСТЫ

Плотовые мосты, являющиеся простейшим типом наплавных мостов, устраиваются в виде ряда плотов, перекрытых прогонами, поддерживающими проезжую часть. Общий вид плотового моста представлен на фиг. 427.

Плотовые мосты весьма просты по конструкции и могут быть поэтому легко устроены местными средствами.

Основными недостатками плотовых мостов является то, что они требуют большого количества лесоматериала вследствие малой подъемной силы плотов, а также задерживают на реке всякие плывущие по ней предметы, совершенно преграждая путь для движения мелких судов (лодок).

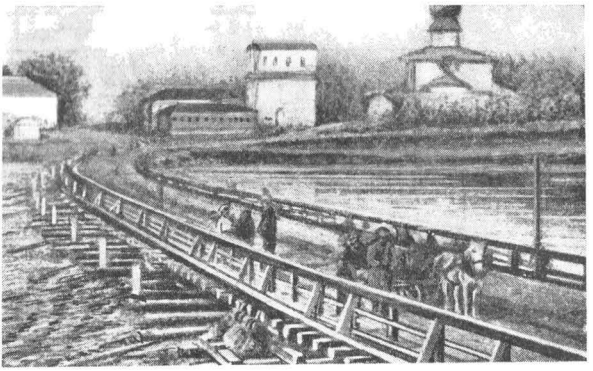
Кроме того, плотовые мосты постепенно теряют свою подъемную силу вследствие насыщения бревен водой и наносов, набивающихся в промежутки между бревнами. Поэтому плотовые мосты применяются лишь для пропуска самой легкой нагрузки на безрельсовых дорогах.

Типы простейших плотов, применяемых для наплавных мостов, приведены на фиг. 428.

ГПБ ДНУЗТ

Плоты устраиваются из одного или нескольких рядов бревен, в зависимости от требуемой подъемной силы.

Бревна стягиваются между собой веревками, проволокой, нагелями или др., а также поперечными бревнами или брусьями, скрепленными с бревнами плота помощью болтов или нагелей.



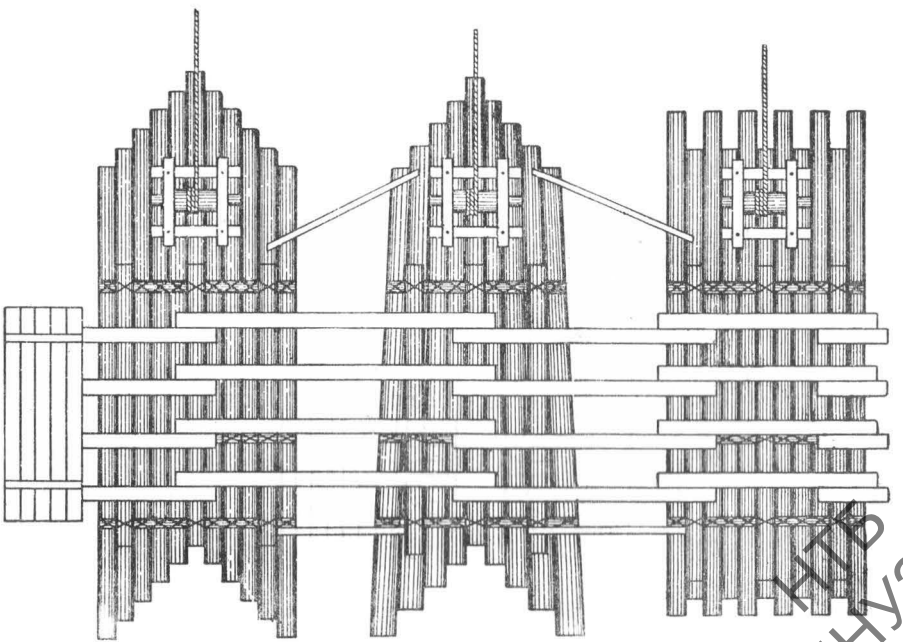
Фиг. 427. Общий вид плотового моста.

Бревна плота следует связывать между собой возможно плотнее — для уменьшения сопротивления течению.

При слабом течении плоты могут иметь прямоугольное очертание в плане; при более быстром течении плотам необходимо придавать, для лучшей обтекаемости, несколько заостренное очертание (фиг. 428).

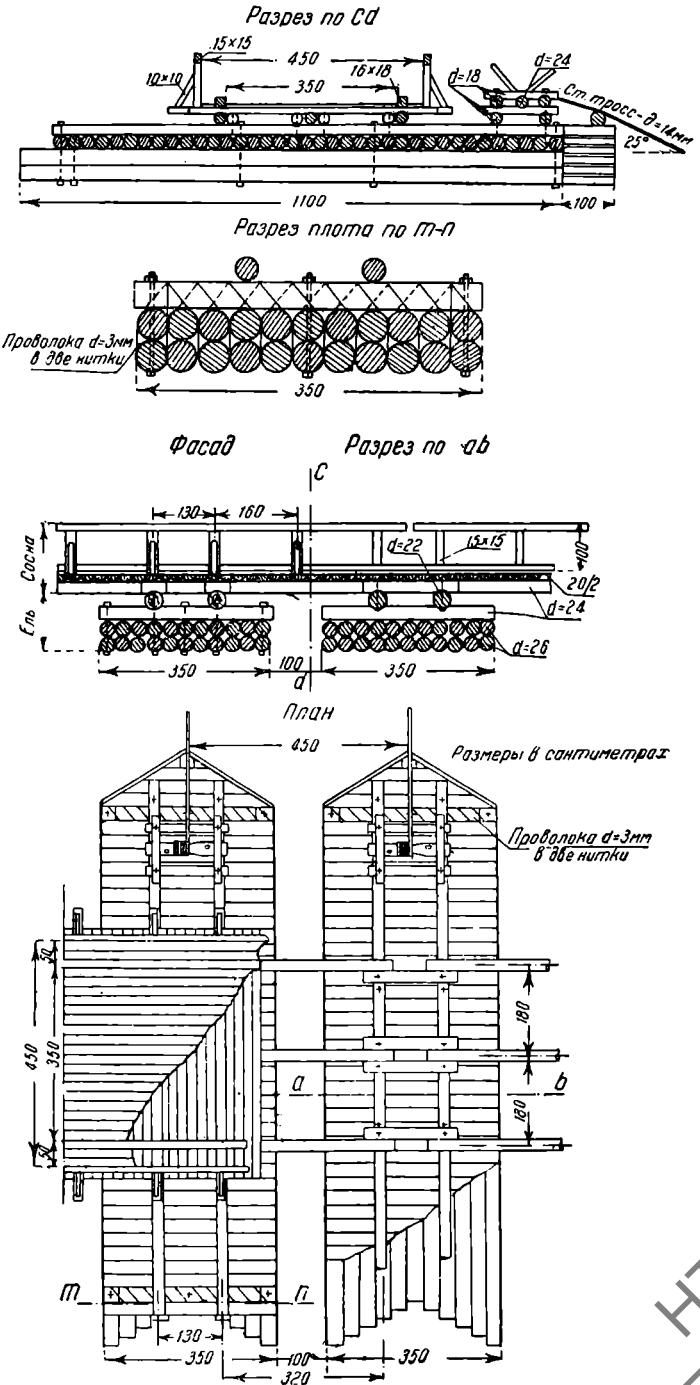
Расстояние в свету между отдельными плотами обычно делается от 1 до 3 *м*.

Конструкция плотового моста под автодорожную нагрузку приведена на фиг. 429.



Фиг. 428. Типы простейших плотов.

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 429. Конструкция плотового моста.

НТБ
ДНУЗТ

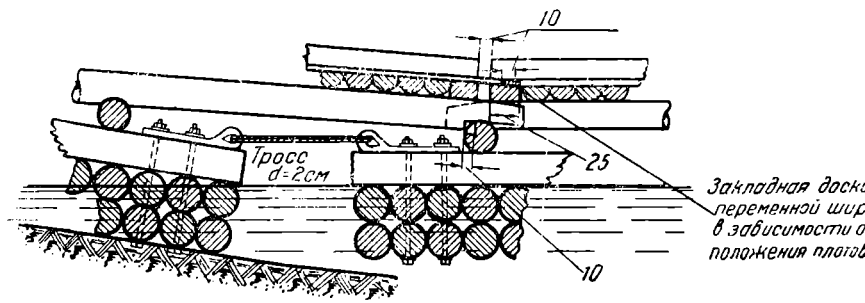
Плоты этого моста — трехъярусные, с заострением, обшитым досками, для лучшей обтекаемости.

Два нижних яруса бревен расположены вдоль течения реки, верхний же ярус — поперек. Обшивка носовой части одновременно препятствует отложению наносов в зазорах между бревнами и уменьшает всасывание воды торцами бревен.

Поверх плотов уложено по два опорных бревна, расположенных поперек моста и служащих для восприятия давления от прогонов и центрирования его передачи на плот. Опорные бревна необходимы также для обеспечения возможности вращения концов прогонов при различной осадке соседних плотов.

Для уменьшения крена плотов опорные бревна следует располагать возможно ближе к середине плота.

Прогоны поддерживают проезжую часть моста, состоящую из слоя распилов, притянутых к прогонам прижимными брусьями и покрытых сверху досчатым настилом.



Фиг. 430. Устройство шва в проезжей части.

В местах стыка прогонов необходимо устраивать шов в полотне проезжей части (фиг. 430) и разрывать перила, для обеспечения возможности поворотов прогонов при проходе временной нагрузки.

Плоты связываются между собой диагональными растяжками (фиг. 430) из каната и закрепляются на месте якорями, выбрасываемыми против течения реки. Для того чтобы избежать сноса моста ветром, с низовой стороны также забрасываются якоря, но не с каждого плота, а через один или два.

Якорные канаты закрепляются на мосту через ворот, позволяющий регулировать их натяжение.

Наклон канатов к горизонту обычно делают равным 10—20°.

Кроме того, для обеспечения неподвижного положения плотов иногда от берега к берегу натягивают горизонтальный канат, к которому прикрепляют носовые части плотов.

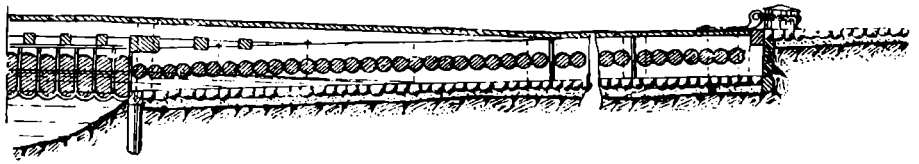
Сопряжение плотового моста с берегом должно предусматривать колебания горизонта воды, а следовательно и уровня моста.

При небольших амплитудах колебаний горизонта воды сопряжение с берегом может быть устроено помощью одного переходного элемента, вращающегося вокруг точки закрепления при изменении горизонта воды (фиг. 431).

НТБ ДПУЗТ

При больших амплитудах колебания уровня воды сопряжение с берегом устраивается согласно фиг. 432. В данном случае берег выравнивается пологим спуском на длину, зависящую от величины колебаний уровня воды и допускаемого уклона для въезда на мост. При понижении горизонта воды часть плотов ложится на землю (фиг. 432).

Последний плот шарнирно закрепляется к забитому на берегу кусту свай.

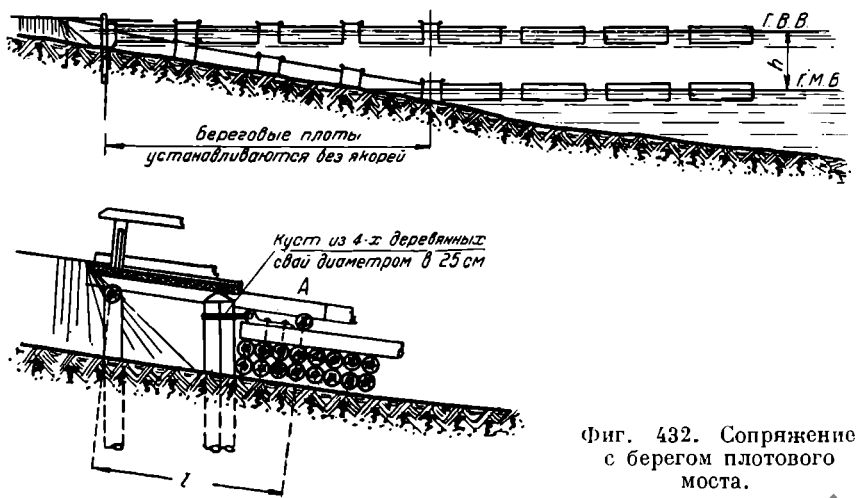


Фиг. 431. Сопряжение с берегом помощью одного переходного элемента.

В тех случаях, когда по реке необходимо пропускать суда, устраивают выводной элемент, состоящий из двух или нескольких плотов, соединенных вместе.

Вязка плотов может производиться на берегу или на воде. Вязка на берегу удобнее, но неизбежно приводит к расстраиванию плота при спуске его на воду.

Наводка мостов производится отдельными звеньями. В качестве движущей силы для наводки плотовых мостов используют течение реки, иногда же плоты приходится наводить, буксируя их простыми или моторными лодками.



Фиг. 432. Сопряжение с берегом плотового моста.

Расчет плотовых мостов

Весь расчет плотовых мостов сводится к определению несущей способности (подъемной силы) плотов и необходимого числа их. Расчет прогонов и проезжей части ведется обычными способами, как и для простейших типов мостов.

НТБ ДНУЗТ

Несущая способность плота. Несущей способностью плота называют наибольшую нагрузку, которую может выдержать плот, не утонув.

Если обозначить через:

V — объем бревен плота,

γ — удельный вес воды,

γ_1 — удельный (объемный) вес дерева в плотах,

тогда: $V.\gamma$—вес вытесненной плотом воды, $V\cdot\gamma_1$—вес плота.

Несущая способность плота.

$$W_0 = V\gamma - V\gamma_1 = V(\gamma - \gamma_1).$$

Если вес одного пролета конструкции, не погружающейся в воду, равен Q, то наибольшее допустимое давление на плот от временной нагрузки P определится из условия:

$$W_0 \geqslant P + Q.$$

Отсюда подъемная сила одного звена плотового моста будет:

$$P = W_0 - Q = V(\gamma - \gamma_1) - Q. \qquad (1)$$

Благодаря тому, что разница между γ и γ_1 незначительна, несущая способность плотовых мостов весьма мала, затрата же материала большая.

Удельный (объемный) вес дерева γ_1 зависит главным образом от его влажности. Средние величины объемного веса дерева различных пород приведены в табл. IX.

Таблица IX

Породы дерева	Объемный вес $т/м^3$	
	воздушно-сухое дерево	свежесрубленное дерево
Тополь	390	620
Ель	560	700
Лиственница	540	790
Вяз	550	620
Ольха	560	900
Осина	600	880
Сосна	650	810
Липа	600	870
Клен	650	940
Ясень	700	900
Дуб	900	1 150

Находясь в воде, дерево поглощает влагу, вследствие чего объемный вес его со временем увеличивается на 10—25%, в зависимости от начальной влажности.

Дерево более смолистых пород слабее впитывает воду, а потому наиболее пригодно для плотовых мостов. Для устройства плотов хорошо поэтому применять ель, обладающую большой смолистостью наряду с низким объемным весом (см. таблицу).

На основании формулы (1) можно определить необходимое число плотовых опор в мосту.

Если L — длина моста, V — объем бревен плота, p — временная и q — постоянная нагрузка на 1 *пог. м* моста и n — число плотов, то:

$$(p + q)L = nV(\gamma - \gamma_1);$$

НТБ ДНУЗТ

откуда:

$$n = \frac{(p+q)L}{V(\gamma - \gamma_1)}.$$

Для подсчета объема бревен в плоту можно пользоваться следующей формулой, выражающей объем одного бревна:

$$V_0 = 0{,}2618\,(D^2 + d^2 + Dd)\,l,$$

где:

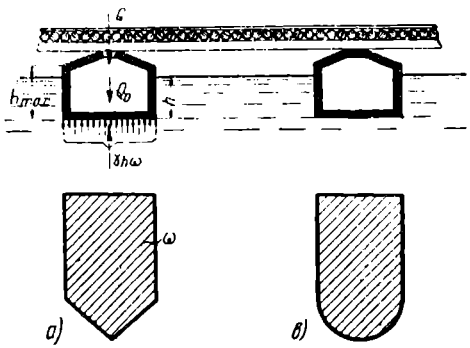
l — длина бревна,

D — диаметр в комле бревна,

d — диаметр в отрубе бревна.

§ 69. ПОНТОННЫЕ МОСТЫ

Понтонными мостами называют разновидность наплавных мостов, в которых опорами служат замкнутые, полые внутри ящики — понтоны, изготовляемые из дерева, металла или из других материалов.



Фиг. 433. Схема понтонного моста.

Понтонные мосты могут быть применены на автодорогах, но наиболее широко понтонные мосты применяются в условиях военного времени для быстрого устройства переправ через глубокие реки.

Понтонный мост образуется из ряда пловучих опор, продольная ось которых перпендикулярна к оси моста. Пролеты между опорами перекрываются прогонами или легкими фермами.

На фиг. 433 представлена схема понтонного моста. Для обеспечения лучшего обтекания понтонам придают заостренное или закругленное в плане очертание (фиг. 433, *а* и *б*).

Благодаря тому, что понтон представляет собою замкнутый со всех сторон полый внутри ящик, при максимальной загрузке моста можно допускать полное погружение понтона в воду, до его верха.

На понтоны укладываются прогоны, поддерживающие проезжую часть моста.

В тех случаях, когда по реке нужно пропускать суда, в мосту устраивают выводные элементы, как и в плотовых мостах.

Каждый понтон удерживается на месте двумя якорями: носовым — удерживающим понтон от сноса по течению, и кормовым — оказывающим сопротивление действию низовых ветров.

Сопряжение понтонных мостов с берегами делается различно в зависимости от амплитуды колебания горизонта воды.

Если колебания горизонта воды значительны, то сопряжение устраивают с помощью соединительного пролетика длиною 4—6 *м*,

ИТБ АНУЗТ

закрепленного одним концом шарнирно на берегу, другим же соединенного с пловучей частью моста.

Детальное описание конструкций сопряжений с берегом приведено ниже, § 70.

Изготовление и осмолка понтонов, а также других элементов моста производятся на берегу.

Сборка понтонных мостов производится на реке около берега, частями, после чего они буксируются при помощи небольших судов или лодок к месту перехода, где происходит окончательное соединение отдельных частей.

Расчет понтонного моста заключается в определении несущей способности понтонов, расчете прогонов и проезжей части.

Понтон под действием временной и постоянной нагрузок погружается в воду. Вода оказывает сопротивление погружению понтона, выражающееся давлением ее на днище понтона.

Если обозначить через:

h — глубину погружения понтона,

ω— площадь днища понтона,

γ— удельный вес воды,

то давление воды на единицу поверхности днища понтона будет равняться γh, а равнодействующая давления воды, равная объему вытесненной при погружении понтона воды, будет равна $\gamma h \omega$.

Если вес понтона Q_0, вес пролета перекрывающей конструкции Q, то допускаемое давление на понтон P от временной нагрузки

$$P = \gamma \omega h_{max} - Q_0 - Q.$$

Наибольшая допускаемая величина погружения понтона определяется конструктивными особенностями его; обычно может быть допущено полное погружение понтона при действии максимальной нагрузки (см. фиг. 433).

§ 70. ПЛАШКОУТНЫЕ МОСТЫ

Плашкоутные мосты являются наиболее сложной конструкцией наплавных мостов, позволяющей устраивать переходы через широкие и многоводные реки с большими амплитудами колебания горизонта воды и пропускать по ним тяжелые нагрузки. Общий вид плашкоутного моста представлен на фиг. 434.

Плашкоутные мосты могут быть применены на авто-гужевых дорогах с интенсивным движением. Имеется достаточное число примеров постройки плашкоутных мостов, служивших и служащих в настоящее время для пропуска тяжелых автодорожных и даже железнодорожных нагрузок.

На фиг. 435 приведена схема плашкоутного моста.

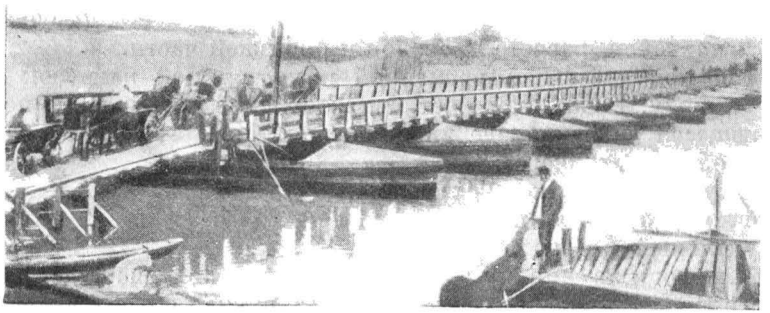
Плашкоутный мост состоит из пловучих опор в виде деревянных или металлических судов — плашкоутов, поддерживающих пролетные строения моста.

Сопряжение с берегом устраивается при помощи эстакады и соединительного пролета, необходимого для обеспечения возможности въезда на мост при различных горизонтах воды в реке.

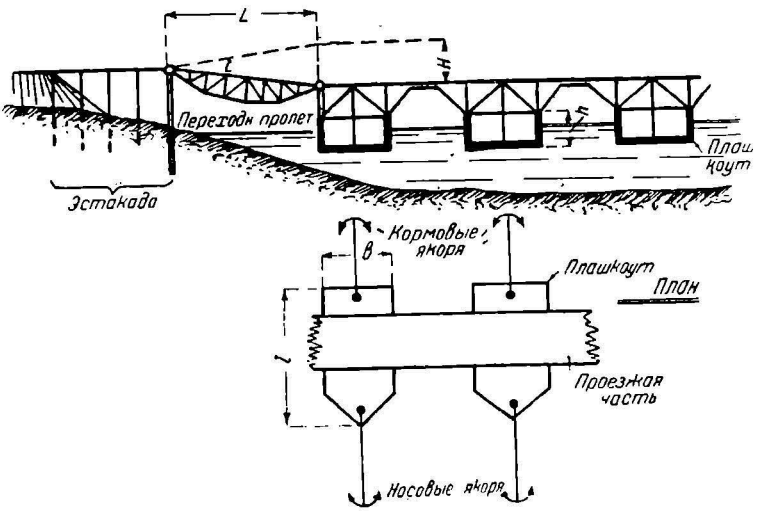
НТБ ДИУЗТ

Длина соединительного пролета L определяется по наибольшей амплитуде колебаний уровня воды H и предельному допускаемому уклону въездов на мост i_{max}:

$$L = \frac{H}{2i_{max}}$$



Фиг. 434. Общий вид плашкоутного моста.



Фиг. 435. Схема плашкоутного моста.

Величина предельного уклона i_{max} для автодорог, в зависимости от рода обращающихся по мосту нагрузок, принимается обычно не более 0,04—0,06.

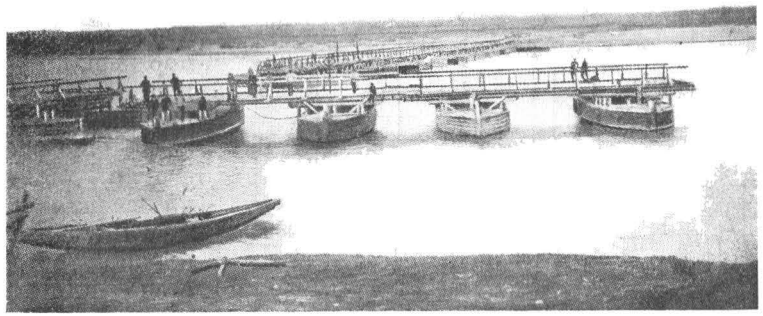
Плашкоуты представляют собою пловучие опоры специальной конструкции: однако, возможно использование в качестве пловучих опор

ГТБ ДНУЗТ

и обычных барж и других речных судов. Каждый плашкоут закрепляется помощью двух якорей: носового и кормового (фиг. 435).

Для пропуска судов в плашкоутных мостах приходится устраивать выводные секции (фиг. 436).

Остальная часть моста обычно также разделяется на несколько секций, связанных между собой при работе моста и разъединяемых при разводке его перед ледоходом.



Фиг. 436. Выводная секция плашкоутного моста.

Несущая способность плашкоута определяется аналогично тому, как и в понтонах:

$$P = h_{max}\gamma\omega - Q_0 - Q,$$

где: Q_0 — вес плашкоута,
Q — вес одного пролета пролетного строения,
ω — площадь днища плашкоута,
h_{max} — наибольшее допускаемое погружение плашкоута, обычно равное 1,2—2 *м*.

§ 71. КОНСТРУКЦИЯ ПЛАШКОУТНЫХ МОСТОВ

Устройство плашкоутов должно, с одной стороны, обеспечивать достаточную пловучую способность их как опор моста; с другой же стороны, вся конструкция плашкоута должна быть приспособлена для передачи давлений от пролетных строений и временной нагрузки на воду.

Пловучая способность плашкоута, т. е. его подъемная сила, зависит от площади днища плашкоута и наибольшей допустимой глубины погружения его в воду.

При увеличении глубины погружения плашкоута растет давление, испытываемое бортами и днищем плашкоута; поэтому из конструктивных условий величина допускаемого погружения плашкоутов ограничивается 1,2—2 *м*. При этом возвышение борта плашкоута над водой должно быть не менее 0,5 *м*, во избежание возможности захлестывания воды при волнении и крене плашкоута под временной нагрузкой.

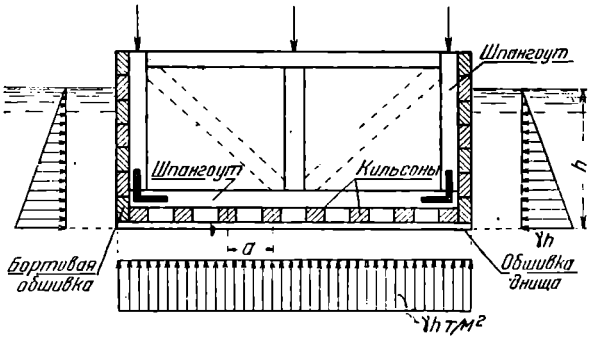
ГПБ ДПУЗТ

Наиболее распространенными размерами плашкоутов в мостах под авто-гужевую дорогу являются (см. фиг. 435):

$$h = 1 - 2\ м;\ b = 2{,}5 - 6\ м;\quad l = 12 - 36\ м.$$

Длина заостренной части часто берется равной от 0,5 b до 1,0 b.

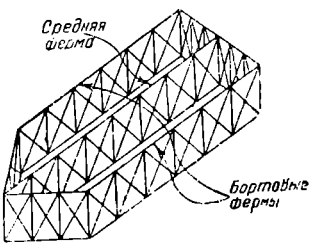
Для увеличения подъемной силы плашкоута прибегают к увеличению площади его днища. При этом вследствие того, что при большой ширине плашкоута сильно стесняется живое сечение реки и увеличивается напор воды, увеличение площади днища плашкоута достигается обычно развитием его в длину. Для улучшения обтекаемости носовая часть плашкоутов заостряется или закругляется.



Фиг. 437. Схема поперечного сечения плашкоута.

На фиг. 437 схематически представлены поперечное сечение плашкоута и эпюры действующих на него давлений воды.

Конструкция плашкоута представляет собою каркас, составленный из продольных ферм, расположенных в плоскости бортов, и ряда поперечных полурам, называемых ш п а н г о у т а м и, вертикальная часть которых введена в состав бортовых ферм в виде стоек. В легких плашкоутах ограничиваются устройством двух бортовых ферм; в более мощных плашкоутах устраивается третья продольная ферма по оси плашкоута. Снизу шпангоутов укрепляются продольные балки — к и л ь с о н ы, по которым устраивается обшивка из досок. Боковые стенки обычно обшиваются прямо по стойкам бортовых ферм.



Фиг. 438. Схема каркаса плашкоута.

Продольные фермы плашкоута, нагружаемые сверху усилиями, передающимися от пролетных строений, снизу же давлением воды, работают таким образом на изгиб и перерезывание.

В небольших плашкоутах бортовые фермы составляются из двух поясов стоек и вертикальной стенки, образованной досками бортовой обшивки.

В более мощных плашкоутах бортовые фермы делают решетчатой системы с поясами, раскосами и стойками (фиг. 438).

Для устойчивости моста необходимо, чтобы ось его приходилась под геометрическим центром днища плашкоута.

РТБ ДПУЗТ

В тех случаях, когда в качестве пловучих опор применяются речные суда, они соответствующим образом усиливаются и приспособляются. С этой целью в них, в случае надобности, ставятся дополнительные шпангоуты, усиливаются бортовые фермы и т. д.

На фиг. 439 приведен схематический план длинного плашкоутного моста с гаванью для заводки плашкоутов на зиму.

Фиг. 440 (см. вклейку) представляет конструкцию плашкоутного моста через реку Оку, существовавшего в г. Горьком до постройки в 1932 г. постоянного моста. Мост служил для пропуска тяжелой авто-гужевой нагрузки и трамвая.

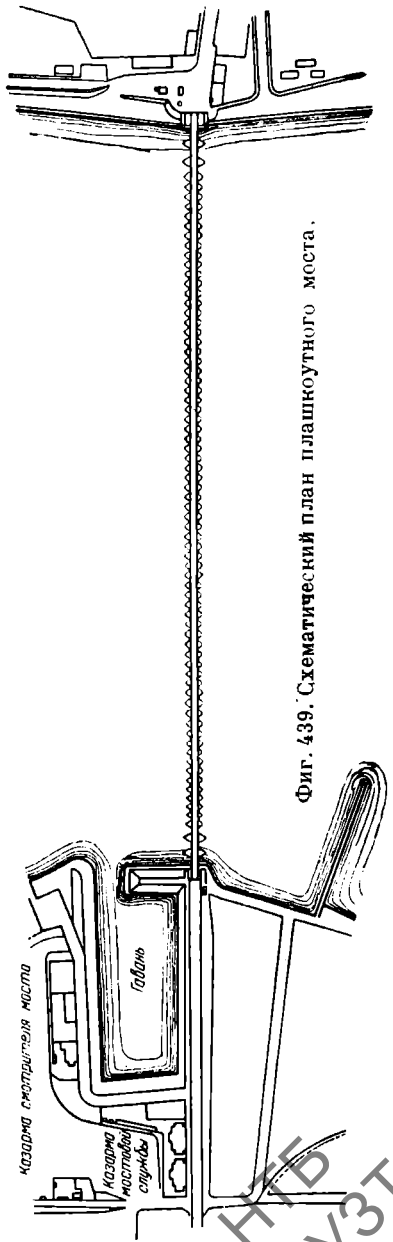
Фиг. 441 (см. вклейку) представляет устройство сопряжения моста с берегом, осуществленного помощью переходного пролета со сквозными фермами $l=16$ *м* и береговой эстакады. Переходное пролетное строение имеет неподвижные шарнирные опоры на плашкоуте и подвижную опору на эстакаде.

Фиг. 442 представляет схему плашкоутного моста под тяжелую городскую нагрузку, а фиг. 443 и 444 (см. вклейку) конструкцию пролетного строения и плашкоута того же моста (по проекту проф. И. Е. Скрябина).

Мосты, эксплоатируемые круглый год, держатся на плаву всю зиму и уводятся в затоны лишь перед наступлением весеннего ледохода.

Для этого приходится окалывать лед вокруг пловучих опор моста и прорубать во льду канал для вывода моста в затон.

Для временного сообщения между берегами на период, когда мост разведен, обычно устраивают паромную переправу (см. ниже).



Фиг. 439. Схематический план плашкоутного моста.

§ 72. РАСЧЕТ ПЛАШКОУТНЫХ МОСТОВ

Расчет плашкоутов

Расчет досчатой обшивки. Доски обшивки плашкоута под действием давления воды работают на изгиб.

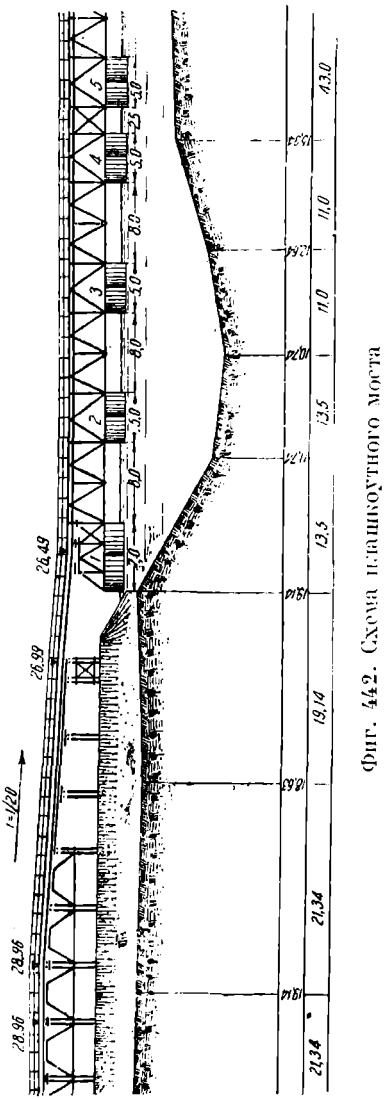
Так как давление на единицу площади поверхности обшивки на глубине h равняется γh, то, обозначая через a пролет доски (фиг. 437), через b — ширину доски, получим расчетный изгибающий момент в доске:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{\gamma h b a^2}{8}.$$

НТБ ДНУЗТ

По моменту определяется необходимая толщина досок обшивки.

Р а с ч е т к и л ь с о н о в. Погонная нагрузка кильсонов, поддерживающих досчатую обшивку, от давления воды равна γha.



Фиг. 442. Схема плашкоутного моста

Если c — пролет кильсона, равный расстоянию между шпангоутами, то расчетный изгибающий момент в кильсоне:

$$M_{max} = \frac{\gamma hac^2}{8}$$

Р а с ч е т ш п а н г о у т о в. В небольших плашкоутах шпангоуты обычно представляют собой полурамы с жесткими узлами в точках A и B (фиг. 445); под действием давления воды в таком шпангоуте возникают изгибающие моменты, достигающие наибольших значений в узлах полурамы и в середине горизонтальной части шпангоута.

Изгибающий момент в узлах A и B шпангоута:

$$M_1 = \gamma hc \frac{h}{2} \frac{h}{3} = \frac{\gamma ch^3}{6},$$

где c — расстояние между шпангоутами.

Обозначая через B ширину плашкоута, получим изгибающий момент в середине шпангоута:

$$M_2 = \frac{\gamma chB^2}{8} - \frac{\gamma ch^3}{6} = \frac{\gamma ch}{24}(3B^2 - 4h^2).$$

При большой глубине погружения плашкоута, для уменьшения изгибающих моментов M_1, между верхними концами шпангоутов добавляют распорки. Расчетная схема и очертание эпюры моментов для такого шпангоута приведены на фиг. 446, *а*.

Расчетная схема шпангоута в широких плашкоутах имеет вид, приведенный на фиг. 446, *b*.

Р а с ч е т п р о д о л ь н ы х ф е р м п л а ш к о у т а. Рассматриваем плашкоут как балку, нагруженную сверху усилиями от постоянной и временной нагрузок p и p_0, а снизу — распределенным давлением воды W (фиг. 447). Для равновесия плашкоута нагрузка плашкоута должна уравновешиваться давлением воды, причем равнодействующая нагрузок должна лежать на одной вертикали с центром давления воды.

ДПВ ЗТ

Под действием означенных нагрузок плашкоут работает на срезывание и изгиб.

При очертании плашкоута в плане с закругленными концами (см. план плашкоута на фиг. 447) эпюра давления воды, действующего на днище плашкоута, будет иметь вид, изображенный эпюрой W

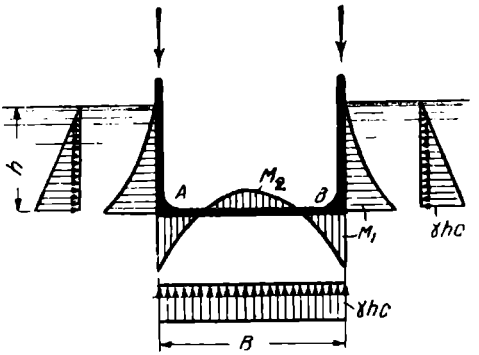
Построение эпюры поперечных сил и изгибающих моментов производится путем интегрирования эпюры внешних нагрузок и эпюры давления воды, т. е.

$$Q_x = \int_0^x (p + W)\,dx = Q_W - Q_p$$

и будет иметь вид, показанный на фиг. 447.

Эпюра изгибающих моментов может быть получена путем интегрирования эпюры Q, т. е.

$$M_x = \int_0^x Q\,dx.$$



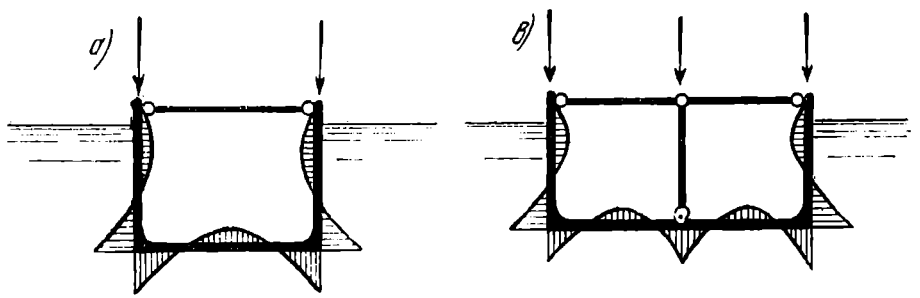
Фиг. 445. К расчету шпангоутов.

На фиг. 447 представлен вид эпюры изгибающих моментов.

Расчет цепи плашкоутов

В зависимости от характера соединения отдельных звеньев плашкоутного моста между собой, от конструкции пролетных строений и способа их опирания на плашкоуты — определяется работа всей системы, а следовательно и способ ее расчета.

Самой простой системой плашкоутного моста является цепь плашкоутов, соединяемых помощью свободно опертых на них балок, поддер-



Фиг. 446. Расчетные схемы шпангоутов.

живающих проезжую часть (фиг. 448); опирание балок на плашкоуты центральное. Когда единичный груз находится в центре плашкоута, то последний погружается на глубину h, определяемую следующим соотношением:

$$P = 1 = \omega h \gamma.$$

НТБ ДИИЗТ

откуда:

$$h = \frac{1}{\gamma\omega},$$

где: ω — площадь днища плашкоута,

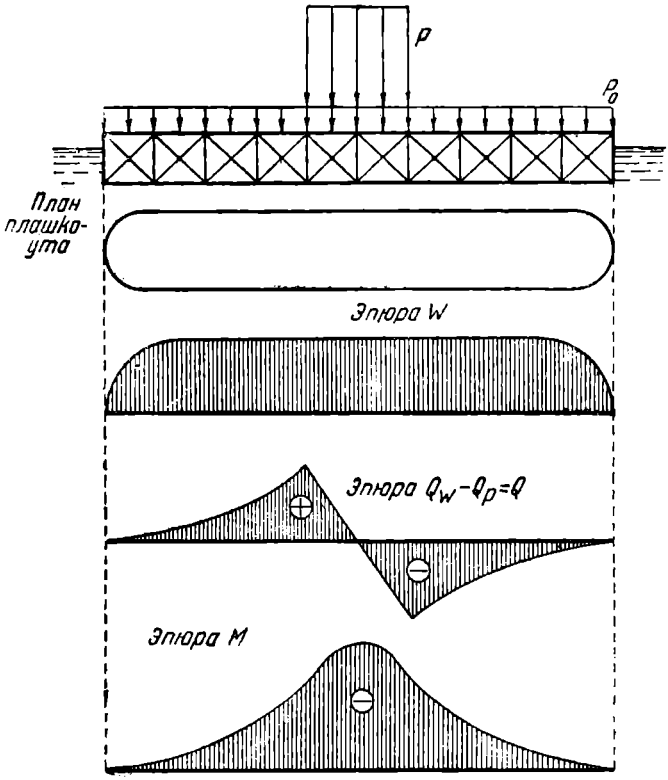
γ — удельный вес воды.

При движении груза P по мосту, вследствие разности погружений соседних плашкоутов, пролетные строения моста будут наклоняться. Продольный уклон i пролетного строения в n-ом пролете:

$$i_n = \frac{h_{n+1} - h_n}{l_n},$$

где: h_{n+1} и h_n — погружения плашкоутов, поддерживающих пролетное строение n-го пролета,

l_n — длина пролета.

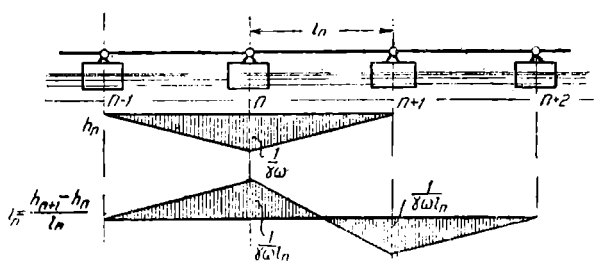


Фиг. 447. К расчету продольных ферм плашкоута.

На фиг. 448 представлены линии влияния погружения плашкоута и продольного наклона пролетного строения.

Простая разрезная цепь плашкоутов дает наибольшие погружения и наклоны пролетных строений.

В тех случаях, когда необходимо повысить жесткость моста, можно применить укладку второго яруса прогонов, который будет распределять нагрузку на большее число плашкоутов.



Фиг. 448. Простейшая цепь плашкоутов

На фиг. 449 представлены линии влияния деформаций такого плашкоутного моста, построенные с учетом узлового действия нагрузки.

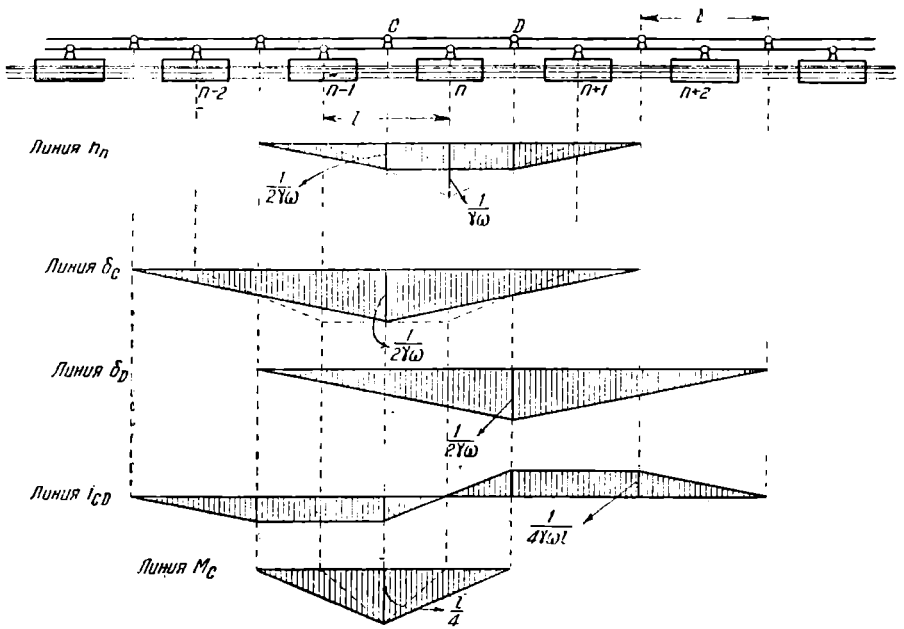
НТБ ДНУЗТ

Линия h_n представляет погружение n-го плашкоута.

Линии δ_C и δ_D — вертикальные перемещения точек C и D моста от влияния погружений пловучих опор.

Линия i_{CD} — наклон пролетных строений на участке C—D и, наконец, линия M_C — изгибающий момент в середине пролета балок, соединяющих плашкоуты.

Из линий влияния, приведенных на фиг. 449, видно, что устройство двухъярусных прогонов уменьшает деформации плашкоутного моста от действия сосредоточенной нагрузки.



Фиг. 449. Линии влияния для плашкоутного моста с двумя ярусами прогонов.

Погружение плашкоута при эксцентричном действии усилия

Мы разобрали работу простейших систем с центральным опиранием пролетных строений на плашкоуты. В действительности же наиболее часто нагрузка передается на плашкоуты через борта т. е. не центрально. В этом случае плашкоут будет погружаться не равномерно, а с креном, зависящим от эксцентричного действия на него давлений.

Рассмотрим погружение плашкоута под действием эксцентрично приложенного в точке D груза $P=1$ (фиг. 450). Действие силы P можно заменить действием центральной силы P и моментом $M=Pe$, где e — эксцентриситет силы P.

Погружение любой точки плашкоута от центральной силы P:

$$\delta_1=\frac{P}{\gamma\omega}.$$

НТБ ДНУЗТ

Погружение в точке C от крена, вызванного действием момента M:

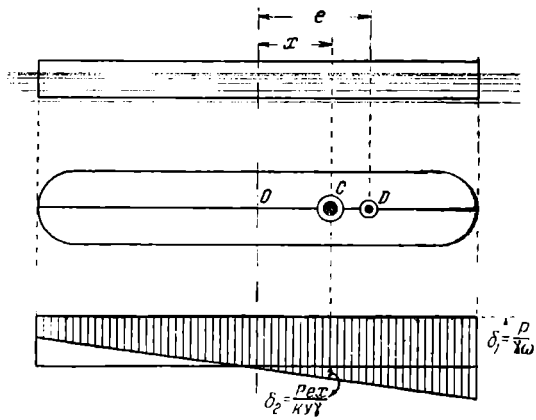
$$\delta_2 = \frac{Mx}{kJ \cdot \gamma},$$

где: k — коэфициент, зависящий от высоты плашкоута, обычно принимаемый равным 1,

J — момент инерции площади днища плашкоута, который можно выразить так: $J = \rho^2\omega$, где: ω — площадь днища плашкоута; ρ — радиус инерции этой площади;

тогда:

$$= \frac{Mx}{kJ\gamma} \quad \frac{Pex}{k\gamma\rho^2\omega}$$



Фиг. 450. Погружение плашкоута при эксцентричной нагрузке.

Полное погружение в произвольной точке плашкоута:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad \frac{P}{\gamma\omega} \pm \frac{Pex}{k\gamma\rho^2\omega}$$

или

$$\frac{P}{\gamma\omega}\left(1 \quad \frac{ex}{k\rho^2}\right)$$

Эта формула дает возможность подсчета величины погружения плашкоута в любой точке его от эксцентрично действующих нагрузок.

В качестве примера применения выведенной формулы на фиг. 451 приведены линии влияния деформаций плашкоутного моста с передачей давлений через борта.

Погружения средней точки плашкоута представляет линия влияния — $h_{ср}$.

Линия h_A представляет погружения борта плашкоута в точке A.

Линии δ_n и δ_m — перемещения точек n и m пролетного строения от влияния погружений плашкоутов.

Линия i_c и i_l — продольные наклоны на участках c и l моста.

Плашкоутные мосты с неразрезными пролетными строениями

Для уменьшения погружений плашкоутов и распределения давлений от временной нагрузки на большее число опор, для плашкоутных мостов под тяжелую нагрузку часто устраивают неразрезные пролетные строения в виде балок или ферм (фиг. 452).

При центральной передаче давлений на плашкоуты такая система может быть рассчитана, как неразрезная балка на упругих опорах.

Если за неизвестные принять изгибающие моменты над опорами

НТБ ДНУЗТ

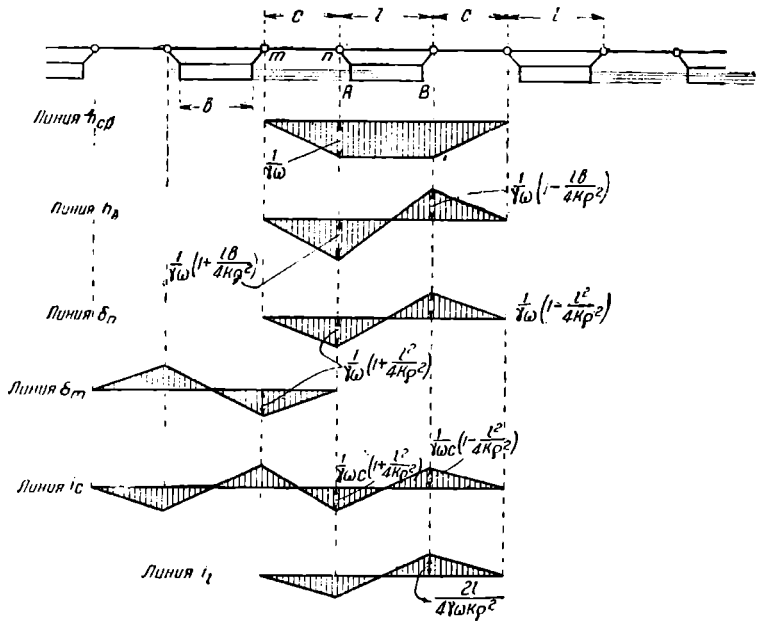
балки $M_1, M_2 \ldots M_n$, то для расчета моста под действием внешней нагрузки необходимо решить следующую систему уравнений[1].

$$\left.\begin{aligned}
(4+6\alpha)M_1+(1-4\alpha)M_2+\alpha M_3 &= C_1\\
(1-4\alpha)M_1+(4+6\alpha)M_2+(1-4\alpha)M_3+\alpha M_4 &= C_2\\
\alpha M_1+(1-4\alpha)M_2+(4+6\alpha)M_3+(1-4\alpha)M_4+\alpha M_5 &= C_3\\
\alpha M_{n-2}+(1-4\alpha)M_{n-1}+(4+6\alpha)M_n+(1-4\alpha)M_{n+1}+\\
+\alpha M_{n+2} &= C
\end{aligned}\right\} \quad (1)$$

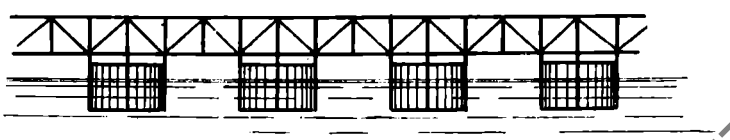
Коэфициент

$$\alpha=\frac{6EJ}{kl^3},$$

где: EJ — жесткость пролетного строения (балки),



Фиг. 451. Линии влияния деформаций плашкоутного моста с передачей давлений через борта.



Фиг. 452. Схема плашкоутного моста неразрезным пролетным строением.

[1] См. проф. Л. Д. Проскуряков, Строительная механика, изд. 1925 г., стр. 228.

НТБ ДНУЗТ

l — расстояние между осями плашкоутов, т. е. пролет моста,
$k = \omega$ — коэфициент пловучести.

Значения свободных членов уравнений (1) C_1, C_2 ..C_n зависят от нагрузки, действующей на отдельные пролеты:

$$C_n = 6\Omega_n \frac{c_n}{l} + 6\Omega_{n+1} \frac{c'_{n+1}}{l} + \alpha l\,(A^0_{n-1} - 2A^0_n + A^0_{n+1}),$$

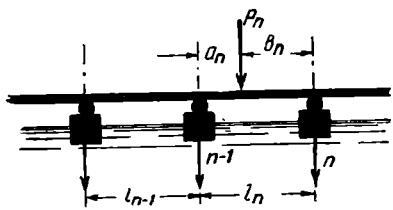
где A^0 — давления на опоры в предположении разрезного пролетного строения; остальные же обозначения Ω, c, l — те же, как и сбычно при расчете неразрезных балок.

При действии сосредоточенного груза в n-ом пролете (фиг. 453):

$$6\Omega_n \frac{c_n}{l} = \frac{a_n(l^2 - a_n^2)}{l^2} P_n;$$

$$6\Omega_n \frac{c'_n}{l} = \frac{b_n(l^2 - b_n^2)}{l^2} P_n.$$

В многопролетных мостах при загрузке одного из пролетов ближайшие к загруженной части плашкоуты сильно погружаются в воду, но по мере удаления от загруженной части погружение плашкоутов быстро уменьшается. Обычно эта деформация распространяется на 5—6 пролетов, а на остальные, более удаленные пролеты практически почти не влияет.



Фиг. 453. К расчету плашкоутного моста с неразрезным пролетным строением.

Поэтому при расчете неразрезного плашкоутного моста следует выделять элемент ограниченной длины, рассчитывая его, как соответственно пяти-или шестипролетную неразрезную балку на упругих опорах.

Определив из системы уравнений (1) неизвестные моменты M_1, M_2... M_n, можно подсчитать опорные реакции (давления на отдельные плашкоуты) по формуле:

$$A_n = A^0_n - \frac{M_{n-1}}{l} + \frac{2M_n}{l} - \frac{M_{n+1}}{l}.$$

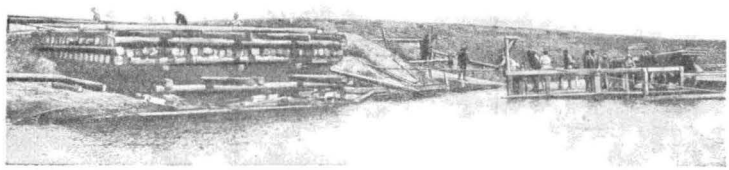
После подсчета опорных реакций уже легко могут быть определены усилия в любом сечении балки (пролетного строения).

В случае нецентрального действия давлений на плашкоуты, как например при передаче давления на борта плашкоута и при жесткой связи пролетных строений с плашкоутами, мост должен быть рассчитан как неразрезная балка (ферма) на упруго погружающихся и упруго поворачивающихся опорах.

НТБ ДНУЗТ

§ 73. ПАРОМНЫЕ ПЕРЕПРАВЫ

В случае необходимости установления связи между берегами реки для переправы подвод, экипажей и автомобилей, когда вследствие незначительного движения постройка постоянного или наплавного мо-



Фиг. 454. Плотовый паром.

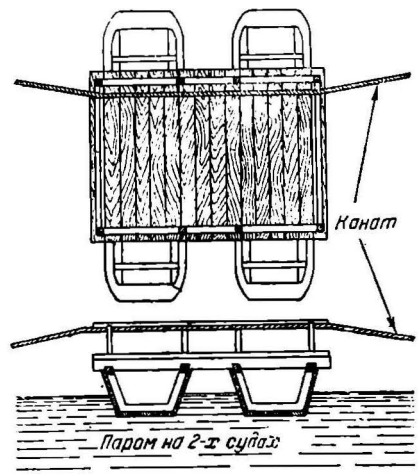
ста не оправдывается экономически, прибегают к устройству паромных переправ.

Простейшим способом переправы является устройство плотового парома (фиг. 454). Конструкция плотового парома аналогична плотовым мостам; паром передвигается вручную по канату, перекинутому с одного берега на другой.

Для более тяжелых нагрузок в качестве паромов используются обычно две баржи или большие лодки, покрытые сверху общим помостом для перевозимых грузов (фиг. 455).

Общий вид парома, устроенного на двух баржах, приведен на фиг. 456.

Передвижение парома производится либо путем буксирования пароходом или моторной лодкой, или же помощью каната. В последнем случае на пароме устанавливается ворот, через который перевивается канат, протянутый с одного берега на другой.



Фиг. 455. Паром из лодок.

Канат перегораживает реку, что является недостатком паромов с поперечным канатом.

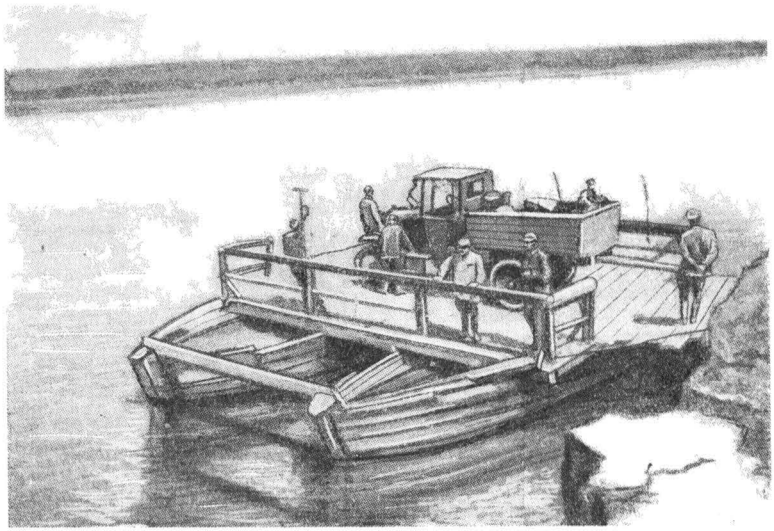
Довольно распространены также так называемые «паромы-самолеты», в которых паром приводится в движение силой течения.

В этом случае посредине реки бросается якорь надлежащего веса, к которому на длинном канате привязывается паром (фиг. 457). Паром в этом случае обязательно должен иметь руль. Якорь должен

НТБ ДГУЗТ

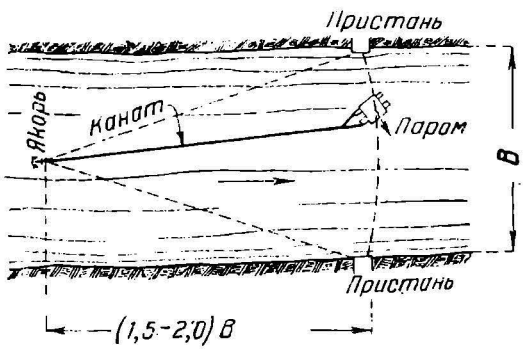
быть заброшен выше по течению, на расстоянии полуторной или двойной ширины реки, от места переправы.

Схематическое устройство парома-самохода представлено на фиг. 458.



Фиг. 456. Паром на баржах.

Для уменьшения сопротивления движению парома канат должен поддерживаться выше поверхности воды. Для этого на самоходе он перекинут через вертикально поставленную раму, а дальше поддерживается на воде помощью маленьких лодок (челноков) или плотиков, располагаемых на расстоянии 30—40 *м* друг от друга.

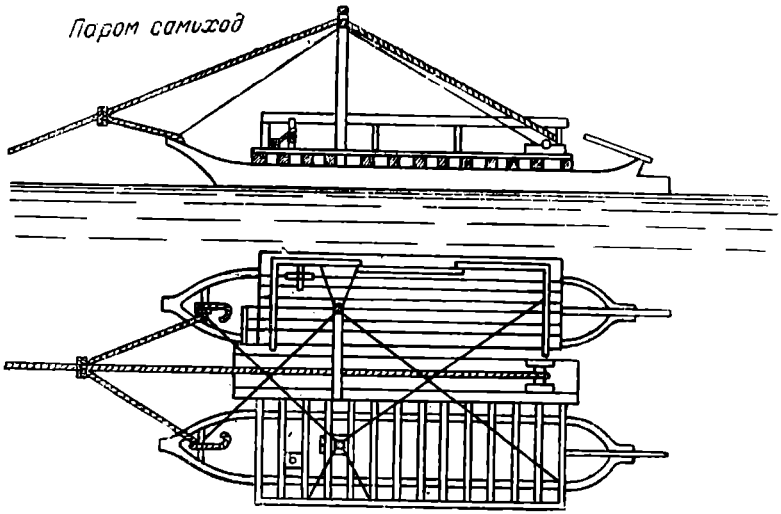


Фиг. 457. Паром-самоход.

Устройство паромов-самоходов возможно на реках со скоростью течения не менее 1 *м* в сек.

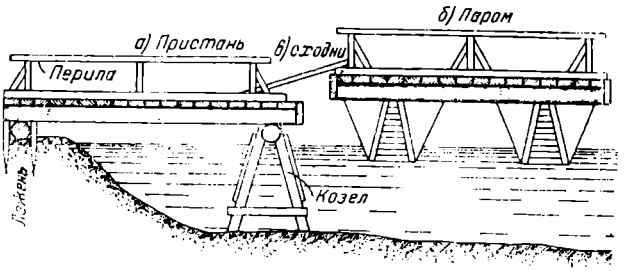
Для сопряжения паромной переправы с берегами приходится устраивать специальные пристани. Простейшим типом является пристань на козлах, схематически представленная на фиг. 459. Для переправ под тяжелую нагрузку пристани на козлах оказываются недостаточно жесткими и могут быть легко повреждены или сшиблены в момент причаливания парома.

НТБ ДПИЗТ



Фиг. 458. Паром-самоход.

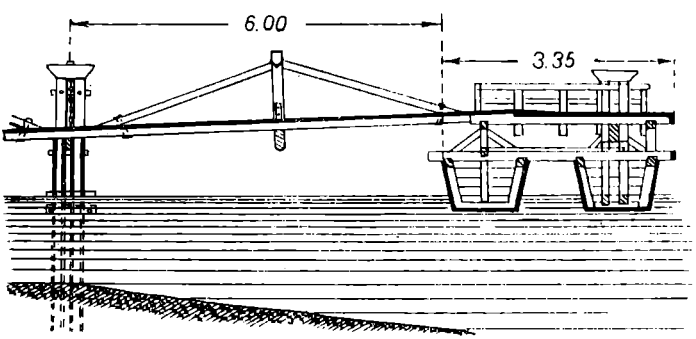
Более солидные пристани могут быть устроены в виде деревянной конструкции на сваях. В этом случае пристань должна быть выдвинута в реку на такое расстояние, чтобы при самом низком горизонте воды около пристани была бы достаточная глубина для подхода парома.



Фиг. 459. Схема пристани на козлах.

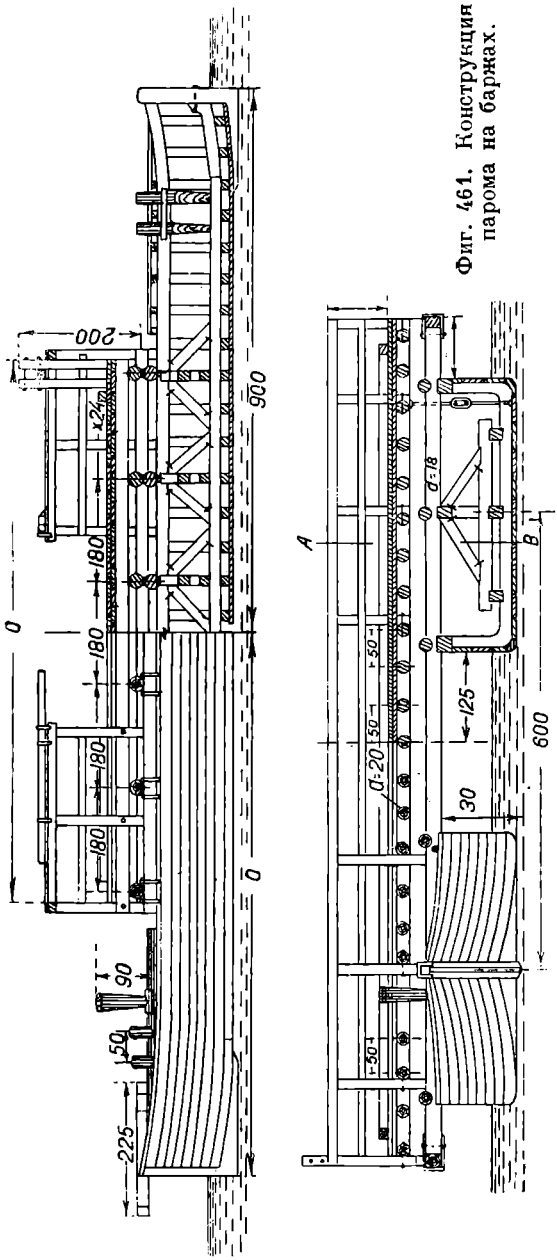
В качестве пристани часто используется также установленная на некотором расстоянии от берега баржа, закрепленная на месте якорями и соединенная с берегом переходным мостиком (см. фиг. 460).

Длина переходного мостика L определяется так же, как и в плашкоутных мостах, по амплитуде колебаний горизонта воды H и наиболь-



Фиг. 460. Пристань паромной переправы в виде баржи.

ГГТБ ДНУЗТ



Фиг. 461. Конструкция парома на баржах.

шему допускаемому уклону въезда i:

$$L = \frac{H}{2i}$$

Конструкция парома на баржах приведена на фиг. 461.

Платформа парома устроена аналогично пролетному строению плашкоутных мостов и состоит из двухъярусных прогонов и проезжей части из поперечин и двойного досчатого настила.

Прогоны опираются на борта барж и на устроенные по продольной оси барж жесткие раскосные фермы.

Для обеспечения более равномерного распределения нагрузок на баржи и уменьшения возможных кренов парома, прогоны делаются цельными на всю длину. Для воспринятия отрицательных реакций прогона при входе на паром нагрузки, концы прогонов притянуты к баржам помощью металлических тяжей с натяжными муфтами (фиг. 461). Баржи и платформа паромов рассчитываются теми же методами, что и наплавные мосты.

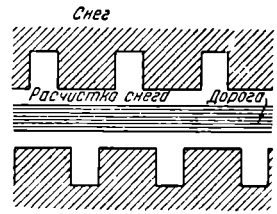
§ 74. ЛЕДЯНЫЕ ПЕРЕПРАВЫ

Ледяной покров рек является весьма удобным и надежным путем для переправы людей, повозок и автомобилей. Переправа по льду может производиться при достаточной прочности и толщине льда. Для прохода пешеходов по настланным доскам достаточно толщины льда около 4 *см*. При толщине льда от 4 до 10 *см* люди могут проходить по льду только по одиночке, через 2 *м* один от другого. При толщине льда 10—15 *см* возможен проход людей группами, и наконец при толщине льда более 15 *см* пешие могут переходить как угодно. Для пере-

НТБ ЛГУЗТ

Измерение толщины льда производится при помощи приспособления, описанного в § 86.

На реках, уровень воды в которых в течение зимы колеблется, для устройства переправы необходимо убедиться в том, что лед плавает на воде и под ним нет воздушного прослойка. В случае если уровень воды опустился и ледяной слой оказался взвешенным над водой, лед может проломиться при проходе нагрузки.



Фиг. 462. Схема расчистки снега для ледяной переправы.

Для получения более толстого ледяного слоя в месте переправы целесообразна очистка его поверхности от снега. Так как снег обладает плохой теплопроводностью, лед же напротив весьма теплопроводен, то расчистка снега вызывает быстрое увеличение толщины льда. Чтобы при этом во льду вблизи переправы не появились трещины, необходимо расчищать снег на достаточную ширину; можно рекомендовать также расчистку снега по схеме фиг. 462.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА XV

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО ПОСТРОЙКЕ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 75. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА РАБОТ

Для постройки моста по имеющемуся проекту, как и при постройке всякого сооружения, необходимо в первую очередь составление плана работ.

План работ должен устанавливать сроки выполнения отдельных работ и всей постройки в целом, а также включать финансовый план, т. е. сроки и размеры сумм, необходимых для производства работ, план снабжения строительными материалами и рабочей силой. Для составления такого плана необходимо знать, какое количество материала и рабочей силы, а также какое оборудование понадобятся для выполнения отдельных этапов работ.

Необходимое количество потребного материала получается из спецификации материалов, составляемой по проектным чертежам. Такая спецификация прилагается к проекту моста, и из нее непосредственно можно выписать сводку всего необходимого для постройки моста материала.

Для определения необходимого количества рабочей силы по сводке всех работ пользуются существующими нормами, урочным положением и т. п. руководствами.

В этих справочниках и руководствах приводятся выраженные в рабочих днях данные относительно количества рабочей силы, необходимой для выполнения единицы какой-либо работы, например обработки 1 $м^3$ лесного материала, устройства 1 $м^2$ настила и т. п.

Зная общий объем отдельных работ и умножая его на единичные нормы необходимой рабочей силы, получаем полную потребность в рабочей силе для всего сооружения.

Так как потребное количество рабочей силы зависит от способа производства работ, механизации их и наличия вспомогательного оборудования, то перед составлением плана работ непременно должен быть составлен проект производства работ.

Если постройка моста требует устройства подмостей или других вспомогательных сооружений, то необходимо иметь проекты этих сооружений со спецификацией необходимого для них материала.

Зная потребность в материалах, объем отдельных работ и потребность в рабочей силе, — составляют календарный план работ. План работ удобнее всего изображать графически (фиг. 463). Для этого обычно откладывают по горизонтальной оси месяцы, а при более точном плане недели, или даже дни, с момента начала работ до конца всех работ по

НТБ ВНИИЗТ

постройке моста. В вертикальном столбце сверху вниз последовательно выписываются наименования всех отдельных работ в порядке их очередности.

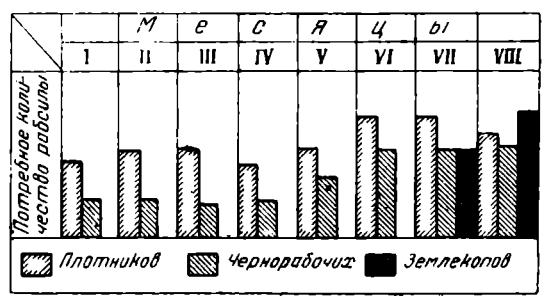
Время, намечаемое по плану на производство той или иной части работ, отмечается штриховкой соответствующей клеточки графика.

NN	Наименование работ	Месяцы							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	Заготовка лесных материалов								
2	Постройка вспомогательн. зданий								
3	Сборка копров								
4	Разбивка моста								
5	Устройство подмостей								
6	Забивка свай для опор								
7	Сборка деревянных ферм								
8	Разборка подмостей								
9	Устройство проезжей части								
10	Засыпка береговых частей								
11	Укрепление берегов								

Фиг. 463. Графический календарный план работ.

Составленный таким образом график дает ясное представление о последовательности отдельных работ постройки моста и их продолжительности.

Кроме такого плана, следует составлять план потребности в рабочей силе по подсчитанной ранее потребности для отдельных частей работы и увязать его с календарным планом работ. План этот также удобнее всего представлять графически (фиг. 464), отмечая при этом не только количество необходимых рабочих, но и их специальности (плотники, землекопы, чернорабочие и т. д.). Такой график наглядно показывает, когда, сколько и каких рабочих потребуется для производства работ, что необходимо для того, чтобы во-время принять меры к обеспечению стройки рабочей силой, а также для выяснения потребности в бараках, необходимого размера столовой и прочих вспомогательных построек.



Фиг. 464. График потребной рабочей силы.

При составлении плана работ, а также и графика потребной рабочей силы следует иметь ввиду размер фронта работ, так как может оказаться, что при узком фронте работ намеченное количество рабочей силы не сможет быть целиком использовано.

Составление финансового плана производится после составления календарного плана работ и графика рабочей силы.

НТБ ДПИЗТ

Когда потребности в материале и рабочей силе подсчитаны, а также известны расценки на материалы и рабочие руки, подсчитывается стоимость сооружения всего моста в целом и отдельных работ.

По полученным результатам составляется финансовый план производства работ.

Процесс строительства деревянного моста может быть разбит на ряд отдельных основных этапов:

1. Заготовка лесоматериала.
2. Постройка вспомогательных зданий и сооружений.
3. Разбивка моста.
4. Устройство вспомогательных подмостей.
5. Постройка опор моста.
6. Изготовление и сборка пролетных строений.
7. Устройство подходов и сопряжений моста с берегом.
8. Испытание и приемка моста.

§ 76. ЛЕСНОЙ МАТЕРИАЛ, ЕГО ЗАГОТОВКА И ПРИЕМКА

Лесной материал, применяемый для постройки деревянных мостов, должен иметь вполне здоровую, твердую, однородной плотности древесину. Наиболее желательно применение дерева зимней рубки (в период с ноября по февраль), когда древесина содержит меньше соков. Летняя рубка допускается только в период с июня по сентябрь; при этом должны быть приняты меры к достаточной просушке дерева.

Допускается применение повала, бурелома и горелого леса, если древесина его удовлетворяет необходимым требованиям. Применение болотного, полевого, сухостойного и другого леса не разрешается.

Хорошее здоровое дерево при ударе должно издавать звонкий, не глухой звук. Тонкие стружки дерева должны быть гибкими, не ломаться легко при перегибе их из стороны в сторону и иметь в изломе зубчатую волокнистую поверхность.

Плотность древесины может определяться шириной годичных слоев в распиле дерева. Число этих слоев (принимая летний рыхлый, светлый и зимний плотный слои за один слой) в лесе, идущем на изготовление сквозных ферм, арочных мостов и т. п., должно быть не менее 15 слоев на каждые 5 *см*; в лесе, предназначенном для постройки балочных, подкосных и т. д. мостов, должно быть не менее 12 слоев на каждые 5 *см* и, наконец, в лесе, предназначенном для второстепенных элементов — не менее 10 слоев. В лесе, идущем в дело в круглом виде для балочных, подкосных, сложно-подкосных и подобных простых систем мостов, не допускаются следующие пороки дерева:

1) всякого рода больные сучья;

2) короед, червоточина, гниль и другие поражения дерева грибками, насекомыми и т. п.;

3) несогласный и крестовый метик (фиг. 465, *b*).

Для тех же мостов может быть допущен лес со следующими пороками:

1) косослой, т. е. изгибание волокон дерева по спирали, не свыше $\frac{1}{32}$ оборота;

НТБ ДНУЗТ

2) свилеватость, т. е. перепутанное направление волокон;

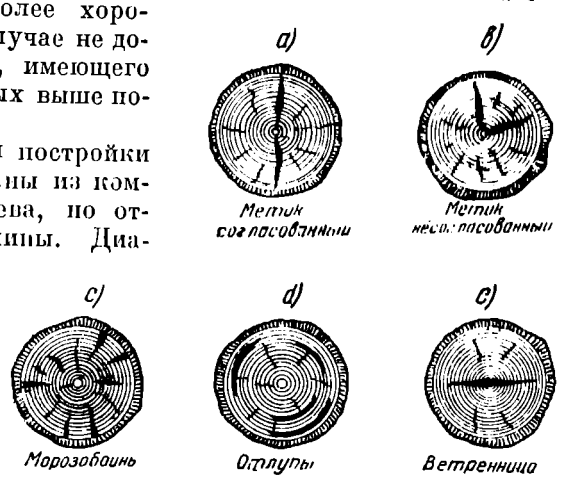
3) двойная заболонь, т. е. наличие внутри ядровой древесины нескольких годовых слоев, сохранивших вид и признаки заболони;

4) небольшой длины и ширины трещины, как: согласный метик (фиг. 465), ветреница (фиг. 465, *е*), морозобойные трещины (фиг. 465, *с*), отлупные трещины (фиг. 465, *d*) и т. п.;

5) роговые сучья, т. е. вросшие отмершие сучья толщиной не более 2 *см*;

6) синева не бурого цвета, не более 25% общего количества леса при доставке сплавом и не более 10% — при доставке сухим путем.

Для изготовления сквозных пролетных строений и арочных ферм должен применяться наиболее хороший лес. Поэтому в этом случае не допускается применение леса, имеющего какие-либо из перечисленных выше пороков.



Фиг. 465. Пороки дерева.

Бревна, идущие для постройки моста, должны быть вырезаны из комлевой и средней части дерева, но отнюдь не из суковатой вершины. Диаметр бревна измеряется в тонком его конце, причем если сечение бревна не круглое, то принимается его наименьшее поперечное измерение.

В бревне не должно быть большого количества сучьев. Наибольшее число здоровых сучьев, допускаемое на каждом погонном метре бревна, определяется правилами приемки лесоматериала.

Бревна по всей длине должны быть прямыми; кривизна бревна допустима только в одной плоскости, при стреле кривизны не более $\frac{1}{300}$ от длины бревна.

Брусья, назначаемые по проекту прямоугольного сечения, выпиливаются по угольнику и должны быть совершенно прямыми. Допускаются лишь небольшие обзолы не более, чем на двух кантах бруса, и не более, чем на $^1/_4$ длины бруса. На поверхности брусьев допускаются лишь небольшие солнечные трещины. Количество сучьев на каждом погонном метре бруса не должно превосходить пределов, допускаемых правилами приемки.

Распиливать бревна на пиломатериалы следует только в сыром состоянии, так как в сухих бревнах неизбежно наличие глубоких трещин, а также вследствие большей твердости сухой древесины.

Доски, применяемые для главных ферм деревянных мостов, должны быть чистыми, без обзолов. На поверхности досок допуска-

НТБ ДНУЗТ

ются небольшие солнечные трещины и трещины в торцах не длиннее 10 *см*.

Сердцевинные доски для ответственных элементов пролетных строений не допускаются.

В досках, идущих для сжатых элементов досчатых ферм, суки на узких сторонах не допускаются вовсе. На широких сторонах наличие сучьев допускается. Для вытянутых элементов досчатых ферм рекомендуется употреблять отборные доски совсем без сучьев.

При приемке лесоматериала, предназначенного для постройки моста, необходимо убедиться в том, что лесной материал удовлетворяет перечисленным требованиям. Однако, так как при большом масштабе работ непосредственный осмотр всего материала не представляется возможным, следует детально осмотреть не менее 10% лесоматериала, взяв на выборку отдельные штабеля.

Если внешний осмотр леса вызывает какие-либо сомнения относительно качества древесины, то необходимо взятие проб из толщи дерева помощью бура. Пробы подвергаются внешнему осмотру, а в случае необходимости и лабораторному исследованию. При приемке лесоматериала, предназначенного для изготовления решетчатых пролетных строений или арочных ферм, производство лабораторных исследований является обязательным. Если в принимаемой партии материала окажется более 10% материала, не удовлетворяющего изложенным требованиям, то вся партия леса считается непринятой и поставщику предлагается произвести пересортировку леса.

Лабораторное испытание дерева заключается в микроскопическом и бактериологическом исследованиях, а также в производстве механического испытания.

Микроскопическое и бактериологическое исследования делаются для выяснения качества древесины и наличия в ней поражения грибком и других пороков. При лабораторном испытании производится также выяснение влажности дерева.

Механическое испытание заключается в определении временного сопротивления дерева при различном действии сил (на сжатие, на изгиб, на скалывание вдоль волокон).

Простейшее механическое испытание дерева заключается в определении временного сопротивления дерева: 1) на перелом, 2) на скалывание вдоль волокон.

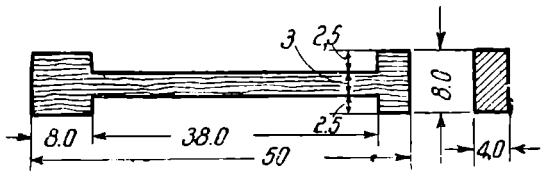
При предварительной приемке леса на месте заготовки или на месте работ механическое испытание может ограничиваться испытанием только на перелом.

Для испытания лесоматериала на перелом заготовляются бруски, размером $4 \times 4 \times 110$ *см*. Бруски располагаются на двух опорах с расстоянием между ними $l = 100$ *см* и нагружаются посредине (центрально) грузом. По величине разрушающего груза P и моменту сопротивления бруса W определяется временное сопротивление дерева на изгиб $n = \frac{M}{W}$, где $M = \frac{Pl}{4}$. Рекомендуется подвергать испытанию не менее 6 брусков, выпиливая три бруска из зоны, ближайшей к заболони, другие же три — из зоны, ближайшей к сердцевине.

НТБ ДНУЗТ

Для испытания на скалывание аналогично заготовляется не менее шести образцов указанной на фиг. 466 формы. Короткая уширенная часть образца устанавливается своими выступами на края двух брусьев, уложенных на какие-либо опоры (фиг. 467). Во избежание обмятия кромок брусьев на них, под образец желательно подложить кусочки полосового железа.

К нижней части образца подвешивается платформа, загружаемая каким-либо грузом до разрушения образца. Сопротивление скалыванию получается путем деления веса платформы с грузом на двойную площадь скалывания, измеряемую в натуре по образцу. Немедленно после испытания на перелом и скалывание, из использованных образцов выпиливают кубики $2\times2\times2$ *см* и определяют объемный вес и процент влажности древесины.



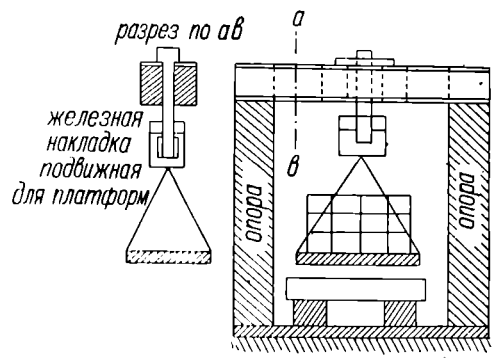
Фиг. 466. Образец для испытания дерева на скалывание.

Лесной материал, идущий на все более или менее ответственные части мостов, должен иметь временное сопротивление не ниже минимальных пределов, требуемых техническими условиями.

Хранение лесоматериала

Лесоматериал, предназначенный для постройки моста, должен храниться на складе в таких условиях, которые предохраняли бы его от сырости, развития грибков, а также и от чрезмерной сухости воздуха.

Участок для укладки лесных материалов, вне зависимости от предполагаемой продолжительности хранения дерева, должен быть возвышенным, сухим и обязательно с хорошим стоком дождевых и грунтовых вод. Перед укладкой лесоматериала участок должен быть расчищен от мусора, щепы и проч. Неровности участка (ямы, бугры) должны быть спланированы.



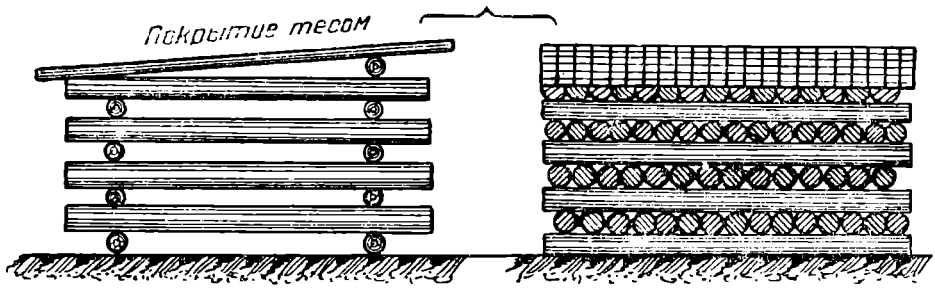
Фиг. 467. Приспособление для испытания дерева на скалывание.

Лес укладывается штабелями (фиг. 468), расположенными рядами, с промежутками между соседними штабелями не менее 2 *м* и через каждые 4—6 штабелей—по 6 *м*. Направление рядов следует устраивать с учетом удобства вывоза леса. Кроме того, желательно для лучшего проветривания леса ориентировать промежутки между штабелями по направлению господствующих ветров.

НТБ ДНУЗТ

Штабеля круглого леса укладываются на подкладках из коротышей, уложенных по земле через 1,5—2 *м*, причем воздушный прослоек между землей и нижним рядом штабеля должен быть не менее 0,35 *м*.

Бревна кладутся рядами, комлями в разные стороны, причем во



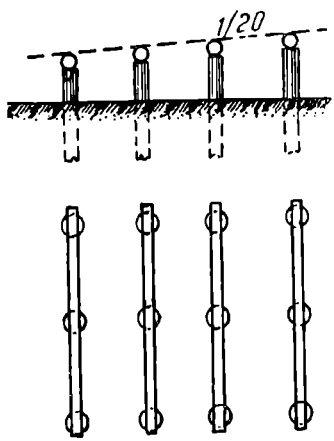
Фиг. 468. Штабеля леса.

влажных районах северной части СССР между рядами следует укладывать прокладки из тонкого кругляка $d = 8—15$ *см*.

В сухих южных районах во избежание резкого усыхания бревен ряды укладываются вплотную, без промежутков.

Круглый лес укладывается в штабеля обязательно очищенным от коры.

При хранении леса в жаркий период лета, во избежание неравномерного и резкого усыхания, торцы бревен рекомендуется окрашивать масляной краской, смесью смолы с мазутом и др.



Фиг. 469. Стелажи для хранения пиломатериала.

Штабеля пиломатериала укладываются на специальных стелажах, образованных из столбов с прогонами. Высота стелажей для свободной циркуляции под ними воздуха должна быть не менее 0,4 *м*. Стелажам следует придавать наклон около 1/20 к солнечной стороне для обеспечения стока с досок дождевой воды и ускорения их высыхания (фиг. 469).

Пиломатериал укладывается ровными рядами с просветами друг между другом в ряду 5—15 *см*, в зависимости от влажности леса. Между рядами укладываются прокладки толщиной не менее 2,5 *см*. Брусья или доски, укладываемые в последовательных рядах, следует класть точно друг под другом так, чтобы в вертикальном направлении в штабеле получились сквозные вентиляционные каналы на всю его высоту.

Доски следует укладывать заболонной стороной книзу, ядровой же кверху, чтобы в случае коробления обеспечить сток с них случайной воды.

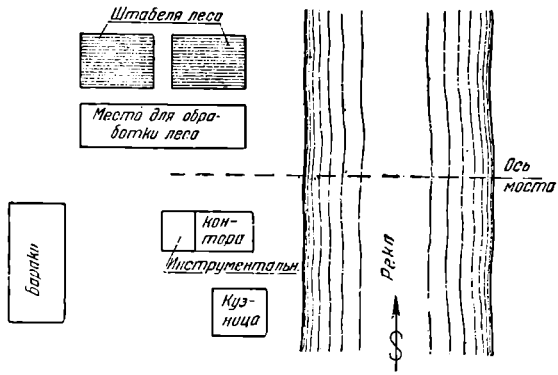
РГБ
ДЛУЗТ

Сложенный штабель пиломатериала покрывается сверху отдноскатной крышей из бракованных, но здоровых досок.

Потребный для постройки моста металл должен храниться в закрытых помещениях или под навесом. Круглое железо для предохранения от погнутия должно укладываться на стелажах.

§ 77. УСТРОЙСТВО ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Для обеспечения бесперебойного хода работ, наиболее быстрого темпа их выполнения и надлежащего обслуживания как строительства, так и рабочей силы, необходимо еще до начала постройки моста приступить к сооружению вспомогательных зданий и устройств. Размер вспомогательных устройств и затраты на них определяются масштабом сооружения моста. Для постройки деревянного моста вблизи намеченного места перехода устраивают склад леса. При выборе места расположения склада необходимо руководствоваться приведенными выше указаниями. В непосредственной близости от склада подготавливают место для обработки леса. Обработку леса производят на стелажах или столах, расположенных обычно под навесом. Место обработки леса должно быть расположено так, чтобы готовые элементы было удобно транспортировать к месту сборки моста.



Фиг. 470. Схематический план постройки моста.

Для хранения инструментов, металлических скреплений и проч. устраивается специальное помещение — инструментальная (кладовка). Для выполнения необходимых для постройки моста поделок из металла необходимо устройство кузницы, располагаемой, в целях пожарной безопасности, в стороне от склада леса и прочих сооружений, желательно ближе к воде.

В случае применения для моста пропитанного леса следует заранее устроить все необходимые приспособления и сооружения для пропитки дерева антисептиками (подробнее см. ниже).

Помещение конторы постройки следует располагать возможно ближе к мосту на таком месте, откуда лучше всего виден весь фронт постройки.

Для размещения рабочих и обслуживания их бытовых и культурных нужд должны быть построены бараки со столовой, клубом и проч.

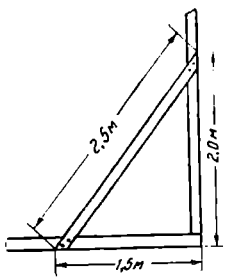
Схематический план расположения вспомогательных устройств у места постройки моста приведен на фиг. 470.

НТБ ДПУЗТ

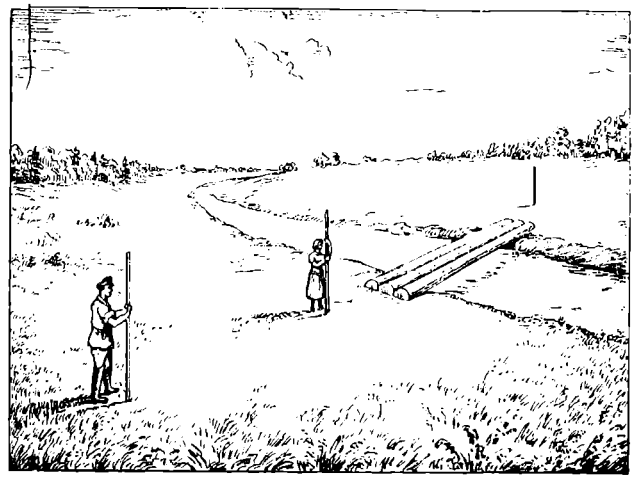
§ 78. РАЗБИВКА МОСТА

Разбивка моста заключается в определении и фиксировании на месте продольной оси моста и точного расположения осей опор и отдельных свай.

Для разбивки простейшего моста через небольшую реку необходимы следующие примитивные инструменты: вешки, шаблон, рулетка (или метр). Шаблон делается из обстроганных и связанных в виде прямоугольного треугольника досок и необходим для разбивки прямых углов (фиг. 471).



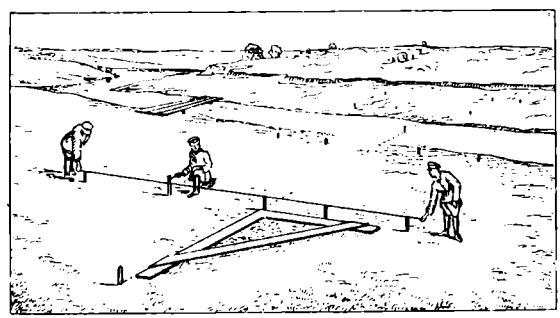
Фиг. 471. Шаблон для разбивки прямых углов.



Фиг. 472. Разбивка оси малого моста.

Порядок разбивки моста следующий.

Намечают продольную ось моста путем вешения и забивки колышков (фиг. 472) на расстояниях 2—3 *м* друг от друга. На полученной таким образом продольной оси моста отмечают середину моста. От середины в обе стороны делают отмеры и отмечают колышками положение опор моста.



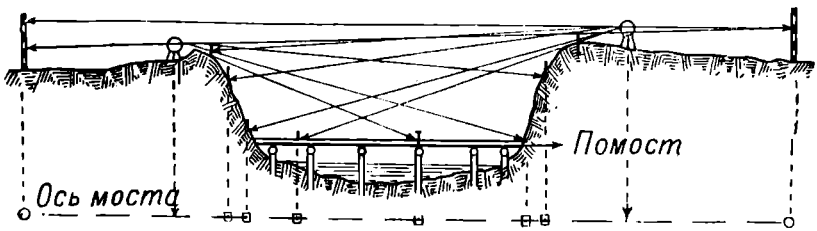
Фиг. 473. Разбивка осей поперечных рядов свай.

Далее по отмеченным колышками местам расположения опор производят разбивку поперечных рядов свай. Для этого пользуются шаблоном. Шаблон прикладывается одной стороной к намеченной колышками продольной оси моста (фиг. 473), по другой же стороне делаются промеры и отмечается положение отдельных свай опоры.

При разбивке более крупных мостов продольная ось провешивается более точно, помощью угломерных инструментов. Для этого угломерный инструмент устанавливается в створе вех, и правильность его по-

НТБ ДНУЗТ

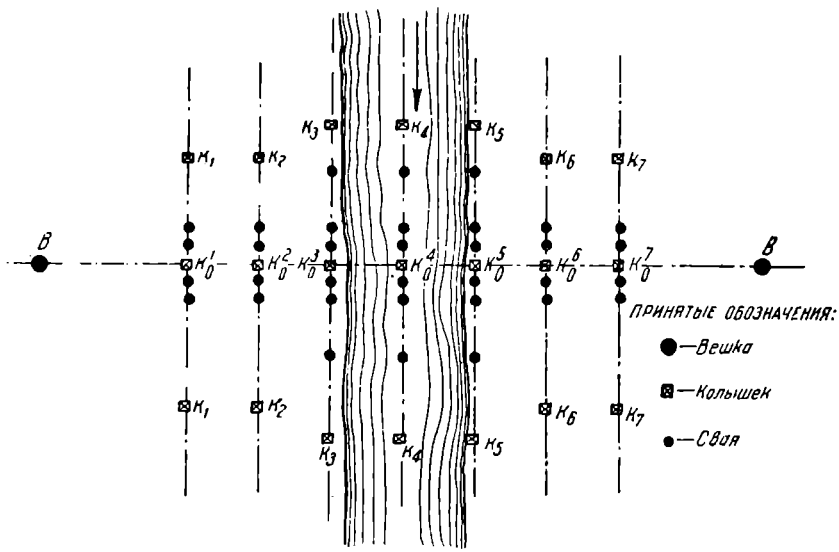
ложения проверяется тем, что сначала наводят вертикальный волосок трубы на одну вешку, затем, переводя трубу через зенит, смотрят, совпадает ли вертикальный волосок со второй вешкой, которой обозначена продольная ось моста. После этого, визируя по инструменту,



Фиг. 474. Разбивка оси моста при крутых берегах.

забивают ряд колышков, а в колышки — по гвоздю; если по гвоздям натянуть шнур или проволоку, то получится положение продольной оси моста.

Если берега крутые и нельзя найти такого места, чтобы была обеспечена видимость в трубу инструмента всей продольной оси моста,



Фиг. 475. Разбивка моста.

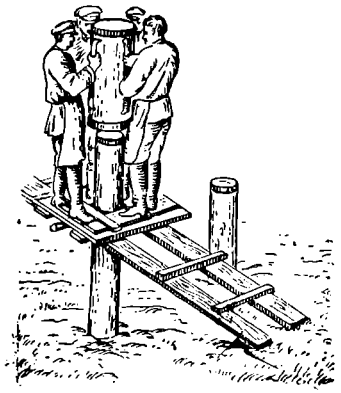
приходится делать две и больше стоянки с инструментом (фиг. 474). После того как продольная ось моста намечена, приступают к разбивке осей его опор. Для этого, вычислив расстояния осей опор от ближайшего пикета, отмеряют стальной лентой сначала расстояние до первой и последней опор, а затем намечают расположение осей всех промежуточных опор (фиг. 475). Для устранения возможных ошибок и

РНБ ДИЗТ

неточностей разбивки рекомендуется вести промеры для наметки положения промежуточных опор с двух сторон от обеих крайних опор. После этого устанавливают угломерный инструмент последовательно в точках k_0, фиксирующих положение поперечных осей опор, и, вращая трубу на 90°, забивают по ней колышки $к_1$—$к_1$; $к_2$—$к_2$ и т. д., обозначающие направление осей опор.

Вслед за этим по поперечной оси, от продольной оси, отмеряются расстояния до каждой из свай опоры и отмечаются забивкой колышков.

Если разбивка моста производится летом, то, в речной части, для разметки осей опор и свай приходится делать легкие подмости вдоль продольной оси моста и вокруг опор. На этих подмостях и производят тогда точную разбивку отдельных пролетов, поперечных осей опор и мест забивки свай.



Фиг. 476. Ручная бойка сваи с лестницы.

При разбивке моста зимой работа производится на льду, что значительно удобнее и проще. На льду намечают продольную ось моста, поперечные оси опор и положения отдельных свай, вмораживая в лед колышки. Для разбивки поперечных осей опор в этом случае удобно пользоваться шаблоном (фиг. 473).

Мосты, расположенные на кривой, разбиваются по ломаной линии. Длина отдельных прямых участков моста должна быть при этом кратна длине его пролетов.

Для обеспечения достаточной точности промеров при назначении высоты различных частей моста следует устанавливать на берегу репер, связанный нивеллировкой с продольным профилем дороги.

Всю разметку моста следует производить возможно более тщательно, проверяя несколько раз правильность разбивки, так как впоследствии исправление ошибок и неточностей, допущенных при разбивке моста, может оказаться уже невозможным.

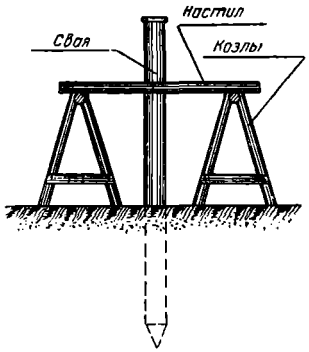
§ 79. УСТРОЙСТВО ПОДМОСТЕЙ, ПОСТРОЙКА ОПОР, ИЗГОТОВЛЕНИЕ И СБОРКА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Производство работ при постройке простейшего моста ведется следующим образом.

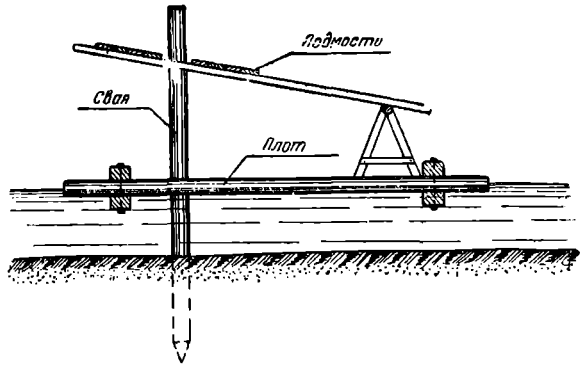
Прежде всего производится забивка свай в местах, отмеченных при разбивке. Если свая забивается на сухом месте, то для нее сначала следует выкопать яму глубиной около 1 *м*, установить в нее по отвесу сваю и засыпать снова землей; землю при засыпке следует утрамбовать вокруг сваи.

После этого приступают непосредственно к забивке сваи. Ручную бойку свай удобнее вести, пользуясь лестницей. Для этого к свае на расстоянии 0,6 —1 *м* от ее верхнего конца прикрепляют пару брусков

НТБ ДНУЗТ



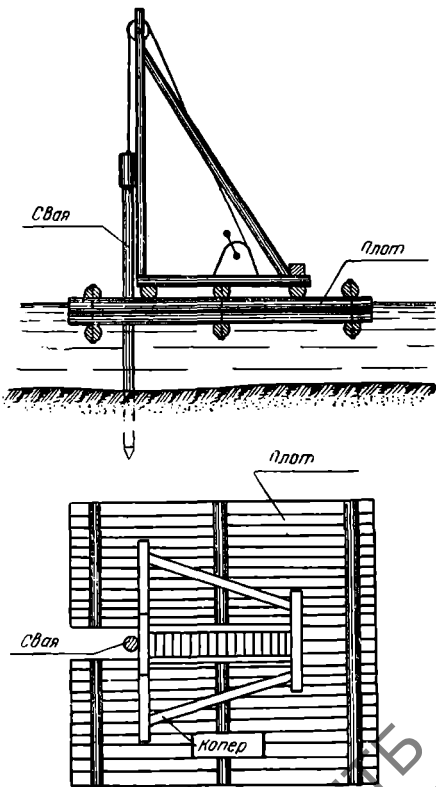
Фиг. 477. Простейшие подмости для бойки свай.



Фиг. 478. Ручная бойка сваи с плота.

или просверливают отверстие и пропускают в него железный лом. Эти бруски (или лом) служат опорой лестнице, установленной одним концом на землю, другим же — надетой на сваю. На верхнем конце лестницы нашивается из досок небольшая площадка так, чтобы вокруг головы сваи могли установиться четыре человека, производящие бойку (фиг. 476).

Бойку свай для небольшого мостика можно производить и с простых подмостей на козлах (фиг. 477), бочках, ящиках и проч. Если сваи нужно забить в воду, то при небольшой глубине воды для бойки можно устраивать подмости на козлах; при глубокой же воде бойку свай ведут с лодок или плотов (фиг. 478 и 479).



Фиг. 479. Бойка сваи копром с плота.

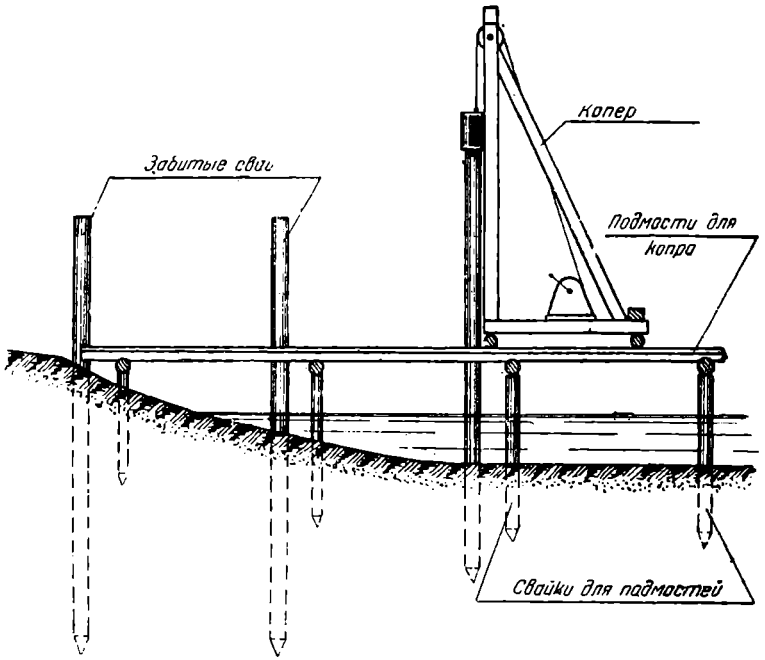
При каменистом грунте, не допускающем забивки свай, опоры моста устраивают на стульях или лежнях. Для укладки лежней роются ямы глубиной не менее глубины промерзания (1,5—2 *м*). Дно ямы планируется и, если нужно, уплотняется трамбовкой щебня в грунт.

Стойки опор устанавливаются на постелистые камни или деревянные осмоленные лежни, укладываемые на дне ямы. Нижние концы стоек также следует осмолить или во всяком случае обложить смесью мятой глины с соломой. После установки стоек и выверки

НТБ ДНУЗТ

правильности их положения, яма засыпается землей, причем нижнюю часть ее желательно заполнять мелким камнем или гравием. При засыпке грунт следует хорошо утрамбовывать.

По окончании забивки свай производится обрезка и обделка их концов. Концы свай должны быть обрезаны на одном уровне, с запасом на осадку свай в 2—3 *см*; сверху свай должны быть устроены шипы, на которые потом сядут гнезда, вырубленные в насадке. Глубина гнезд в насадке должна быть на 0,5—1 *см* больше высоты шипов, чтобы давление от насадки передавалось не через шип, а через площадь сопри-

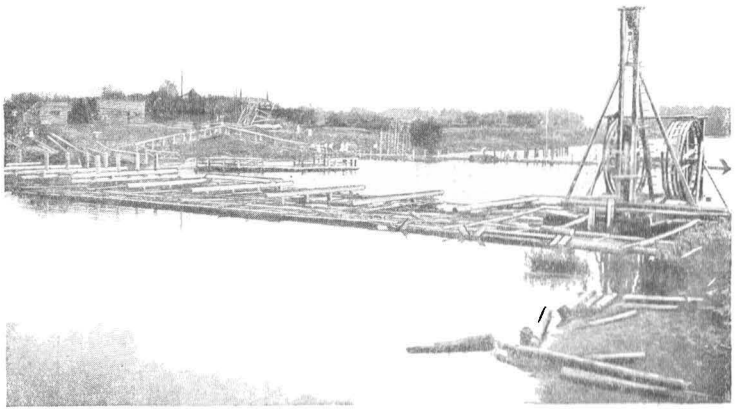


Фиг. 180. Подмости для бойки свайных опор.

касания насадки со сваей. Гнезда делают обычным плотничным долотом. Гнезда в насадках должны быть пригнаны к шипам соответствующих свай; для этого разметку каждой насадки следует делать отдельно, примеряясь к шипам того ряда свай, на которые насадка будет надета. Поверх насадок укладываются прогоны. В местах опирания прогонов в насадках и нижних бревнах прогонов делаются вырубки. Вырубки в прогонах следует делать еще на берегу, стараясь произвести разметку врубок возможно более точно. Одновременно с укладкой прогонов ставят анкерные связи и сжимы. После сборки прогонов производится укладка проезжей части и устройство заборных стенок по концам моста. Для предохранения заборных стенок от быстрого загнивания, перед засыпкой их насыпью, полезно обложить бревна (или распилы) стенки мятой глиной. После укладки проезжей части устанавливаются перила и окончательно доделывается сопряжение моста с насыпями.

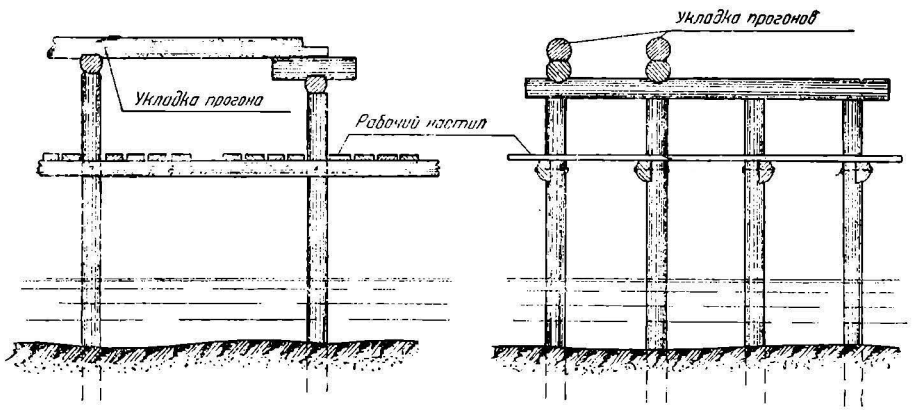
НТБ ДИИЗТ

При постройке более значительных мостов забивку свай для опор производят со специальных вспомогательных подмостей. Подмости устраиваются на забитых вручную с плотов или лодок сваях и имеют помост для установки копра. Схема устройства подмостей изображена на фиг. 480, общий вид подмостей для бойки свай приведен на фиг. 481.



Фиг. 481. Подмости для бойки свай для опор моста.

После забивки свай каждого поперечного ряда положение их выравнивают помощью распорок с клиньями или же оттягиванием свай за головы. На подготовленные головы свай насаживают насадки и за-

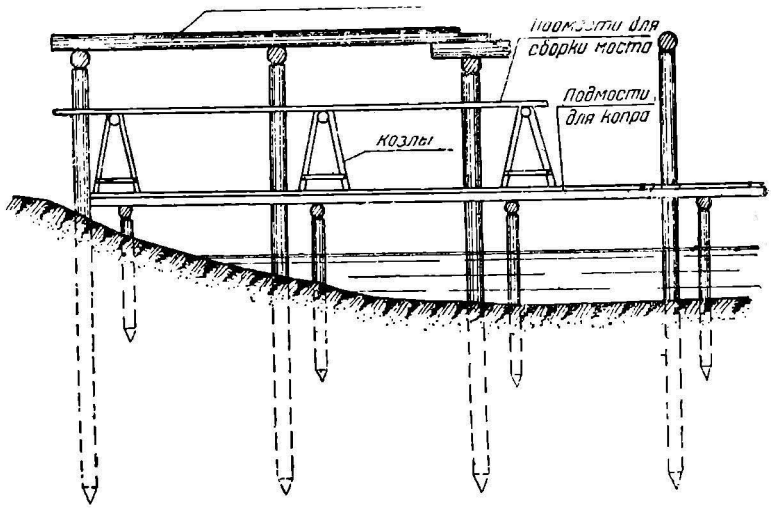


Фиг. 482. Рабочий настил для сборки балочного моста.

тем устанавливают укосины и горизонтальные и диагональные схватки, связывающие сваи. Схватки причерчиваются на месте, сообразно с толщиной и относительным положением отдельных свай. При установке схваток надо делать врубки их в сваи так, чтобы схватки не висели на одних только болтах, а опирались также и на сваю.

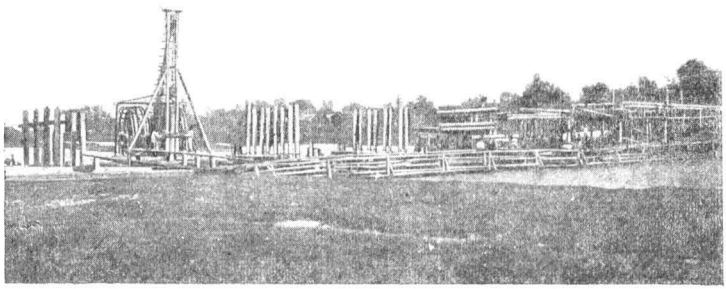
ГПБ ДПИЗТ

Для сборки пролетных строений (прогонов, подкосных ферм) устраивается рабочий настил, укрепляемый к забитым коренным сваям опор (фиг. 482) или же устраиваемый на козлах, установленных на подмостях, служивших ранее для копра (фиг. 483). Общий вид постройки



Фиг. 483. Рабочие подмости для сборки балочного моста.

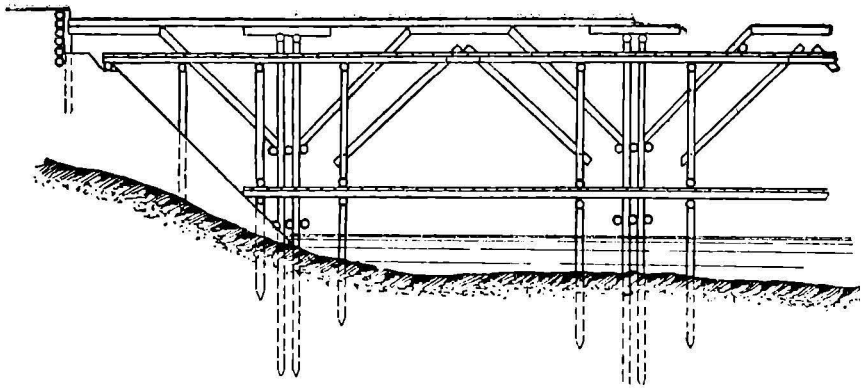
балочного моста приведен на фиг. 484; справа видна укладка прогонов. На фиг. 485 изображены рабочие подмости для сборки подкосного моста; на фиг. 486 и 487 показан общий вид постройки подкосных мостов.



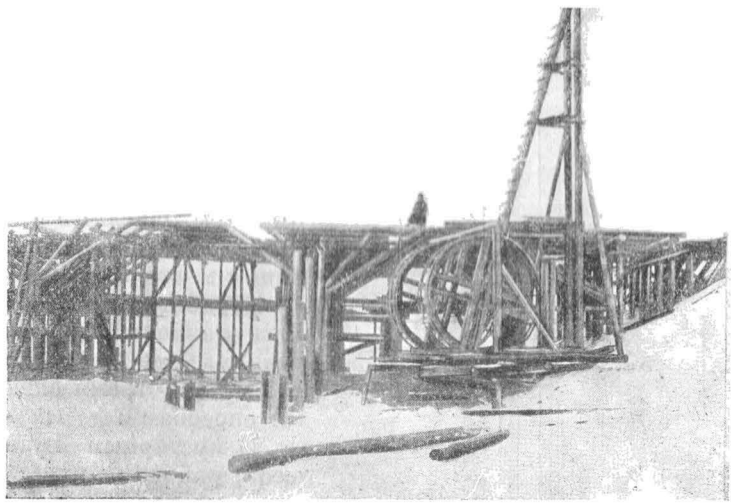
Фиг. 484. Общий вид постройки балочного моста.

Наиболее удобное время постройки деревянных мостов — зимнее. В этом случае бойка свай, сборка пролетных строений, доставка материалов и др. производится непосредственно со льда. На фиг. 488 представлена схема производства бойки свайных опор моста копром со льда; здесь показаны также вешки и колышки, вмороженные в лед и

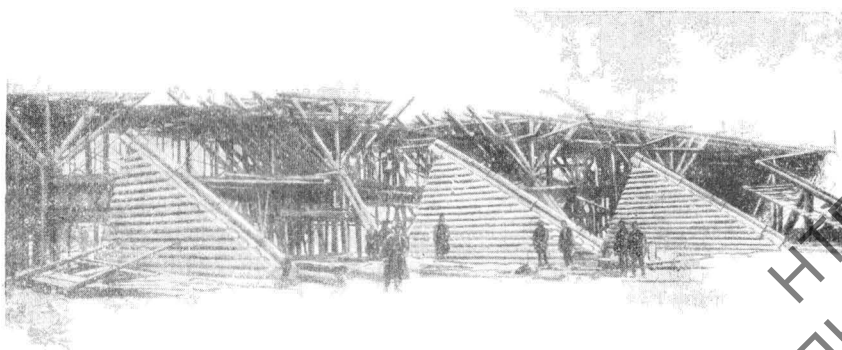
НТБ ДПИЗТ



Фиг. 485. Рабочие подмости для сборки подкосного моста.

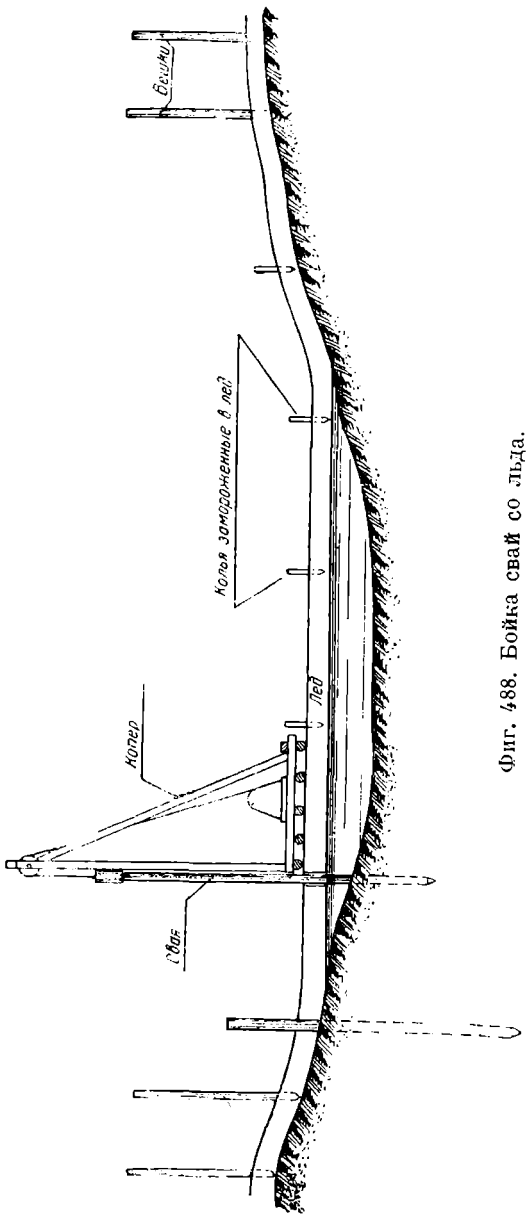


Фиг. 486. Общий вид постройки подкосного моста.



НТБ ДНУЗТ

служащие для разбивки моста. Второй этап сборки деревянного балочного моста со льда с устройством рабочего настила на козлах для установки насадок, подбалок, прогонов и проч. показан на фиг. 489.



Фиг. 488. Бойка свай со льда.

Благодаря значительному упрощению и облегчению всех этапов разбивки, устройства опор, сборки пролетных строений и др. постройка деревянных мостов в зимнее время со льда обходится значительно дешевле, чем в летнее время.

Обработка лесоматериала

Качество врубок и сопряжений, точность пригонки частей и аккуратность обработки элементов весьма существенно влияют на дальнейшую работу моста под нагрузкой. Чем лучше выполнены сопряжения конструкции, тем надежнее ее работа и тем меньше будут деформации моста под нагрузкой.

Обработка лесоматериала и изготовление элементов деревянных мостов может производиться тремя следующими способами:

1) кустарным путем на месте работ,

2) на стройдворе,

3) на специальном деревообделочном заводе.

При постройке мостов простейших систем наиболее часто пользуются обычными кустарными методами. В целях механизации работ, уменьшения трудоемкости отдельных процессов, улучшения качества работ и их удешевления, целесообразно хотя бы частичное применение танков и машин для обработки дерева. Для этого могут быть использованы передвижные механизированные базы, оборудованные основными машинами и станками, выполняющими наиболее трудоемкие опе-

РГБ ДИУЗТ

Использование передвижных механизированных баз является методом, средним между кустарным способом изготовления и производством на стройдворе.

Наиболее совершенным видом индустриального производства конструкций деревянных мостов является заводское их изготовление.

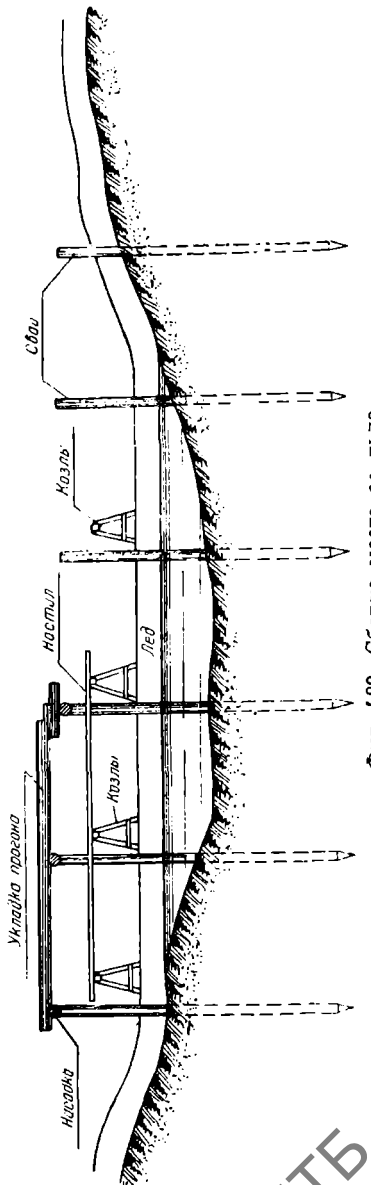
Отличительными особенностями завода являются: 1) полная механизация всех процессов изготовления, 2) поточность производства и рациональная расстановка основных цехов, 3) использование отходов производства, 4) полная диференциация и специализация труда, 5) оборудование внутризаводским транспортом, наличие энергохозяйства и др.

Более примитивные по своему оборудованию заводы называют стройдворами.

Характерной чертой стройдвора и завода является производство элементов мостов вне места расположения самих сооружений, обычно вблизи сырьевой базы или на транспортной артерии (река, железная дорога и др.).

В настоящее время заводское изготовление деревянных мостов еще не получило распространения. Тем не менее для сложных систем деревянных мостов, как например пролетные строения с решетчатыми фермами, заводское изготовление является наиболее целесообразным. Схематический план завода, изготовляющего деревянные пролетные строения и трубы, приведен на фиг. 490.

При кустарном способе обработки леса выполнение врубок и сопряжений производится обычными плотничными приемами, причем врубки выполняются на берегу и окончательно отделываются и пригоняются при укладке элементов на место.



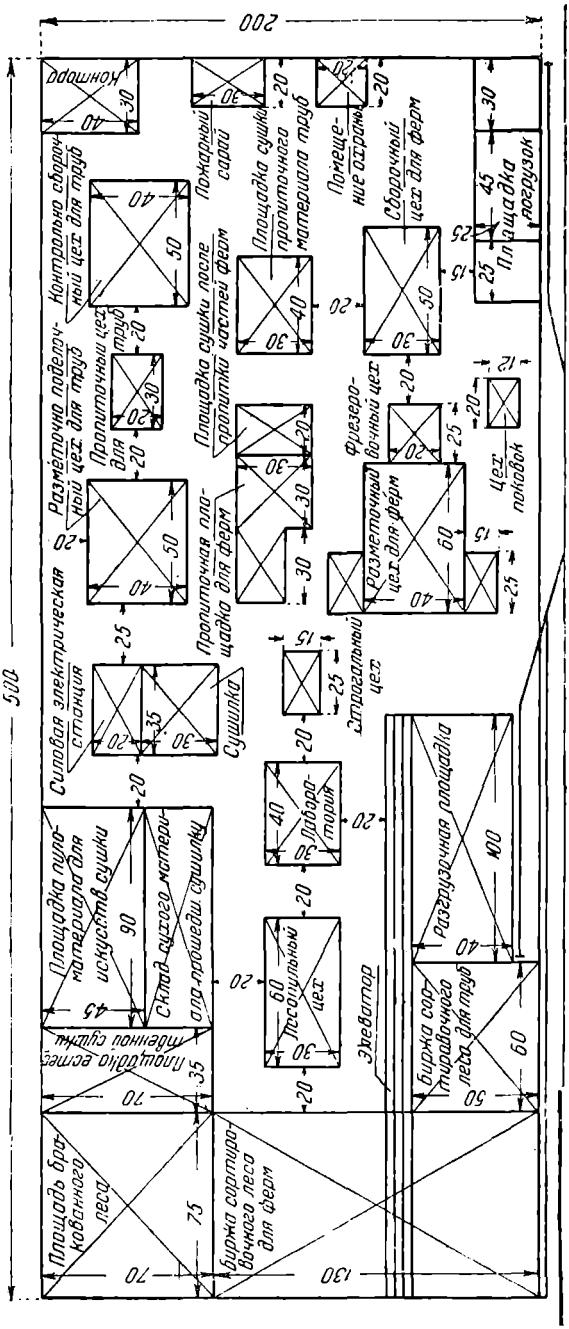
Фиг. 489. Сборка моста со льда.

При большом числе одинаковых сопряжений или врубок для ускорения и облегчения точного их выполнения удобно пользование шаблонами-кондукторами системы Дорфа.

На фиг. 491 приведено устройство таких шаблонов для обработки

НТБ ДНУЗТ

Шаблоны-кондуктора изготовляются из досок толщиной от 2,5 до 3 *см*; вырезы в шаблоне делаются точно по проекту.



Фиг. 490. Схематический план завода по изготовлению деревянных конструкций.

Шаблон надевается на подлежащий обработке элемент, устанавливается точно в необходимое по проекту положение и закрепляется гвоздями или др.

Проверив правильность установки шаблона-кондуктора, приступают уже непосредственно к обработке врубки. Сперва делают пропилы, перпендикулярные оси обрабатываемого бревна (*a*—*b*, *c*—*d*; *e*—*f*; *n*—*m* на фиг. 492), следя за тем, чтобы пила точно следовала шаблону.

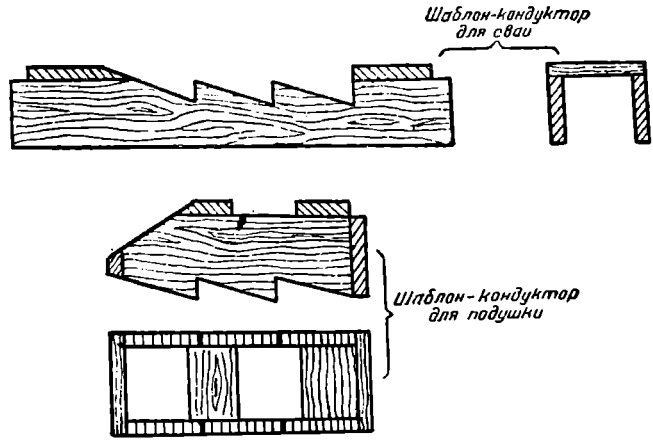
Затем делается наклонная подрубка частей бревна, выступающих из шаблона, до тех пор, пока обрабатываемые наклонные плоскости бревна не совпадут в точности с соответствующими направляющими шаблона. Правильность подрубки проверяют при помощи линейки *CD* (фиг. 492). Рубка должна производиться начисто, без оставления запасов на пригонку.

Пример устройства другого шаблона-кондуктора для обработки торца подкоса приведен на фиг. 493.

Шаблон этот состоит из трех досок. В досках устраиваются пропилы, расположенные так, чтобы направления *a*—*b* и *c*—*d* в точности соот-

НТБ ДИЭТ

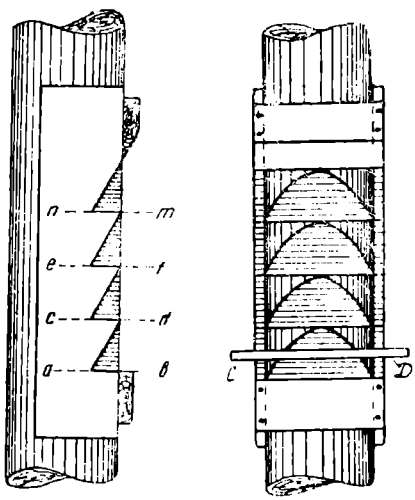
ветствовали плоскостям примыкания подкоса. Обработка торца подкоса производится двумя пропилами по направлениям $a—b$ и $c—d$ (фиг. 493). Применение шаблонов-кондукторов, обеспечивая более



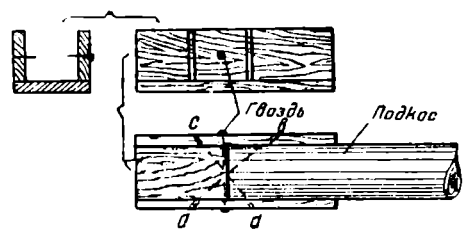
Фиг. 491. Шаблоны-кондуктора для обработки сваи и зубчатой подушки.

точную обработку сопряжения и сокращая время, необходимое на обработку, вместе с тем позволяет пользоваться и менее квалифицированной рабочей силой. Применение шаблонов-кондукторов увеличивает производительность работ по обработке сопряжений и врубок на 15—20%.

При сборке все врубки и соприкасающиеся поверхности элементов моста следует промазывать горячей древесной смолой или другим противогнилостным составом, а открытые торцы частей моста — побелить известью.



Фиг. 492. Обработка сваи помощью шаблона-кондуктора.



Фиг. 493. Шаблон-кондуктор для обработки торца подкоса.

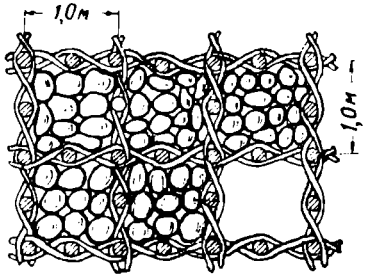
Все части моста, подлежащие засыпке землей, должны быть предохранены от гниения осмолкой (два раза) горячей древесной смолой.

Сваи следует покрывать смолой не ниже, чем до уровня высоких вод.

НТБ ДИЗТ

Сопряжение моста с берегами

Насыпь в пределах деревянных опор моста и на протяжении не менее 4 *м* с каждой стороны должна быть возведена особенно тщательно, с трамбовкой слоев. Откосы конусов укрепляются, в зависимости от скорости течения воды и силы ледохода, сплошной дерновкой, одиночной или двойной мостовой, плетневыми клетками с заполнением камнем, фашинами, тюфяками и др. Укрепление откосов выводится выше подпорного горизонта воды не менее чем на 0,5 *м*.

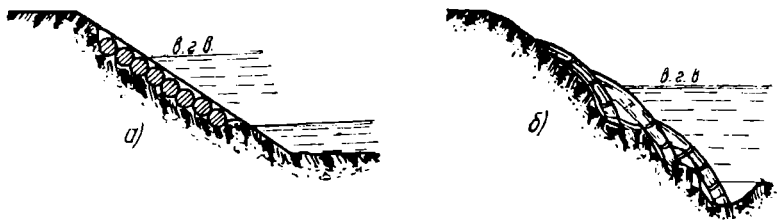


Фиг. 494. Укрепление конуса ивовыми плетнями с каменным заполнением.

Одежда конусов булыжной мостовой производится на слое песка толщиной около 15 *см*. Укрепление клетками из ивовых плетней с каменным заполнением приведено на фиг. 494. Укрепление фашинами изображено на фиг. 495. При укреплении дерновкой откосы конусов следует делать с полуторным уклоном; при более солидном укреплении откос может быть одиночным.

Для предотвращения возможности подмыва нижней, подводной части конусов, их следует укреплять каменной наброской или же фашинными тюфяками.

В случае укрепления русла лога в малом искусственном сооружении мостовой, последняя должна быть сделана на протяжении не менее длины подошвы конусов.



Фиг. 495. Укрепление конуса фашинами.

§ 80. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И СБОРКА СКВОЗНЫХ ФЕРМ

Изготовление сквозных пролетных строений может производиться либо непосредственно около места постройки моста, либо же на специальных заводах, оборудованных для массового изготовления деревянных пролетных строений. В настоящее время наиболее часто приходится встречаться с изготовлением пролетных строений на месте постройки.

Сборка пролетных строений из изготовленных частей производится или возле места постройки моста, или же непосредственно на рабочих подмостях.

НТБ ДГУЗТ

В первом случае для сборки ферм необходимо выбирать вблизи моста ровное сухое место, откуда удобно будет производить передвижку пролетного строения на место (на опоры).

Во втором случае необходимо устройство прочных и жестких рабочих подмостей, приспособленных для непосредственной сборки на них пролетных строений моста и подачи необходимых стройматериалов. Весьма удобно производство сборки в зимнее время. Однако, при сильных морозах и ветрах со снегопадом сборку производить не следует, так как при этих условиях трудно обеспечить тщательность и точность выполнения работ по сборке.

Не рекомендуется также производить сборку пролетных строений в сырую погоду.

Для изготовления элементов сквозных ферм пользуются специальными шаблонами. Шаблоны для изготовления поясов и элементов решетки делаются из сухих сосновых досок, толщиной около 2,5 *см*, вырезанных в точном соответствии с проектными размерами соответствующих элементов фермы. Шаблоны для подушек рекомендуется изготовлять из клееной фанеры или кровельного железа.

На шаблонах проставляется тот же номер, что и в спецификации к рабочим чертежам, причем отмечаются также длина части, размеры ее поперечного сечения и число левых и правых частей.

При изготовлении шаблонов должна быть учтена необходимость придания фермам строительного подъема; если величина его не указана в проекте, то подъем делается в 1/300 пролета.

Очертание поясов, в связи со строительным подъемом, обычно выполняется по кругу путем выгибания элементов поясов тяжами, клиньями или домкратами и реже путем вытесывания брусьев криволинейного очертания.

Для удобства разметки и пригонки элементов сквозных ферм устраивают особую крытую навесом платформу с гладким, прочным настилом из сухих, желательно еловых, досок толщиной 5—7 *см*. На этой платформе расчерчивают в натуральную величину половину фермы с учетом необходимого строительного подъема. Вытесанные по шаблонам элементы поясов укладываются нитка в нитку, согласно эпюре на платформу, с одновременной приторцовкой и остружкой. По собранным таким образом поясам делается разбивка накладок, шпонок, болтов, подушек и затем производится выборка соответствующих гнезд.

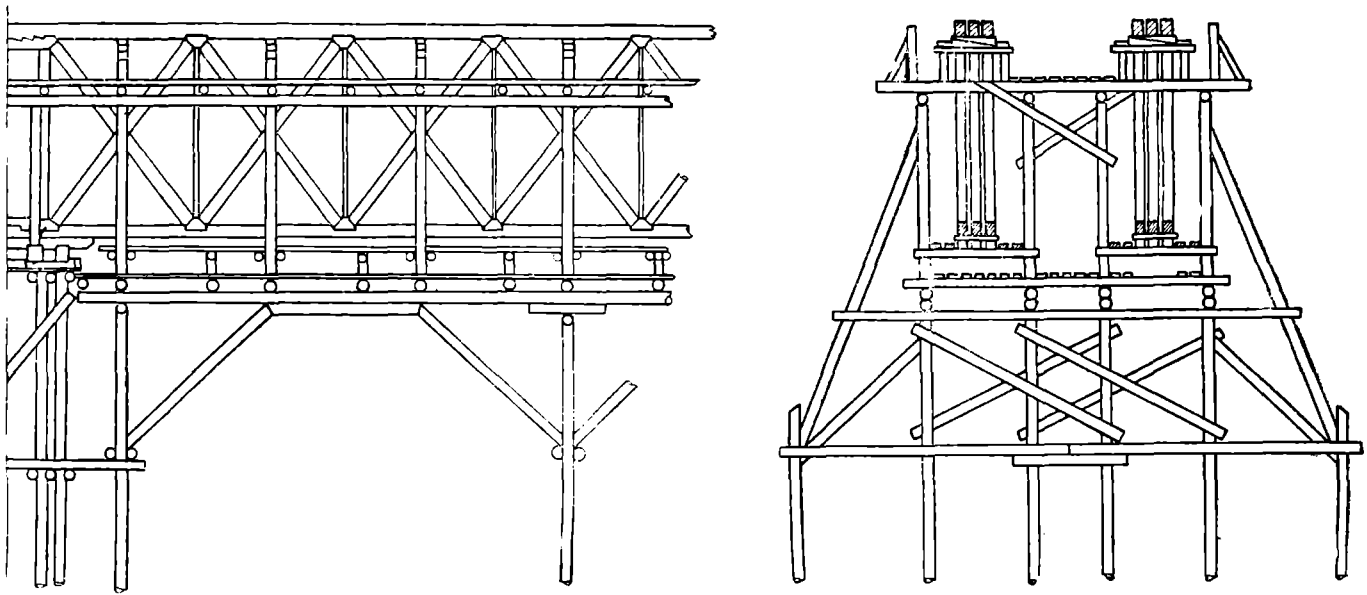
После окончания обработки поясов укладываются и пригоняются элементы решетки.

Сборка ферм на берегу или на подмостях производится в вертикальном положении. Каждый пояс следует укладывать на стелажах с подклинкой для придания поясам необходимого очертания в вертикальной плоскости. Схема конструкции подмостей для сборки на месте пролетного строения системы Гау приведена на фиг. 496. На фиг. 497 (см. вклейку) приведена конструкция подмостей для сборки моста системы Лангера.

К сборке решетки главных ферм приступают после окончания укладки и тщательной выверки положения поясов. Далее устанавливаются связи между фермами и проезжая часть.

При устройстве стыков, перекрытых металлическими шпоночными

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 496. Схема подмостей для сборки пролетного строения Гау.

НТБ
ДНУЗТ

ку шпонок. Дыры для скрепляющих болтов должны иметь такой диаметр, чтобы болты входили в них туго. При сверлении дыр необходимо следить за правильностью их положения и отсутствием перекосов. При заколачивании болтов рекомендуется смазывать их салом.

В случае применения в фермах круглых металлических тяжей концы их, перед нарезкой резьбы, следует осаживать в горячем состоянии до такого диаметра, чтобы после нарезки ослабленная площадь была не менее основного сечения тяжа. Тяжи должны быть снабжены гайками и контргайками. Нарезки тяжей и болтов перед навинчиванием гаек и после него должны смазываться салом, машинным маслом или др.

По окончании сборки ферм все трещины и щели в соединениях, врубках и сопряжениях должны быть зашпаклеваны светлой масляной краской или замазкой. Щели между отверстиями подушек и тяжами должны быть заполнены пластической замазкой или асфальтовым гудроном во избежание проникновения воды по тяжам в дыры и скопления ее благодаря наличию подкладок под гайками тяжей.

Все элементы пролетного строения следует, по крайней мере один раз, проолифить, с небольшой примесью охры. Более подробно мероприятия по предохранению деревянных мостов от загнивания изложены ниже, в § 82.

Сборка досчатых ферм

Досчатые фермы системы Тауна и Лембке наиболее удобно собирать в горизонтальном положении на специальных стелажах, устроенных таким образом, чтобы собираемые фермы были подняты над поверхностью земли на высоту, достаточную для удобного осмотра снизу, возможности затягивания болтов, постановки нагелей и пр.

При сборке фермы наружные их поверхности следует обращать кверху. Главное внимание во время сборки должно обращать на точность и тщательность пригонки отдельных элементов и сопряжений.

При сборке фермам придается строительный подъем, равный обычно 1/300 пролета.

Сборка фермы начинается с укладки внутренних брусьев стоек жесткости и внутренних ветвей обоих поясов.

Доски поясов при наложении их одна на другую должны пристругиваться и зачищаться так, чтобы обеспечить плотное прилегание их друг к другу. Для обеспечения неподвижности уложенных досок их схватывают сжимами.

На тщательно проверенную и чисто остроганную под плоскость поверхность внутренних ветвей поясов укладываются доски решетки. Разбивку и укладку раскосов каждого направления следует вести от опор фермы к середине ее, точно следя за соответствием расположения осей раскосов проектному и с учетом строительного подъема.

В случае применения прокладок в поясах между раскосами укладка их производится одновременно с раскосами. После сборки решетки укладываются доски наружных ветвей поясов.

Собранные фермы схватываются сжимами для обеспечения плотного прилегания всех частей.

Затем производится разбивка дыр для нагелей и болтов; разбивка должна производиться тщательно и точно.

НТБ ДНУЗТ

Сверление дыр производится сразу через всю толщину пояса, во избежание несовпадения дыр; при сверлении надо следить за правильным положением и направлением дыр. После просверловки нескольких первых дыр в них ставят болты для скрепления досок. В просверленные отверстия забиваются нагели и ставятся болты.

Диаметр отверстий для нагелей делают на 1—2 *мм* меньше нагеля, для обеспечения большей плотности соединения. Лучше всего проверять правильность величины диаметра дыр путем пробной забивки нагелей.

Болты должны входить в свои дыры туго.

Забивку нагелей рекомендуется производить, располагая их коничностью попеременно в одну и другую сторону пояса, причем забивать нагели лучше всего попарно, одновременно с двух противоположных сторон пояса. Этим достигается более плотное соединение досок.

Нагели должны быть совершенно круглыми, для чего обточка их производится механическим способом.

Перед употреблением в дело нагели должны быть хорошо просушены и проварены в олифе или пропитаны креозотом.

По окончании сборки фермы поднимаются в вертикальное положение и соединяются между собой связями.

При подъеме ферм в вертикальное положение необходимо принимать меры против возможности возникновения перекосов или каких-либо повреждений ферм.

Сборка досчатых ферм может производиться механизированным способом на заводе или же на площадке вблизи места постройки моста. Доставка на место в зависимости от наличных подъемных приспособлений и оборудования может производиться отдельными фермами или же цельными собранными пролетными строениями.

Иногда сборка досчатых ферм производится непосредственно на подмостях.

§ 81. ОСВИДЕТЕЛЬСТВОВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Сооруженные деревянные мосты перед открытием для эксплоатации должны подвергаться освидетельствованию и испытанию.

При приемке мостов, имеющих пролеты, перекрытые сквозными фермами, освидетельствование и испытание должно заключаться в следующем.

1. Сверка с проектом общей конструкции моста, его деталей и размеров отдельных частей.

2. Поверка путем промеров и нивелировки правильности расположения проезда и установки пролетных строений.

3. Определение нивелировкой строительного подъема ферм и отметок опорных площадок.

4. Проверка качества выполнения работ, тщательности и правильности изготовления, сборки и пригонки элементов пролетных строений.

5. Наблюдения за изменениями и деформациями, происходящими при испытании во всех узлах и сопряжениях ферм.

6. Измерение прогибов ферм под временной нагрузкой.

В случае наличия инструментов для измерения деформаций и напряжений (прогибомеров, мессуров, тензометров и др.), производятся

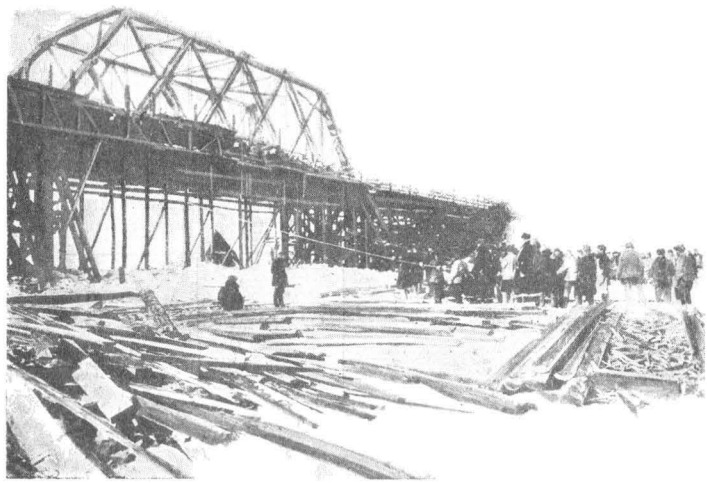
НТБ ДНУЗТ

точные измерения; в противном же случае пользуются простыми наблюдениями на-глаз и измерениями деформаций по сделанным на элементах заметкам. Определение прогиба при отсутствии специальных прогибомеров может производиться помощью нивелира.

Мост испытывается как статической, так и динамической нагрузкой, причем испытательная нагрузка должна быть по возможности близкой к расчетной. Статическая нагрузка выдерживается на каждом пролете не менее 15 минут.

Измеренные деформации и напряжения пролетных строений сопоставляются с расчетными.

Все замеченные в устройстве пролетных строений неправильности, отступления от проекта и технических условий, а также основные ре-



Фиг. 498. Разборка подмостей моста Гау.

зультаты испытаний и произведенных наблюдений заносятся в журнал испытаний и мостовую книгу.

При испытании мостов простейших систем (балочных и подкосных) измерение прогибов и напряжений необязательно.

После испытания и приемки моста могут быть окончательно разобраны рабочие подмости. Фиг. 498 изображает момент валки свай при разборке подмостей моста с пролетными строениями системы Гау.

§ 82. ЗАЩИТА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ И ТРУБ ОТ ЗАГНИВАНИЯ

Загнивание деревянных мостов и труб заключается в поражении дерева различными микроорганизмами (грибками), питающимися древесиной. Необходимыми условиями для развития этих бактерий является: наличие воздуха, определенная температура (от +5° до +40° Ц), определенная влажность дерева (от 20% и более, за исключением полного насыщения) и возможность использования древесины в качестве

НТБ ДНУЗТ

питательной среды. Первые два фактора (воздух и температура) не поддаются на практике регулированию. Поэтому возможная борьба с загниванием заключается в предохранении дерева от увлажнения путем физических мер борьбы и в уничтожении питательных свойств древесины химическими мерами.

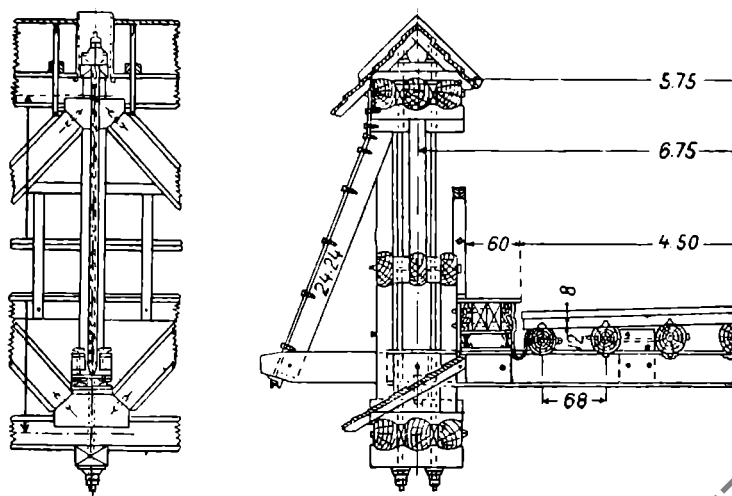
Физические меры борьбы с загниванием

Защита деревянных сооружений от повышения влажности осуществляется предохранением от увлажнения атмосферными осадками и созданием надежной вентиляции конструкций для быстрого просыхания. Эти меры могут применяться как к отдельным частям сооружения (частичная защита), так и ко всему сооружению в целом (полная защита).

Простейшим способом частичной защиты мостов является устройство продольного и поперечного уклонов проезжей части, благодаря чему вода быстро удаляется с полотна проезжей части. Величина уклонов зависит от типа одежды и может быть принята согласно табл. X.

Таблица X

Тип одежды	Продольный укл. в проц.	Поперечный укл. в проц.
Досчатый настил . .	1,0—2,0	1,5—2,0
Щебенка .	2,0—2,5	2,5—3,0
Асфальт .	0,5—1,0	1,0



Фиг. 499. Отвод воды с помощью лотка из кровельного железа.

В длинных мостах для отвода воды вдоль моста (обычно у тротуаров) располагают лотки, сделанные из дерева (см. фиг. 83) или из

НТБ ДНУЗТ

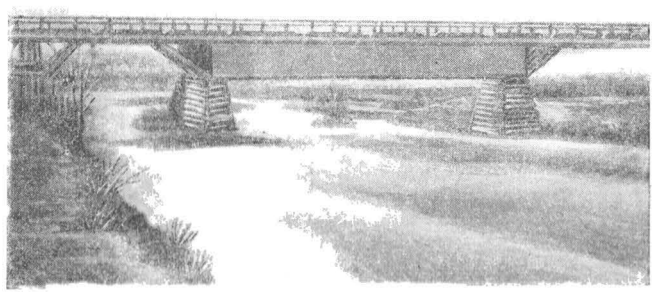
кровельного железа (фиг. 499), имеющие продольный уклон. В пониженных точках дна устанавливаются водоотводные металлические трубы (фиг. 83), отводящие воду под мост. Число трубок должно быть достаточным для быстрого удаления воды и может быть ориентировочно определено из расчета 1,5—2,0 $см^2$ отверстия их на каждый квадратный метр поверхности моста.

Загнивание проезжей части мостов в большой степени зависит от верхнего покрытия. Его лучше всего делать водонепроницаемым из асфальта, бетона и т. п. Досчатый настил и щебеночная одежда в этом отношении являются наихудшими. При применении их необходимо обеспечивать хорошую вентиляцию нижележащей конструкции.



Фиг. 500. Защитные крышки.

Предохранение прогонов, поясов ферм, стыков и т. д. от атмосферных осадков осуществляется при помощи устройства различных деревянных крышек, козырьков и навесов (фиг. 500 и 499), которые защищают отдельные части моста от дождевых вод. Для той же цели можно применять обшивку конструкции кровельным железом (прокрашенным), толем, рубероидом и проч. (фиг. 500).



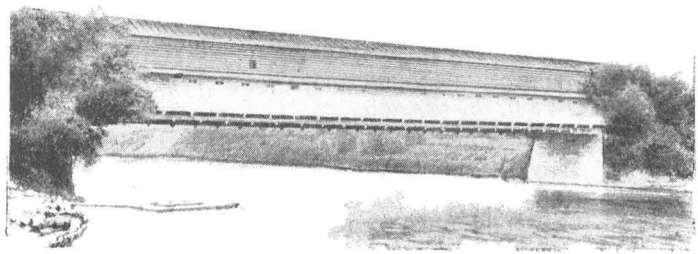
Фиг. 501. Полная обшивка моста для предохранения от атмосферных влияний.

Полная защита мостов от увлажнения достигается обшивкой их со всех сторон. На фиг. 501 и 502 приведены фотографии деревянных мостов, срок службы которых был значительно увеличен благодаря применению такой обшивки.

Боковая обшивка делается обычно из теса. Для вентиляции моста следует оставлять в обшивке окна или же не доводить ее до верху (фиг. 503). Верхняя обшивка мостов с ездою по низу делается всегда

НТБ ДНУЗТ

в виде двухскатной крыши. Крыша поддерживается простейшей стропильной конструкцией, опирающейся на пояса главных ферм (фиг. 504).

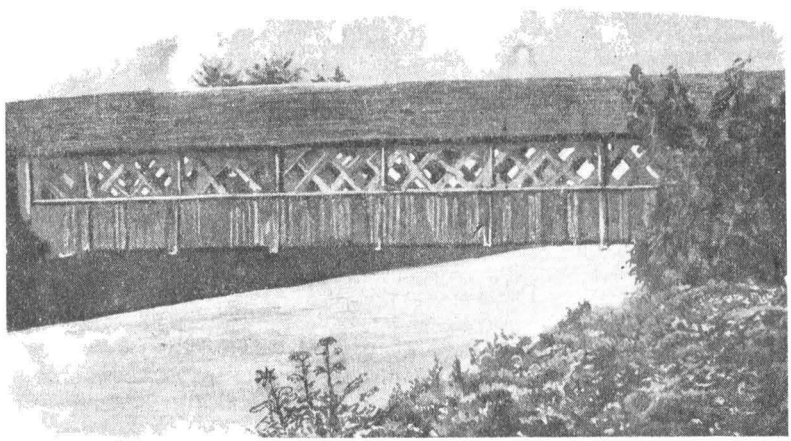


Фиг. 502. Полная обшивка моста против атмосферных влияний.

По стропилам укладывается обрешетка и по ней кровля из железа, толя, досок и пр. Наклон стропильных ног следует брать возможно круче (1 3), чтобы избежать скопления снега на крыше.

Основным недостатком сплошной обшивки является увеличение собственного веса моста и площади, подверженной действию ветра.

Что касается предохранения от влаги деревянных труб, то здесь обычно применяют обмазку их наружных поверхностей жирной глиной, смешанной с песком или рубленой соломой.



Фиг. 503. Обшивка ферм на часть высоты.

Помимо описанных конструктивных способов борьбы с увлажнением можно для той же цели применять окраску дерева веществами, не пропускающими сырости. В качестве таких красок для искусственных сооружений применяется газовая или древесная смола, покрытие

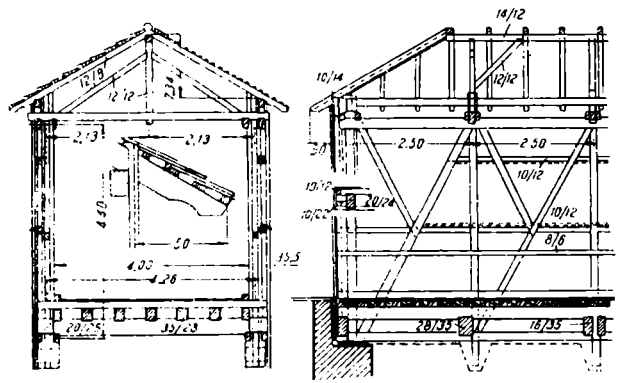
НТБ ДИЗТ

олифой с примесью охры и покраска масляной краской. Так как сырая древесина загнивает еще быстрее под непроницаемым слоем краски, то окрашивать можно только сухое дерево.

Химические меры борьбы с загниванием

Химические меры борьбы с загниванием дерева заключаются в применении различных веществ, называемых антисептиками, которые вводятся в древесину и делают ее непригодной для питания бактерий. Предупреждая таким образом загнивание, антисептики не могут, однако, уничтожить уже имеющееся заболевание. Поэтому применение их возможно лишь при вполне здоровом дереве.

По своим свойствам антисептики разделяются на маслянистые, плохо растворяющиеся в воде, и на водные, растворяющиеся свободно. Так как последние подвержены более легкому вымыванию, то в мостах обычно употребляются маслянистые вещества. Из них наиболее распространенным является креозотовое масло и смесь его с мазутом. Действие креозота на гнилостные бактерии наиболее радикально. Кроме того, он предохраняет древесину от повышения влажности, а также от интенсивного высыхания. Из других маслянистых антисептиков следует отметить антраценовое масло (карболинеум). Применяется оно значительно реже креозота, так как обладает меньшими антисептическими свойствами.

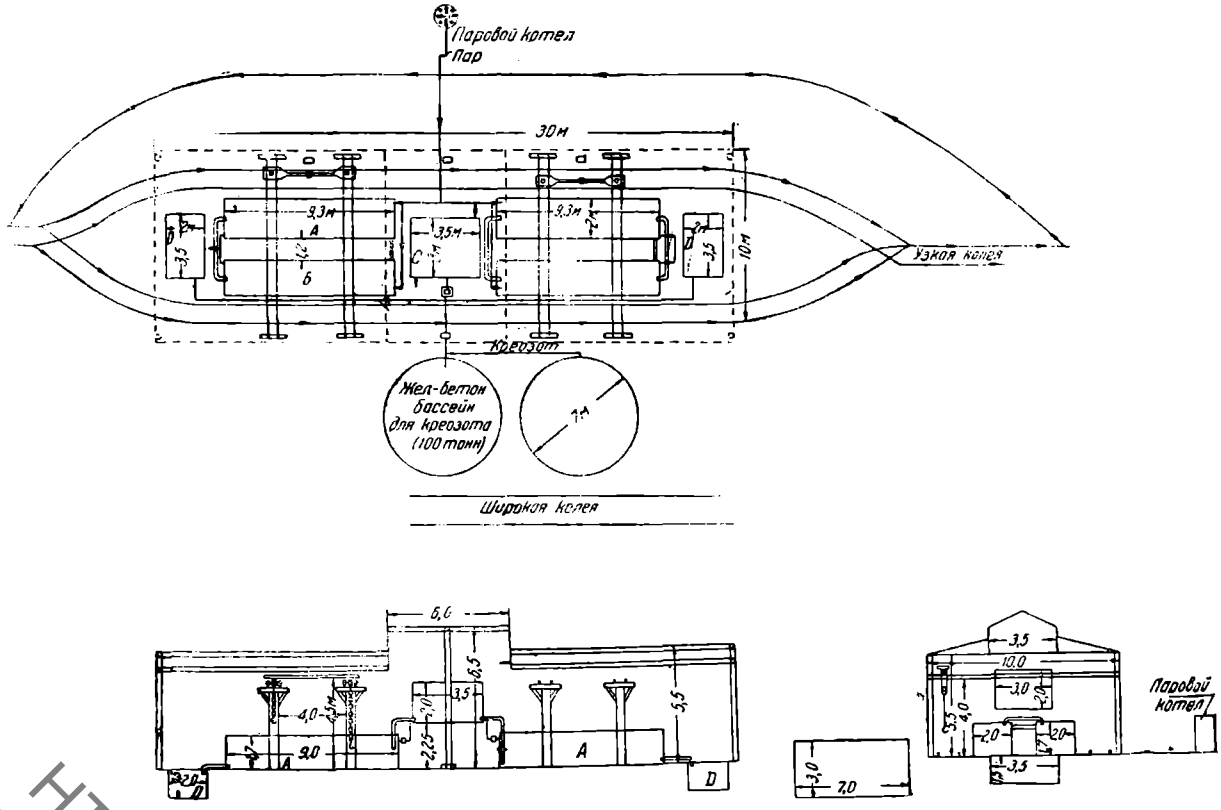


Фиг. 504. Устройство крыши и обшивка моста ездой по низу.

Обработка древесины противогнилостными веществами (консервирование) может быть наружной и внутренней. В первом случае дерево покрывается антисептиками при помощи окраски, обмазки или опрыскивания. Для более глубокого проникания в дерево следует применять нагретые до 70—90° Ц антисептики и действовать ими несколько раз, давая просохнуть ранее нанесенным слоям.

Более совершенным способом консервирования является внутренняя обработка дерева — выдерживание его в растворах антисептиков. Растворы рекомендуется брать горячими. Еще лучше применять способ горячих и холодных ванн. Этот способ заключается в том, что сначала в течение 2—5 часов дерево выдерживается в горячем антисептике (90—95° Ц), после чего консервируемое дерево переносится в ванну с холодным антисептиком (или оставляется в первом до его охлаждения) и выдерживается в нем от 1 до 3 часов. Благодаря этому воздух,

НТБ ДИЗТ



Фиг. 505. План устройства для консервирования дерева креозотом.

НТБ ДНУЗТ

частично выйдет наружу. При остывании же вместо него будет засасываться раствор антисептика. На фиг. 505 приведен схематический план устройства для консервирования дерева креозотом по описанному способу.

Здесь видны четыре деревянные ванны A; A; $Б$; $Б$, — для пропитки леса, резервуары для креозота, паровая установка для нагревания креозота, трубопроводы для подачи креозота и пара и бассейны D для выпуска креозота из ванн. Для удобства нагрузки дерева в ванны устроены легкие краны. К пропиточной установке подведены узкоколейные железнодорожные пути для подачи и отвозки лесоматериала.

Лучшим способом консервирования является пропитка дерева под давлением. Этот способ требует сложного специального оборудования и в мостовой практике не находит себе пока применения.

Мелкие деревянные части (нагели, шпонки и проч.) перед употреблением в дело желательно проваривать в горячей олифе. Благодаря этому дерево предохраняется от загнивания и растрескивания.

Кроме пропитки древесины ЦНИИПС недавно предложено применение особых «суперобмазок».

Эти обмазки обладают способностью растворяться и проникать в глубь дерева в тех местах, где появляется влажность.

Так как проникновение антисептиков внутрь дерева бывает всегда не велико (несколько сантиметров), то дерево после консервирования не должно подвергаться механической обработке. Из тех же соображений консервировать следует воздушно-сухой лес, не подвергающийся растрескиванию.

§ 83. ПРЕДОХРАНЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ ОТ ПОЖАРОВ

Пожары деревянных мостов происходят или вследствие случайных причин или же от самовозгорания дерева. Последнее возможно только при сильном нагревании моста солнечными лучами (юг и юго-восток СССР). Для борьбы с пожарами существуют, подобно предыдущему, физические и химические способы. Первые заключаются прежде всего в тушении уже возникшего огня. Для этого на мостах следует иметь огнетушители, песок (для тушения горящего бензина), бочки с водой или насосы для подачи воды из реки. Из конструктивных противопожарных мер следует отметить огнеупорную проезжую часть из асфальта, мостовой и проч. Химические противопожарные мероприятия состоят в обработке древесины различными составами, которые при нагревании создают вокруг дерева или газовую оболочку, не позволяющую кислороду воздуха соединяться с водородом и углеродом дерева, или же огнеупорную пленку. Из первых веществ наиболее употребительными являются бура и сернокислый аммоний. Бура обладает кроме того и антисептическими свойствами. Обработка дерева этими веществами производится так же, как и консервирование его. В качестве веществ, образующих изоляционную пленку, служат силикатные краски (краски на жидком стекле), которыми покрывается поверхность дерева.

Необходимо, однако, отметить, что химические огнезащитные средства весьма недолговечны, в особенности на открытом воздухе (легкая вымываемость дождем). Поэтому их приходится часто возобновлять, что удорожает эксплоатацию мостов.

НТБ ДИИЗТ

ГЛАВА XVI

ЭКСПЛОАТАЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 84. СОДЕРЖАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Надзор за искусственными сооружениями

Для обеспечения безопасности движения и сохранения искусственных сооружений возможно более долгое время в исправном состоянии, за всеми дорожными искусственными сооружениями (мостами и трубами) устанавливается регулярный надзор. Цель этого надзора — обеспечение правильной эксплоатации сооружений, выявление всех повреждений и дефектов и своевременное их устранение. Хороший надзор и своевременное исправление дефектов значительно увеличивают срок службы сооружений; при плохом же надзоре искусственные сооружения часто весьма быстро приходят в негодность.

Регулярному надзору подвергаются все сооружения, причем особое внимание должно уделяться наиболее ответственным сооружениям (большим мостам).

Надзор за сооружениями осуществляется: а) постоянный, б) периодический.

Постоянный надзор требует регулярного осмотра всех искусственных сооружений на участке через каждые несколько дней, при этом осмотр крупных мостов желательно производить ежедневно. Кроме того обязателен осмотр всех без исключения сооружений тотчас после сильных дождей или ливней.

Периодический или так называемый текущий надзор производится, как правило, два раза в год: обычно зимой со льда и весной после спада высокой воды.

Постоянный надзор производится мостовым сторожем или специально выделенным ремонтным рабочим; текущий осмотр — мостовым мастером, дорожным мастером или десятником в присутствии лица, осуществляющего постоянный надзор.

Постоянный надзор

Постоянный надзор за искусственными сооружениями, кроме регулярного осмотра, заключается также в содержании моста в исправном состоянии, исправлении мелких дефектов и повреждений конструкции и выявлении всех более серьезных дефектов, исправление которых не может быть проведено собственными силами лицом, осуществляющим постоянный надзор.

Для поддержания в исправности верхнего строения моста должна производиться уборка с настила грязи, пыли и сора, должны прочи-

НТБ ДНУЗТ

щаться отверстия и желоба для стока воды, счищаться снег и скалываться лед на настиле моста. Далее необходимо периодически подтягивать ослабленные болты и тяжи в элементах проезжей части и пролетных строениях, подбивать клинья, нагели и скобы, подтягивать хомуты.

Для содержания в исправности подъездов к мосту необходимо устранять просадки в местах сопряжений насыпей с мостом, следить за исправным состоянием дороги, откосов и конусов, производить окашивание травы и кустарника у искусственных сооружений.

Далее должен производиться мелкий ремонт сооружений, как например: заделка пробоин настила, исправление повреждений перил, колесоотбойных брусьев, охранных тумб и проч.

Для предотвращения пожарной опасности необходимо следить за исправным состоянием противопожарных приспособлений на мосту.

И наконец необходимо окалывать лед у мостовых опор и ледорезов, прокапывать снеговые канавы у сооружений для отвода воды при весеннем таянии снега; закрывать осенью (см. § 86) и снова открывать весной отверстия малых искусственных сооружений.

Периодический (текущий) надзор

Текущему осмотру должны подвергаться все элементы моста, как-то: настил, проезжая часть, пролетные строения, опоры, ледорезы, регуляционные сооружения, конуса, примыкающие к сооружению насыпи, русло реки у моста и др. Как уже выше указывалось, текущий осмотр моста производится, как правило, два раза в год. Однако, следует рекомендовать еще осмотр регуляционных сооружений незадолго до прохода высокой воды.

Ответственные мосты больших пролетов следует подвергать периодическому осмотру чаще.

При текущем осмотре главное внимание должно уделяться выявлению состояния моста и отдельных его элементов, а также имеющихся дефектов и повреждений. Дефекты эти должны устраняться, по возможности, немедленно по их обнаружении.

§ 85. ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ МОСТОВ И ИХ ОБНАРУЖЕНИЕ

Наиболее частыми повреждениями и дефектами, встречающимися в мостах, являются:

1) повреждения проезжей части от действия проходящих нагрузок,
2) повреждения от загнивания,
3) повреждения от ледохода и высокой воды,
4) дефекты от усушки леса и расстройства сопряжений.

Повреждения проезжей части. От действия проезжающих по мосту автомобилей и от ударов копыт лошадей доски настила подвергаются износу и повреждениям. Износу и повреждениям настила всегда способствуют грязь и сырость, вызываемые плохим содержанием и надзором за мостом.

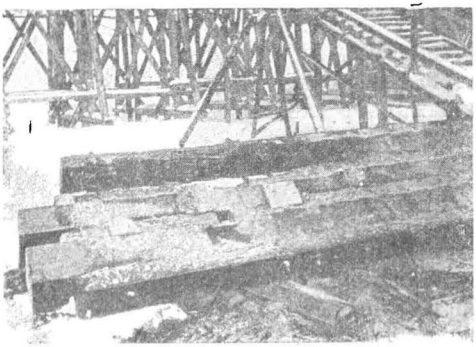
Сильно изношенные доски, проломы настила, поврежденные коле-

РЕПОЗИТОРИЙ БНТУ

менты тротуаров и перил должны, в целях безопасности движения, немедленно подвергаться ремонту или смене.

Загнивание. Находясь в неблагоприятных условиях (сырость, плохая вентиляция, переменная влажность и проч.), дерево легко подвергается загниванию. Загнивание значительно ослабляет и может привести даже в полную негодность цельные элементы моста. Поэтому своевременное выявление пораженных частей моста имеет весьма серьезное значение.

Наиболее легко загнивают части моста, находящиеся близко от уровня воды или у поверхности земли, а также части, в которые легко попадает вода и которые плохо вентилируются. Такими элементами являются деревянные устои, сваи около уровня воды или земли, пояса досчатых ферм, врубки, нижний настил и др.



Фиг. 506. Пораженный гнилью стык пояса фермы Гау, перекрытый деревянными зубчатыми накладками.

Врубки являются слабым местом моста, весьма благоприятным для загнивания благодаря имеющимся в них зазорам и плохой вентиляции. Чем врубка сложнее, тем возможнее в ней загнивание (фиг. 506); поэтому в мостах всегда правильнее применять более простые врубки и сопряжения.

Осмотру врубок необходимо поэтому уделять серьезное внимание.

Сваи опор и ледорезов в местах около уровня воды или у поверхности земли загнивают очень быстро и часто перегнивают совершенно. В мостах, по которым обращается тяжелая временная нагрузка, повреждения свай особенно опасны.

При внешнем осмотре не всегда легко обнаружить подгнившие части, особенно если загнивание началось внутри элемента. Для обнаружения внутренних повреждений дерево обстукивают молотком или обухом топора. Если звук звонкий — дерево хорошее; если глухой — имеется загнивание.

Выявление процесса загнивания в подозрительных местах может быть сделано взятием пробы путем сверления буравом. Дыры от бурава в здоровых элементах должны тщательно заделываться деревянными пробками.

Пораженные элементы в зависимости от степени поражения и роли элементов в работе моста или целиком удаляются и заменяются новыми, или удаляется только поврежденная часть.

Повреждения от ледохода и высокой воды. От действия ледохода и высокой воды подвергаются повреждениям главным образом опоры и ледорезы мостов, а также регуляционные сооружения, конусы и откосы насыпей.

Лед, ударяясь и разламываясь о ледорезы, может повредить их об-

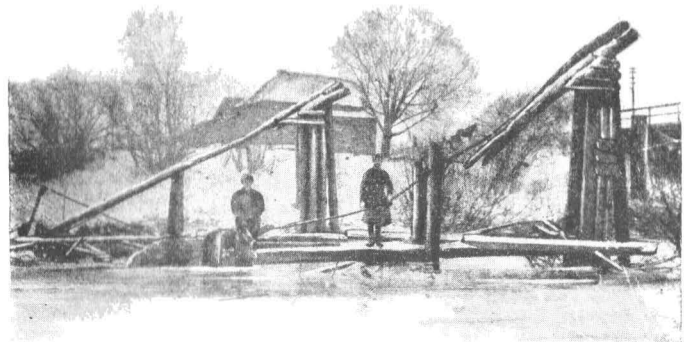
НТБ ДНУЗТ

шивку, свай, схватки и подкосы. От сотрясений и ударов во время ледохода конструкция ледореза может расшататься.

При сильном ледоходе или неправильном устройстве ледорезов льдины могут ударяться и об опоры моста и вызвать повреждения свай и схваток.

Особенно сильные повреждения как ледорезов, так и опор моста возникают при проходе льда ниже или выше отметок крайних точек режущего ребра ледореза. При проходе льда выше уровня верха ледореза подвергаются большой опасности опоры и фермы моста. В случае же прохода льда ниже наклонного ребра ледореза может быть сильно поврежден и даже разрушен ледорез, что также представляет угрозу для опор моста.

Проход льда выше или ниже ледорезов указывает на неправильность их устройства и требует перестройки ледорезов в соответствии с отмет-



Фиг. Разрушение ледорезов сильным ледоходом.

ками наивысшего и наинизшего горизонтов ледохода, согласно указаниям, данным в главе о ледорезах. На фиг. 507 показано разрушение ледорезов сильным ледоходом, на фиг. 508 — повреждение подкосов моста высоким ледоходом. Повреждения от высокой воды обычно заключаются в размывах дна реки, конусов или откосов насыпей. В случаях очень высокого подъема воды, достигающего пролетных строений, водой и плывущими по ней предметами могут быть повреждены элементы пролетных строений (меры предохранения см. § 86).

Усушка и расстройство сопряжений. Благодаря усушке дерева плотность сопряжений нарушается, в дереве появляются трещины, тонкие элементы коробятся и т. д.

Усушка может вызывать расстройство сопряжений и врубок конструкции, вредно отражающееся на работе моста под временной нагрузкой. Расстройству врубок и сопряжений способствует также плохая пригонка частей при постройке моста.

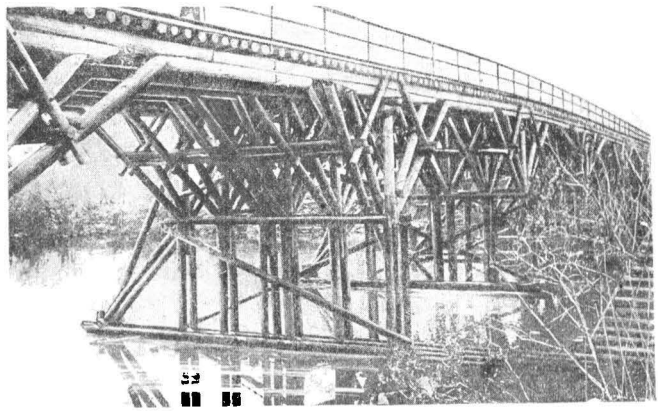
Поэтому при сооружении деревянных мостов следует избегать применения сырого леса и следить за тщательностью выполнения врубок, сопряжений и сборки моста.

НТБ ДНУЗТ

Выявление дефектов и повреждений мостов

При осмотре пролетных строений и опор деревянных мостов в целях лучшего выявления всех дефектов и повреждений необходимо обращать внимание на следующие моменты.

Состояние врубок. При осмотре врубок необходимо в первую очередь выяснить, нет ли во врубках загнивания. Если древесина здоровая, то нужно также проверить, достаточно ли плотно соединение и нет ли во врубке сколов, значительных обмятий или других повреждений. Сколы наиболее часто наблюдаются в растянутых элементах, а также в зубьях подушек и др. В случае обнаружения расстройства врубок из-за усушки, плохой пригонки элементов или других причин — необходимо укрепить сопряжение постановкой скоб, накладок и т. д.,



Фиг. 508. Повреждение подкосов моста высоким ледоходом.

а также для предупреждения проникновения влаги замазать или закрасить все щели.

Состояние элементов пролетных строений. При осмотре балочных и подкосных мостов необходимо главное внимание уделить осмотру основных элементов: прогонов, подкосов, подбалок и насадок. При осмотре прогонов и подбалок необходимо проверить, нет ли в них загнивания, не имеется ли провисания прогонов, нет ли в них трещин. При осмотре насадок важно тщательно проверить места сопряжения их со сваями и убедиться в отсутствии загнивания. При осмотре подкосов необходимо обратить внимание на состояние врубок и подушек, проверить связь подкосов с подвесками и выяснить, нет ли провеса длинных подкосов.

При осмотре ферм Гау наибольшее внимание должно быть обращено на состояние врубок, выявление загнивания и проверку натяжения тяжей. Для суждения о состоянии ферм следует при осмотре производить съемку продольного профиля поясов ферм, расположенных в уровне проезжей части. Так как расстройство сопряжений и ослабление тяжей вызывает провесы ферм, то сопоставление снятых профилей с результатами съемок при предшествовавшем осмотре дает возможность судить о степени расстройства ферм.

НТБ ДНУЗТ

Выправление провесов производится путем подтягивания тяжей помощью вращения гаек или стяжных муфт. В процессе подтягивания тяжей и по окончании его следует производить постоянное наблюдение за продольным профилем ферм по нивелиру.

Кроме подтягивания тяжей необходимо проверить и все прочие соединения, клинья, шпонки и др. и в случае надобности подтянуть их.

При осмотре ферм Гау необходимо также тщательно осмотреть подушки и сопряжения с ними обратных раскосов. В подушках часто обнаруживается раскалывание, а также неплотное прилегание к ним торцов обратных раскосов.

Ответственным местом являются также стыки нижнего пояса ферм Гау, где часто наблюдается появление трещин.

Обнаруженные трещины должны быть зашпаклеваны и закрашены, и в случае необходимости поврежденные элементы усилены постановкой деревянных или металлических накладок.

При осмотре мостов Таупа, Лембке и других досчатых систем главное внимание следует обращать на выявление загнивания. Особенно легко подвергаются загниванию пояса досчатых ферм в местах сопряжения их с досками решетки.

При осмотре досчатых ферм необходимо также проверить плотность всех соединений, натянутость болтов, нагелей и проч.

Тщательной проверке следует подвергнуть стыки нижних поясов, выяснив, нет ли расхождения зазора в стыке или трещин в досках вблизи стыка.

При осмотре ферм с кольцевыми и гвоздевыми соединениями необходимо особо внимательно проверить состояние древесины в узлах и сопряжениях. В случае обнаружения загнивания, трещин или раскалывания дерева вблизи соединений необходимо немедленно произвести усиление или же замену поврежденных элементов.

При осмотре деревянных мостов нужно также следить за достаточностью и исправным состоянием имеющихся на мосту противопожарных приспособлений.

Состояние опор и ледорезов. При осмотре опор необходимо прежде всего выяснить, нет ли в них загнивания или повреждений от действия льда. Замеченные дефекты должны быть устранены путем замены поврежденных элементов. В свайных и ряжевых опорах загнивание обычно развивается около уровня меженней воды, в опорах на лежнях — в месте опирания стоек на лежни и в самих лежнях. При осмотре опор необходимо также выяснить, нет ли выпучивания длинных свай и стоек, достаточна ли подводная связь между сваями (в глубоких местах). В рамных опорах (особенно многоярусных) необходимо проверить вертикальность положения всех ярусов и убедиться в удовлетворительном состоянии всех врубок и сопряжений.

При осмотре ряжевых опор следует проверить, нет ли наклона опор и подмывов дна около них.

Осматривая ледорезы, необходимо выявить все повреждения элементов, а также выяснить, удовлетворяют ли размеры ледореза и его расположение условиям, необходимым для защиты моста от действия льда.

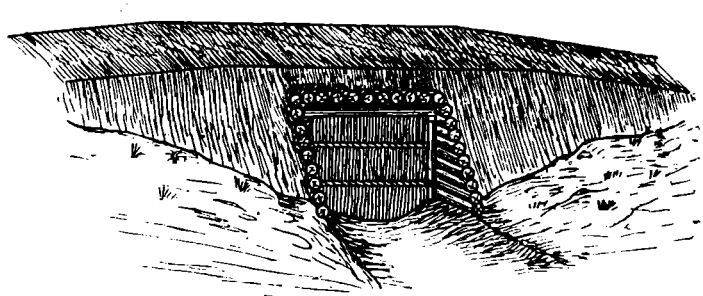
НТБ ДИУЗТ

§ 86. ПРОПУСК ЛЕДОХОДА И ВЫСОКОЙ ВОДЫ ЧЕРЕЗ ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Подготовительные работы

Отверстия малых мостов и труб (до 2 *м*) в начале зимы, в районах, где не бывает зимних паводков, следует закрывать хворостяными или соломенными щитами (фиг. 509). Эти щиты предохраняют отверстия сооружения от заноса снегом и убираются весной перед началом снеготаяния. В районах, где зимой наблюдаются продолжительные оттепели, отверстия малых искусственных сооружений не закрываются, а приходится производить их расчистку после каждой метели и в начале оттепелей.

При первых признаках наступления весны, когда по характеру погоды нельзя уже ожидать сколько-либо сильных метелей, должна быть начата расчистка снега у искусственных сооружений для свободного пропуска весенних вод и предотвращения порчи водой искусственного сооружения и примыкающих к нему насыпей и конусов.



Фиг. 509. Закрытые отверстия малого искусственного сооружения.

В малых искусственных сооружениях (трубы, мостики небольших отверстий) в снегу должна прорываться канава шириной не менее отверстия искусственного соружения и длиной по 20—30 *м* в каждую сторону (выше и ниже) от сооружения. Одновременно должны быть полностью очищены от снега конусы в мостах или откосы над оголовками искусственного сооружения — в трубах.

У больших мостов, расположенных над суходолами, оврагами и небольшими водотоками, прокапывают широкую канаву по главному руслу, очищают снег на конусах и прокапывают вокруг конусов канавы. Снег при расчистке должен отбрасываться в сторону от искусственного сооружения. Кроме того, вокруг конусов и промежуточных опор производится околка льда.

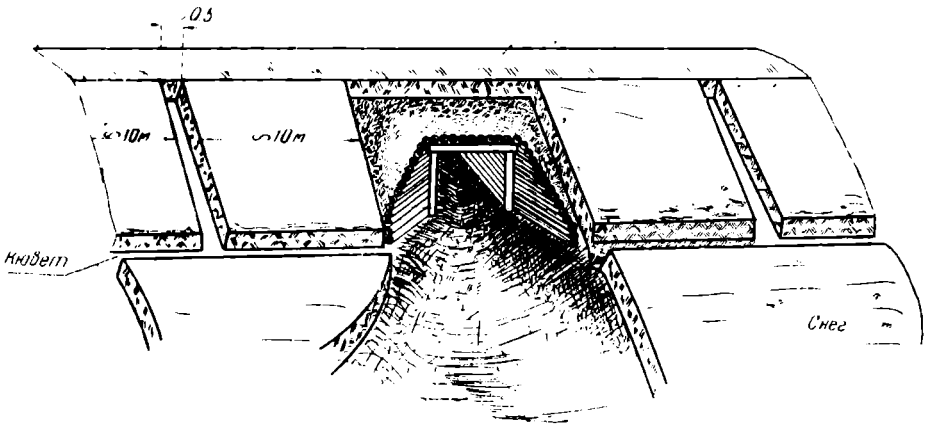
В больших мостах через реки необходимо очищать снег на конусах и вокруг конусов, а также у устоев, быков и ледорезов для околки около них льда.

Вслед за расчисткой от снега отверстий искусственных сооружений необходимо произвести очистку от снега кюветов и нагорных канав, подходящих к сооружению. При этом расчистку следует вести, начиная от выходных концов.

НТБ ДПУЗТ

Для того чтобы облегчить расчистку снега в местах, подверженных сильным снежным заносам, направление кюветов и нагорных канав отмечается с осени расстановкой деревянных вешек, крепко забитых в землю.

Во избежание повреждения от таяния снега откосов высоких насыпей или дамб, рекомендуется делать в снегу, покрывающем откосы, через каждые 10 *м* канавы шириной около 0,5 *м*, направленные перпендикулярно к кюветам (фиг. 510). Особенно важны эти меры для откосов, обращенных на север, освобождающихся от снега медленно и пропитывающихся благодаря этому водой. Расчистка снега производится обычным ручным инструментом; в отдельных случаях, при наличии соответствующего оборудования, могут быть применены и механические снегоочистители.



Фиг. 510. Расчистка снега у искусственного сооружения.

Еще своевременно, летом или зимой, должны быть исправлены все дефекты и повреждения опор моста и ледорезов, возникшие во время ледохода и половодья предыдущего года. Срезанные и стертые льдом сваи должны быть наращены, снесенные ледорезы восстановлены, все повреждения исправлены. При этом желательно выяснить причины, повлекшие за собой эти повреждения, и по возможности предотвратить возможность повторения аналогичных повреждений.

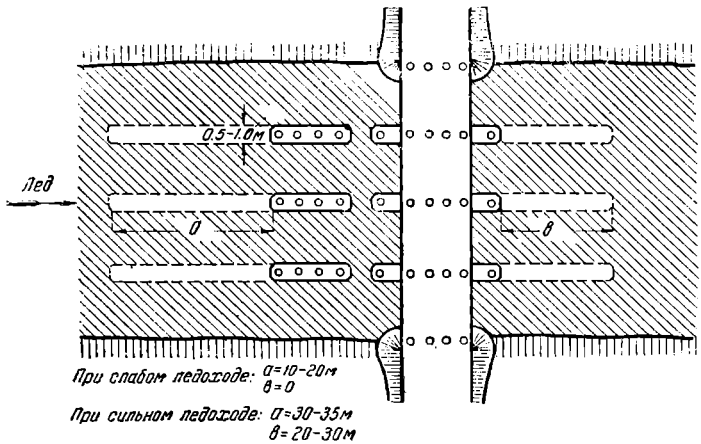
У деревянных мостов, на реках, где возможно поднятие горизонта воды зимой (например у мостов, расположенных около плотин, в реках, текущих на север и пр.), момента образования первого осеннего льда окалывают лед вокруг всех опор в виде сквозных прорубей (фиг. 511) шириной 0,5—1 *м*. Проруби должны поддерживаться во вскрытом состоянии в течение всей зимы во избежание выдергивания свай или поднятия ряжевых опор льдом при подъеме уровня воды в реке.

Заблаговременно до начала ледохода к искусственным сооружениям должны быть доставлены инструмент и материалы, необходимые для пропуска льда, а также обеспечено достаточное количество рабочей силы.

НТБ ДНУЗТ

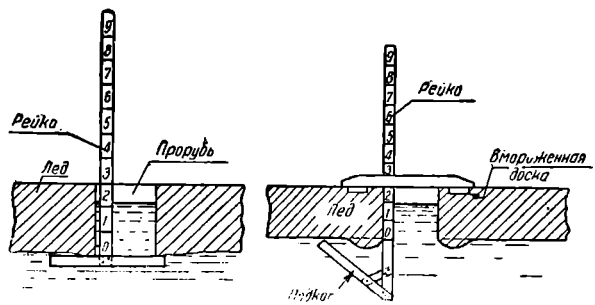
При наступлении оттепелей и приближении периода ледохода перед опорами и ледорезами моста делаются во льду прорезы, шириной не менее 0,5—1,0 *м* и длиной 10—20 *м*, предохраняющие мост от повреждений при подвижке льда.

В случае возможности сильного ледохода и при большой толщине льда длину этих прорезей следует увеличивать до 30—35 *м*, а также де-



Фиг. 511. Околка льда около мостов.

лать прорезы длиной 20—30 *м* и ниже моста. Для суждения о возможной интенсивности ледохода необходимо произвести промеры толщины льда. Толщину льда следует измерять в двух местах: у берега и в месте наибольшей глубины реки. Для измерения толщины льда в нем делаются продолговатые проруби, направленные длинной стороной вдоль по течению. Промер производится помощью рейки с перекладиной или



Фиг. 512. Способы промера толщины льда.

подкосом (фиг. 512). Рейка с подкосом дает более правильные промеры при производстве измерения в сильный мороз, когда у краев проруби образуются ледяные наросты. Для промера рейка опускается в прорубь и поворачивается на 90°, после чего производится отсчет.

На реках, где наблюдаются особенно сильные ледоходы, рекомендуется, кроме упомянутых прорезов, делать также и поперечные бо-

НТБ ДНУЗТ

розды; в исключительных случаях прибегают даже к полной очистке реки от льда около моста. В последнем случае расчистку начинают с низовой стороны и подводят льдины шестами и пешнями (фиг. 513) под ледяной слой ниже по течению.

Пропуск ледохода

При проходе ледохода скорость течения благодаря подъему воды сильно увеличивается, направление течения часто отклоняется от нормального, около моста образуются водовороты и др. Благодаря этому пропуск льда под мостом требует большого внимания, особенно при толстом льде и при сплошном ледоходе.

Во время ледохода на мостах через реки должны быть наготове рабочие с лодками, баграми, веревками, спасательными кругами и др.

При спокойном ледоходе надо следить лишь за правильным проходом льда под мостом, направляя шестами и баграми отдельные льдины и не давая им задерживаться у опор.

В случае подхода к мосту больших льдин — их следует разбивать на части пешнями (фиг. 513), насаженными на длинные шесты, багра-



Фиг. 513. Пешня.

ми или ломами, привязанными к веревкам. На больших реках крупные льдины приходится часто разбивать взрывами или же метанием на них снарядов с моста или лодок.

Если, несмотря на принятые меры, перед мостом образуется затор, то должны быть приняты экстренные меры для его ликвидации, так как благодаря подпору воды, образующемуся при этом, создается серьезная угроза для моста от напора льдин и от возможности неожиданного прорыва затора.

Уничтожение небольших заторов может производиться вручную. Льдины скалываются одна за другой ломами и баграми, начиная с низовой стороны затора, и направляются баграми в пролеты моста.

При сплошном заторе работу можно вести непосредственно со льда; в случае невозможности сойти на лед расчистка затора ведется с лодок. Ликвидация больших заторов требует обычно применения взрывных работ. Работа ведется в этом случае специальными подрывными бригадами. Для уничтожения затора делается, путем взрывов, ниже затора полынья значительного размера (около 100 *м* в длину и 50 *м* в ширину). От полыньи вверх по течению до затора и метров на 40—50 выше него пробивается путем взрывов один или несколько каналов, шириной 20—30 *м*. Расчистка затора ведется с низовой стороны; каналы служат для того, чтобы отделяющиеся при взрывах льдины могли уноситься течением по каналу к полынье.

Работы по расчистке заторов должны производиться возможно быстро. Заряды и все необходимые материалы и приспособления должны быть заготовлены заблаговременно.

НТБ ДИУЗТ

Пропуск высокой воды

После прохода льда уровень воды в реках обычно продолжает подниматься и достигает максимума через несколько дней после окончания ледохода. Проход высокой воды также сопряжен с рядом опасностей для искусственного сооружения, а потому после прохода льда охрана моста должна продолжаться до тех пор, пока не минует опасность размыва.

Во время прохода высокой воды следует производить ряд наблюдений за условиями работы сооружения и режимом реки под мостом. Наблюдения эти имеют целью, с одной стороны, выяснение степени опасности высокой воды для сооружения, с другой же стороны—выявление характеристик режима реки, важных для будущего.



Фиг. 514. Футшток для промера глубин.

Наблюдения следует производить: над размываемостью дна реки, конусов, откосов примыкающих к сооружению насыпей и дамб; над колебаниями горизонта воды; над скоростью и направлением течения при различных горизонтах воды и пр.

Во время прохода высокой воды промеры глубин следует делать ежедневно, а при образовании затора или в других случаях увеличения скоростей течения — еще чаще. Промеры глубины делаются помощью шеста с поддоном — футштока (фиг. 514) или бечевки с грузом — лота. Каждый раз полученные результаты должны сопоставляться с данными предыдущих промеров для выяснения величины и характера размыва.

В случае обнаружения размывов русла реки, откосов или конусов у сооружения, должны немедленно приниматься меры к прекращению этих размывов путем засыпки камнем, рогожными мешками наполненными землей, обкладки хворостом, фашинами, досчатыми щитами. При сильном размыве может понадобиться опускание фашинных тюфяков, груженых камнем.

Наблюдение за колебаниями горизонта воды производится по специальным водомерным рейкам, укрепленным к одной или нескольким опорам моста, или же путем отметок, производимых непосредственно на самих опорах. Рейки следует прикреплять с низовой стороны опор во избежание сбивки их льдом. Нуль рейки должен быть связан нивелировкой с репером. Уровень наивысшего подъема воды за время половодья должен быть отмечен зарубкой или краской с указанием года. Принято делать эти отметки на верховой стороне правого устоя в мостах или на верховом оголовке — для труб.

Если уровень воды поднимается настолько, что может угрожать переливом через насыпь или дамбы, то по бровке дамб необходимо отсыпать земляные валы. Если вода начинает заливать пролетное строение моста, то следует нагрузить настил камнем и зачалить пролетное строение к сваям или деревьям на берегу.

§ 87. РЕМОНТ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

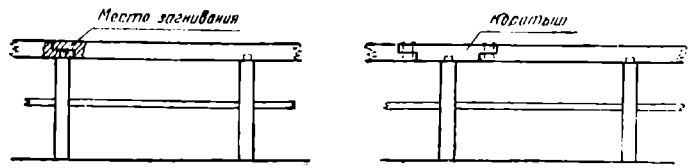
Повреждения и дефекты искусственных сооружений должны подвергаться ремонту. В зависимости от характера и объема необходимых

НТБ ДНУЗТ

исправлений различают текущий и капитальный ремонты сооружений. Текущий ремонт заключается в небольших исправлениях, укреплении или смене отдельных элементов искусственного сооружения, не требующих большого количества рабочей силы и материалов. Капитальным ремонтом называют крупный ремонт сооружения, заключающийся в полной замене некоторых частей сооружения и требующий значительных работ и материалов.

Характер ремонтных работ и способ их выполнения зависят от особенностей исправляемых дефектов и повреждений и от места их возникновения.

Ремонт проезжей части. Верхний настил деревянной проезжей части, непосредственно подвергающийся действию колес, изнашивается наиболее быстро и требует частого ремонта. Ремонт настила заключается в смене отдельных изношенных или поврежденных



Фиг. 515. Ремонт перил.

досок, или же в полной смене всего настила. Смену верхнего настила при интенсивном движении по мосту приходится делать 1—2 раза в год. В частой смене нуждаются также колесоотбойные брусья. Нижний настил и поперечины требуют ремонта значительно реже. При капитальном ремонте (смене) элементов проезжей части, работы следует вести по очереди сперва на одной, затем на другой стороне проезжей части, соответственно переводя езду на другую сторону, чтобы не прерывать движения по мосту.

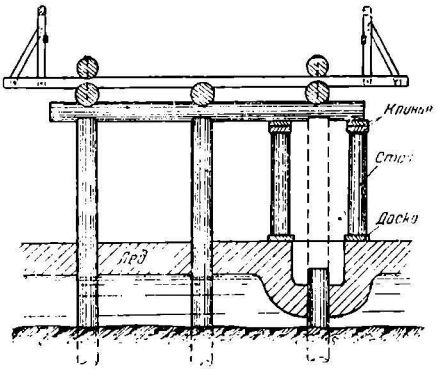
Ремонт перил. Наиболее частыми повреждениями перил являются повреждения поручней от поломки или загнивания. Наиболее легко образуется загнивание в местах опирания поручня на шипы перильных стоек и в стойках. Особенно благоприятные условия для загнивания возникают при устройстве стыков поручня над перильными стойками (фиг. 515). При ремонте перил не обязательно целиком удалять пораженные элементы. Достаточно удалить пораженное место и вставить на его место коротыш, связанный с остальной частью поручня простыми врубками и болтами или нагелями. При поломке или загнивании перильных стоек, подкосов или реек заполнения следует заменять их новыми элементами.

Ремонт прогонов. Дефекты и повреждения прогонов в балочных, подкосных и решетчатых мостах представляют большую опасность, так как прогоны являются ответственным несущим элементом конструкции в мостах.

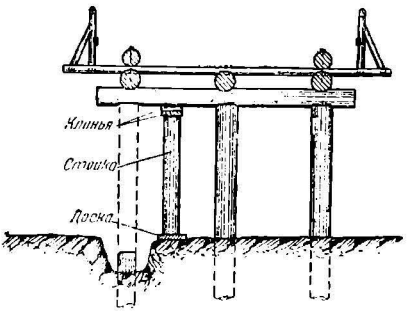
При незначительных повреждениях и дефектах ослабленное место прогона можно усилить деревянными или металлическими накладками, притянутыми к прогону достаточным числом болтов; работа эта может быть проведена без разборки настила и проезжей части, т. е.

НТБ ДГУЗТ

без перерыва движения, снизу моста. В случае необходимости смены цельного прогона или всех прогонов, обычно приходится прибегать к снятию всех элементов проезжей части (настилов, поперечин и пр.). Укладка новых прогонов и затем проезжей части ведется в этом слу-



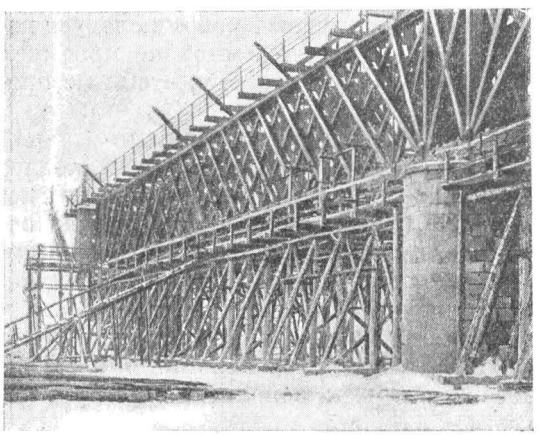
Фиг. 516. Ремонт свай зимой со льда.



Фиг. 517. Ремонт свай летом на сухом месте.

чае так же, как при постройке нового моста. В случае недопустимости перерыва движения по мосту смена прогонов может производиться одним из следующих способов.

При достаточной ширине моста может быть разобрана проезжая часть лишь на половине ширины моста с тем, чтобы по другой стороне могло продолжаться движение. При этом может потребоваться перепилка поперечин посредине моста и укладка их в дальнейшем из двух частей.



Фиг. 518. Рабочие подмости для ремонта моста со сквозными пролетными строениями.

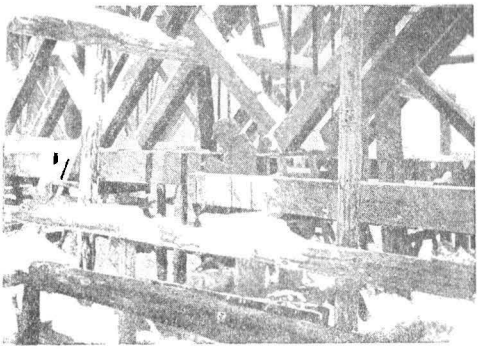
После смены прогонов в одной половине моста, по ним укладывается проезжая часть; затем движение переносят на отремонтированную сторону и приступают к ремонту другой стороны.

Если ширина моста недостаточна для применения вышеописанного способа ремонта, смена прогонов может быть произведена путем заводки новых бревен снизу моста. В этом случае, для облегчения заводки нового прогона, следует путем подклинивания старого прогона немного приподнять проезжую часть. После того как новый прогон заведен и уложен рядом со старым, последний может быть вынут целиком или предварительно распиленный по частям.

РЕПОЗИТОРИЙ ДГУЗТ

Ремонт насадок, подбалок и свай. Для смены насадок или подбалок необходимо приподнять вышележащую часть конструкции, чтобы иметь возможность снять насадку с шипов. Для этого под прогоны, по обе стороны от ремонтируемой насадки, подводят временные опоры из бревен, поставленных стоймя на специально забитые короткие свайки или зимой на лед.

Сверху на стойках укладываются клинья, подбивкой которых приподнимаются прогоны, после чего насадка может быть вынута и заменена новой.



Фиг. 519. Ремонт стыка нижнего пояса фермы Гау.

Ремонт свай заключается обычно в замене загнившей или поврежденной льдом части новым бревном. Загнивание свай обычно возникает около самого уровня воды, а потому при производстве ремонта летом сваю обрезают несколько ниже уровня межени и наращивают новым бревном. Чтобы избежать спиливания свай под водой, удобнее вести работу зимой со льда. В этом случае путем постепенной сколки льда вокруг дефектной сваи вымораживается углубление во льду, позволяющее произвести спиливание и наращивание сваи на необходимом уровне. Для поддержания моста во время смены сваи устанавливаются временные опоры (стойки) с уложенными на них клиньями (фиг. 516). Смена подгнившей части сваи на сухом месте изображена на фиг. 517.

При капитальном ремонте или смене элементов главных ферм сквозных пролетных строений приходится «вывешивать» пролетные строения, подводя под них рабочие подмости (фиг. 518) или временные опоры. На фиг. 519 изображен процесс ремонта стыков нижнего пояса ферм Гау, вывешенных на временных подмостях.

Ремонт элементов ледорезов производится приемами, аналогичными изложенным выше.

Во всех случаях ремонта деревянных мостов работы удобнее и дешевле вести зимой со льда.

НТБ ДНУЗТ

ГЛАВА XVII

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ НА СЛУЖБЕ ОБОРОНЫ

§ 88. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МОСТАМ В УСЛОВИЯХ ВОЕННОГО ВРЕМЕНИ

Бесперебойная работа транспорта будет особенно необходима в условиях будущей войны, когда тылом армии будет вся страна.

Для обеспечения этой бесперебойности надо быть готовыми в любой момент и в минимальный срок восстановить прерванное сообщение, в случае разрушения противником транспорта и, в частности, мостов.

Кроме того, при военных действиях необходимо иметь возможность быстро сооружать мосты как в пределах фронтовой полосы, так и в тылу.

Поэтому мосты, строящиеся в условиях военного времени, можно подразделить на:

1) в о е н н о-п о л е в ы е м о с т ы, предназначаемые для определенных операций в пределах фронтовой полосы и строящиеся в несколько часов при помощи табельного войскового имущества и материала, который найдется на месте, под рукой;

2) т ы л о в ы е м о с т ы и л и т а к н а з ы в а е м ы е в р е м е н н ы е м о с т ы, стационарно-простых типов, предназначаемые для использования в течение более или менее длительного периода военных действий и строящиеся вне фронтовой полосы, в несколько дней, из материалов, находящихся в районе постройки или заготовляемых в ближайших к постройке районах.

Как те, так и другие мосты должны удовлетворять следующим требованиям:

1) они должны быть построены в ограниченный срок, так как не построенный во-время мост в условиях военного времени теряет свое значение и становится ненужным;

2) они должны быть по возможности простой конструкции, облегчающей быструю их постройку;

3) должны допускать возможность обходиться местными материалами или средствами табельного имущества саперных войск;

4) постройка и сборка их должны производиться по возможности без подмостей;

5) в случае наводки моста из отдельных готовых частей (сборно-разборные мосты) эти части должны удобно транспортироваться.

Кроме постройки новых мостов, в условиях военного времени бывает необходимо и усиление существующих мостов для возможности пропуска по ним тяжелых военных нагрузок.

Наконец, при военных действиях, кроме постройки новых мостов и

НТБ ДНУЗТ

усиления существующих, придется иметь дело с восстановлением разрушенных мостов.

Восстановление мостов можно подразделить на две категории в зависимости от его цели:

1) временное восстановление, имеющее своей целью срочно восстановить прерванное сообщение для переброски войск;

2) капитальное восстановление, имеющее целью, по окончании военных действий, привести мост к состоянию, пригодному для эксплоатации.

В случае отступления войск приходится прибегать к действию, обратному восстановлению и постройке мостов, а именно — к уничтожению и разрушению мостов. Необходимая степень разрушения мостов при отступлении определяется временем, на которое надо задержать противника.

Как существующие мосты, так и построенные и восстановленные в условиях военного времени желательно, по мере возможности, скрыть от наблюдений противника или во всяком случае затруднить ему это наблюдение. Для этого применяется маскировка сооружений.

§ 89. НАГРУЗКИ, ГАБАРИТЫ И ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ ДЛЯ ВОЕННЫХ МОСТОВ

Временная нагрузка мостов в условиях военного времени значительно тяжелее обычных расчетных нагрузок автодорожных мостов.

Ввиду большого разнообразия гужевого и механического транспорта, двигающегося по военным мостам, для их расчета установлены (см. проект наставления «Военные мосты» издания Управления начальника инженеров РККА) следующие четыре класса нагрузок:

1. Нагрузка класса «Л», соответствующая легким грузам с давлением на колесо до 1,5 m или весом до 6 m.

2. Нагрузка класса «С» при средних грузах с давлением до 2 m на колесо или весом до 10 m.

3. Нагрузка класса «Т» при тяжелых грузах с давлением до 4 m на колесо или весом до 18,6 m.

4. Нагрузка класса «СТ», соответствующая сверхтяжелым грузам давлением на колесо до 5 m или весом до 32 m.

Для каждого класса нагрузки установлены определенные мостовые габариты.

Допускаемые напряжения при проектировании деревянных военных мостов принимаются равными:

$R=1{,}15\ R_0$—для сырого леса и $R=1{,}35\ R_0$—для полусухого леса,

где: R—допускаемое напряжение для временных мостов,

R_0—основное допускаемое напряжение по нормам Комитета стандартизации.

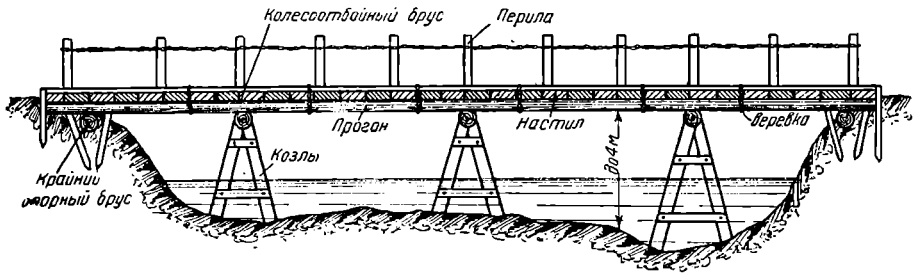
§ 90. ЛЕГКИЕ ВОЕННО-ПОЛЕВЫЕ МОСТЫ

Деревянные мосты на козлах и простейших опорах

Наиболее простым видом военно-полевого моста является мост на козловых опорах, состоящий из установленных на дно козел и уложенных по ним прогонов и проезжей части (фиг. 520). Козловые опоры нап-

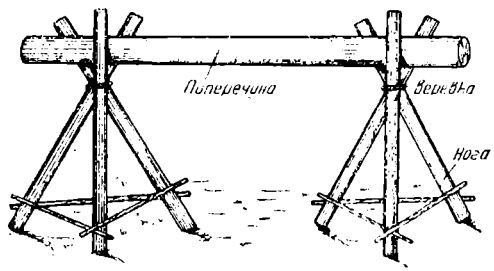
НТБ ДГУЗТ

более удобно применимы при переправе через суходолы или неглубокие реки с надежным дном, обеспечивающим опору от осадок и перекосов, возникающих вследствие незначительной площади передачи



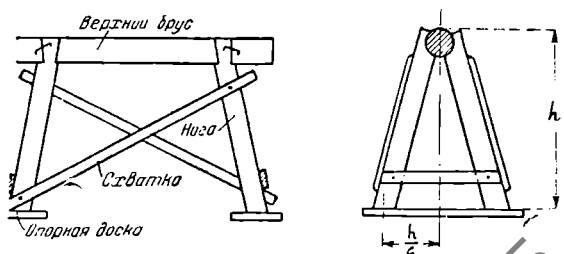
Фиг. 529. Простейший военно-полевой мост на козловых опорах.

давления козлами на грунт. Наиболее простой конструкцией опоры являются козлы из жердей, соединенных между собой веревками или проволокой (фиг. 521). При глубине реки от 2 до 4 *м* опоры могут быть устроены в виде обычных плотничных козел с двумя или тремя парами ног (фиг. 522 и 523). Все части козел соединяются между собой гвоздями. Для более равномерной передачи давления на грунт под ноги козел подкладывают доски.



Фиг. 521. Простейшие козлы из жердей.

В мостах через горные реки с быстрым течением применяются козлы несколько измененной конструкции (фигура 524). Кроме обычных частей козловой опоры, а именно: ног, горизонтального бруса и схваток, в козлах этой конструкции устроен короб для загрузки козел камнем, с целью придания им большей устойчивости. Кроме того, чтобы козловые опоры лучше сопротивлялись течению, на ногах их устроены водорезы, как спереди, так и сзади, обеспечивающие равномерное обтекание козел водой.

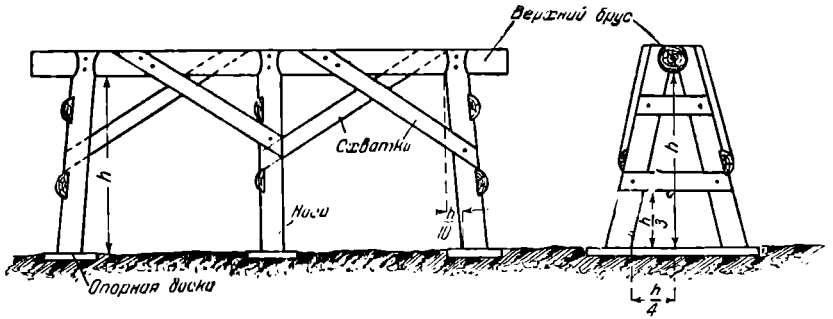


Фиг. 522. Плотничные козлы с двумя парами ног.

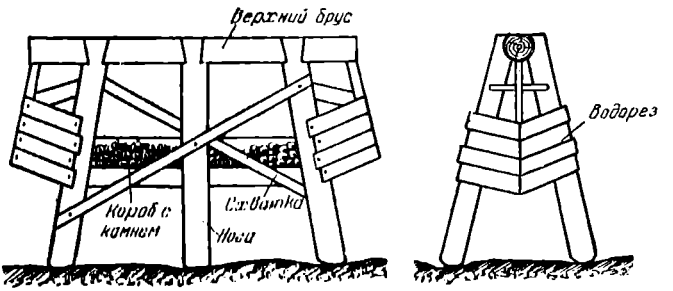
Конструкция легких козел из досок, связанных между собой гвоздями, проволокой или веревками, приведена на фиг. 525.

Для более тяжелых мостов над сушей или неглубокой рекой могут быть применены козловые опоры — стулья (фиг. 526).

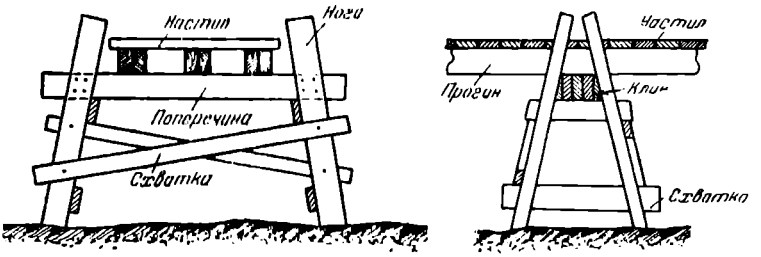
НТБ ДНУЗТ



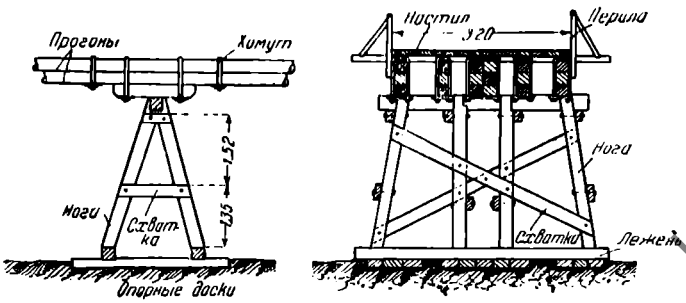
Фиг. 523. Плотичьи козлы с тремя парами ног.



Фиг. 524. Козлы с водорезом и каменным балластом для горных рек.



Фиг. 525. Легковая козловая опора из досок.

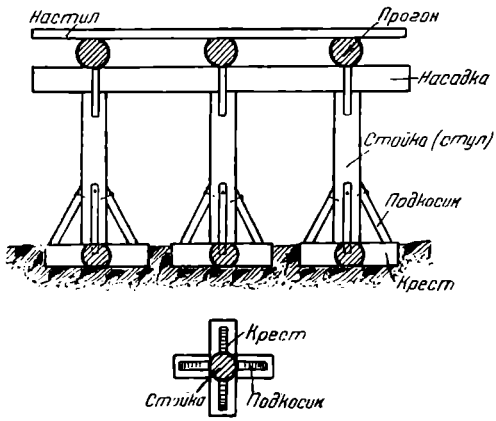


Фиг. 526. Козловая опора с опорными лежнями и щитами.

НТБ ДНУЗТ

Такая опора представляет собой козлы, ноги которых нижними концами врублены в горизонтальные лежни, в свою очередь опирающиеся на досчатые щиты.

Второй разновидностью военно-полевых мостов на простейших опорах не козлового типа являются мосты на стульях, рамах, ряжах и сваях.



Фиг. 527. Простейшая опора на стульях.

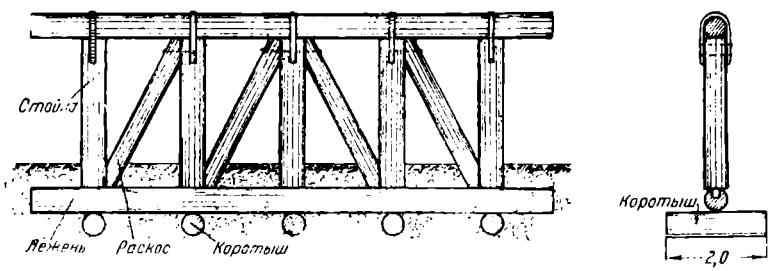
Стул состоит из стойки, опертой на крест из коротких бревен и укрепленной для большей устойчивости подкосиками. Стулья соединяются между собой насадкой (фиг. 527). Такие опоры удобны в применении для небольших мостиков в тех случаях, когда при слабом грунте нужно передать давление на большую площадь.

Простейшая рама состоит из нескольких стоек, врубленных в поперечный брус — лежень. Верхние концы стоек связаны между собой при помощи насадки. Для большей жесткости рамы между стойками ставятся раскосы (фиг. 528).

Мосты на стульях и рамах устраиваются обычно через овраги и суходолы.

В качестве опор военно-полевых мостов могут служить и ряжи.

На ряжах устанавливаются рамы, поддерживающие прогоны и проезжую часть моста (фиг. 529).



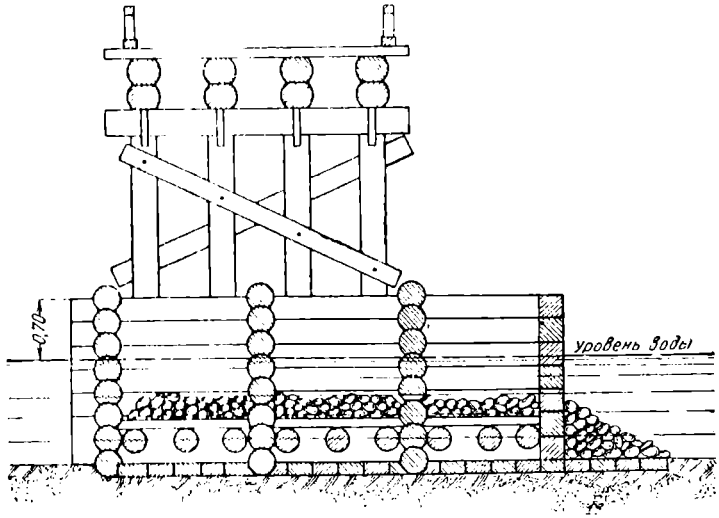
Фиг. 528. Простейшая рамная опора.

Постройка ряжей требует много времени, а потому их следует применять только в тех случаях, когда устройство каких-либо других опор невозможно, как например в глубоких реках с быстрым течением или каменистым дном.

Наиболее надежными опорами мостов являются свайные опоры, если только грунт допускает их забивку. Сваи забиваются либо ручной бабой, либо копром. После того как сваи забиты на них укла-

НТБ ДНУЗТ

ваются насадки, на насадки прогоны, а по прогонам настил из досок или горбылей. Скрепление насадок со сваями, прогонов с насадками и настила с прогонами производится при помощи веревок, скоб, гвоздей и т. п.



Фиг. 529. Простейшая рамно-ряжевая опора.

Настил к прогонам прикрепляется прижимными брусьями; они же служат и как отбойные. Настил из горбылей может быть сверху засыпан землей.

Колейные мосты для пропуска автомобилей и танков

Весьма удобным видом военно-полевых мостов для пропуска автомобилей и танков являются так называемые колейные мосты. Отличительной особенностью колейных мостов является отсутствие сплошной проезжей части, заменяемой здесь двумя отдельными колеями, создающими путь для колес автомобилей и гусениц тракторов.

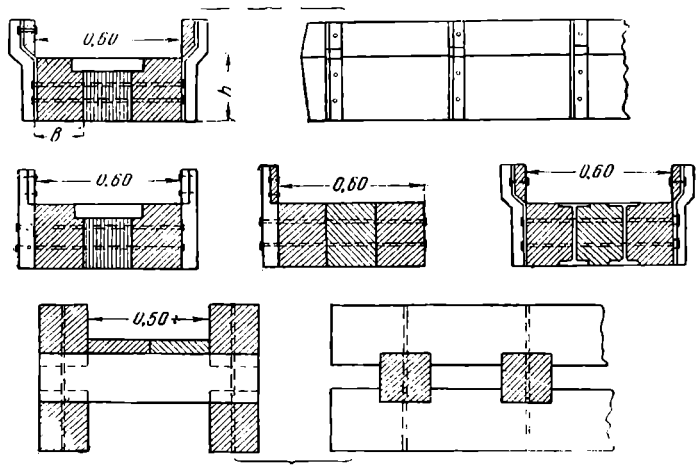
Основные составные части колейных мостов — это две колеи, играющие роль прогонов и проезжей части, и разборные опоры, поддерживающие эти колеи. Размеры колей определяются в зависимости от пропускаемых по ним грузов и величины перекрываемого пролета. В основном колеи различных типов состоят из брусьев, скрепленных между собой болтами и работающих на изгиб, и реборд из брусков или досок, препятствующих сходу колес или гусениц с колей (фиг. 530). Для пропуска тяжелых нагрузок длина колей может доходить до 5—6 *м*; для легкой нагрузки длину колей можно увеличить. Стыки колей устраиваются над опорами.

Опоры колейных мостов делаются разборными, состоящими из отдельных частей возможно меньшего веса в целях удобства транспортирования. Особенностью этих опор является возможность изменять их

НТБ ДИУЗТ

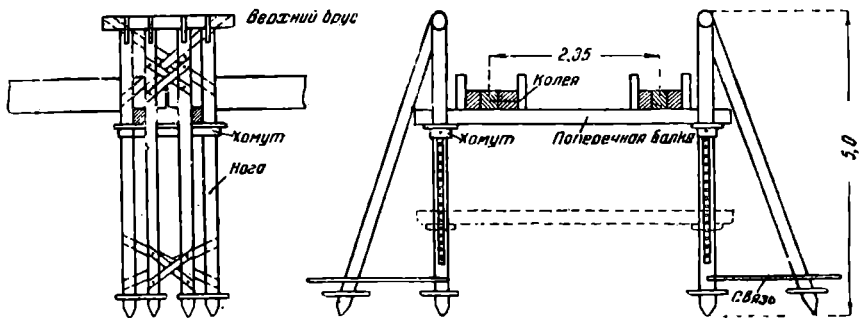
высоту в зависимости от профиля русла реки или суходола при помощи особых приспособлений.

Основные виды разборных опор — это опоры козлового и рамного типов.



Фиг. 530. Типы колей.

Конструкция опоры козлового типа схематически изображена на фиг. 531. Каждая опора состоит из двух частей, представляющих каждая усовершенствованные четырехногие козлы. Вдоль вертикальных ног козел передвигается подвижной металлический хомут, закрепляемый на необходимой высоте помощью штырей, вставляемых в дыры на



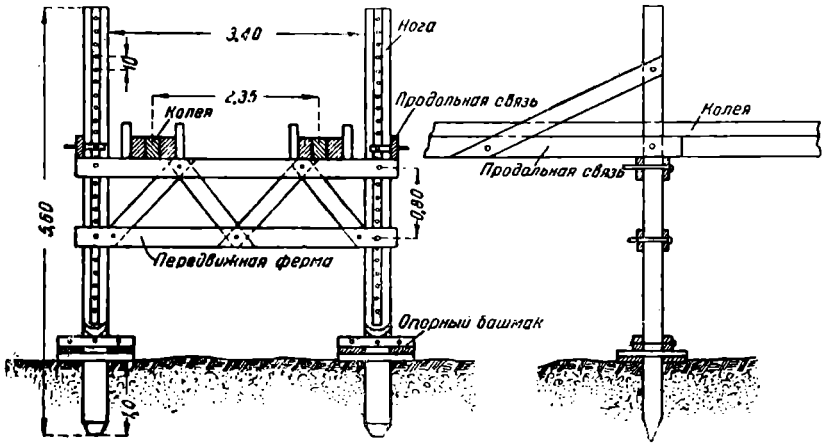
Фиг. 531. Козловая опора колейного моста.

ногах, просверленные через каждые 10 *см*. На эти хомуты укладываются поперечные балки, поддерживающие колеи.

Конструкция рамной опоры схематически представлена на фиг. 532. Рамная опора состоит из двух стоек, связанных между собой ригелем в виде досчатой фермы, которая может передвигаться по высоте ног.

НТБ ДИИЗТ

Ферма закрепляется на необходимой высоте при помощи штырей, вставляемых в дыры, рассверленные на концах поясов фермы и на ногах рамы. Ферма служит опорой для поддержания колей. В продольном направлении рамы связываются между собой продольными схватками.



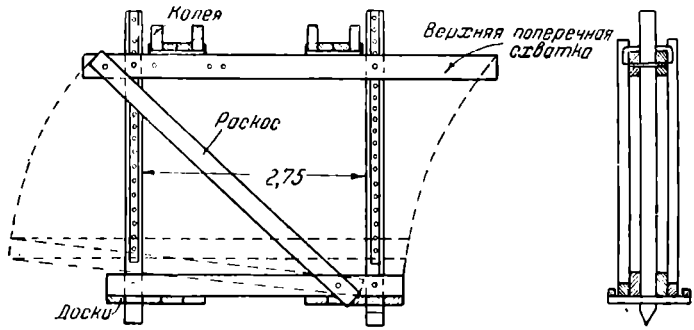
Фиг. 532. Рамная опора колейного моста.

Для лучшей передачи давления на грунт к ногам рамы прикрепляются башмаки из досок. При установке рамы на дно ноги ее войдут на некоторую глубину в грунт и будут передавать часть давления через трение о грунт, часть же помощью башмаков.

В случае твердого дна башмаки следует надевать на самые концы ног.

На фиг. 533 представлен другой тип шарнирно-рамной опоры.

Опора эта состоит из двух стоек, связанных поперечными схватками и диагональю. Верхняя поперечная схватка, шарнирно связанная



Фиг. 533. Шарнирно-рамная опора колейного моста.

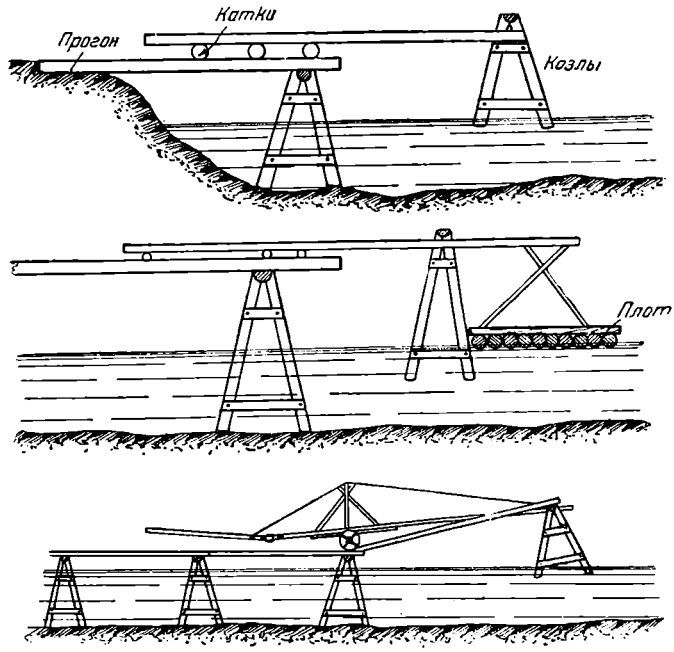
с диагональю, может передвигаться вдоль стоек и закрепляться в любом положении. Благодаря этому опора может быть легко установлена на неровном дне и удобно складывается для перевозки.

НТБ ДНУЗТ

На верхние поперечные схватки укладываются колеи. В продольном направлении рамы связываются между собой при помощи горизонтальных схваток. Для лучшей передачи давления на грунт под нижними поперечными схватками устроена досчатая подшивка.

Приспособления для быстрой наводки мостов (механизация наводки)

Опоры военно-полевых мостов должны быть по возможности стандартных типов и могут изготовляться на специальных мостовых базах заранее. Точно так же заготовляются заранее колеи и прогоны мостов.



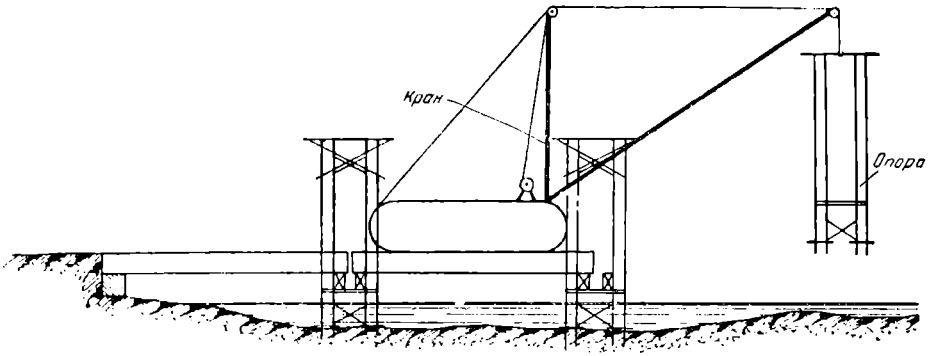
Фиг. 534. Простейшие способы установки козловых опор.

Предварительная заготовка частей моста ускоряет постройку моста, сводя ее лишь к сборке моста из готовых частей. Для достижения максимальной скорости сборки моста необходимо по возможности механизировать все операции. Установка козловых опор может производиться с лодок, плотов или помощью особых рычажных приспособлений, изображенных на фиг. 534. Наводку колейных мостов лучше всего производить при помощи особого крана с выносом стрелы не меньше, чем пролет наводимого моста. Кран устанавливается на специальном танке или грузовике.

Сборка козловых опор из отдельных частей может производиться или на берегу, или на грузовике. После того как козловая опора собрана, она устанавливается на место краном (фиг. 535). Сборно-разборные

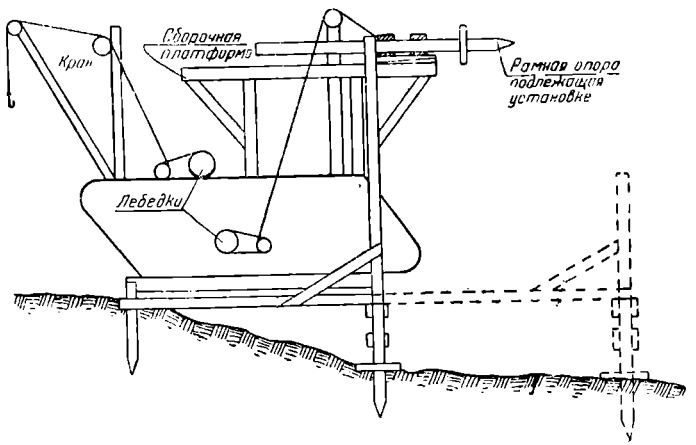
НТБ ДГУЗТ

опоры могут собираться непосредственно перед установкой, на специальной платформе, устроенной над грузовиком или танком. Части рамы подаются краном, установленным на грузовике. Собранная опора,



Фиг. 535. Установка козловой опоры краном.

связанная с предыдущей продольными схватками при помощи лебедки, устанавливается на место путем ее опрокидывания. Получившийся пролет перекрывается колеями (фиг. 536).



Фиг. 536. Установка сборной опоры танком, оборудованным краном и сборочной платформой.

§ 91. ПОНТОННЫЕ МОСТЫ

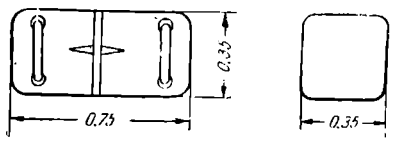
Понтонные мосты применяются для устройства переправ в тех случаях, когда необходимо перебросить войска в непосредственной близости противника или когда во время восстановления разрушенного моста необходимо произвести переправу войск через водное препятствие.

Понтонные мосты являются табельным имуществом саперных войск.

НЕБ ДПУЗТ

Наиболее тяжелый вид понтонов — это металлические и деревянные понтоны, представляющие собой пустотелые замкнутые ящики, на которые укладывается верхнее строение.

Более легкими и удобными для перевозки и быстрой наводки являются плавучие опоры в виде надувных поплавков или лодок, сделанных из прорезиненной материи.



Фиг. 537. Поплавок Полянского.

Одним из наиболее совершенных типов поплавков являются поплавки Полянского.

Поплавок Полянского состоит из внутреннего мешка, сделанного из двух слоев прорезиненного миткаля, и наружного чехла из химически пропитанной парусины, благодаря чему он водонепроницаем. Внутренний мешок при пользовании наполняется воздухом через специальный вентиль. Наружный чехол служит для предохранения от разрыва и порчи внутреннего мешка (фиг. 537). Поплавок в надутом виде имеет размеры $0{,}70 \times 0{,}35 \times 0{,}35 = 0{,}09$ *м*³. Вес поплавка около 2 *кг*. Поплавок обладает грузоподъемностью до 86 *кг*, однако расчетную грузоподъемность поплавка рекомендуется принимать равной 50 *кг*.

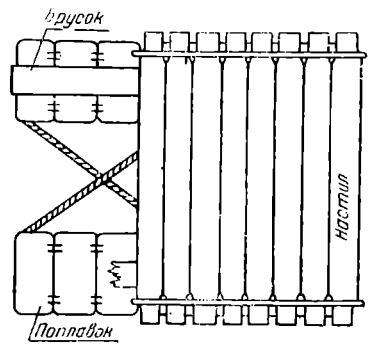
Переправы на поплавках Полянского могут устраиваться как для перехода отдельных людей, так и для переброски значительных войсковых частей с артиллерией, а также переправы отдельных грузов, как например орудий, танков и др.

Поплавки могут связываться в плоты при помощи канатов. Звенья поплавков перекрываются тогда брусками и настилом из досок (фиг. 538).

Мосты, устраиваемые на поплавках, должны иметь конструкцию и вес, позволяющие производить вязку моста на суше, в стороне, в укрытом от противника месте, с последующей подноской его частей к реке.

Конструкция моста должна гарантировать быстроту наводки и иметь достаточную ширину и устойчивость.

Мост на поплавках, показанный на фиг. 539, образован из поплавковых опор и верхнего строения, состоящего из прогонов (переводин), настила и каната, связывающего мост в продольном направлении для предохранения от разрывов.



Фиг. 538. Плот на поплавках Полянского.

Наводка поплавковых мостов производится следующими основными методами:

1) вязкой у берега и последующей наводкой поворотом моста по течению;

2) наводкой проталкиванием моста вперед, с регулированием его продвижения боковыми оттяжными канатами, подтягиванием с противоположного берега и пр.;

НТБ ДНУЗТ

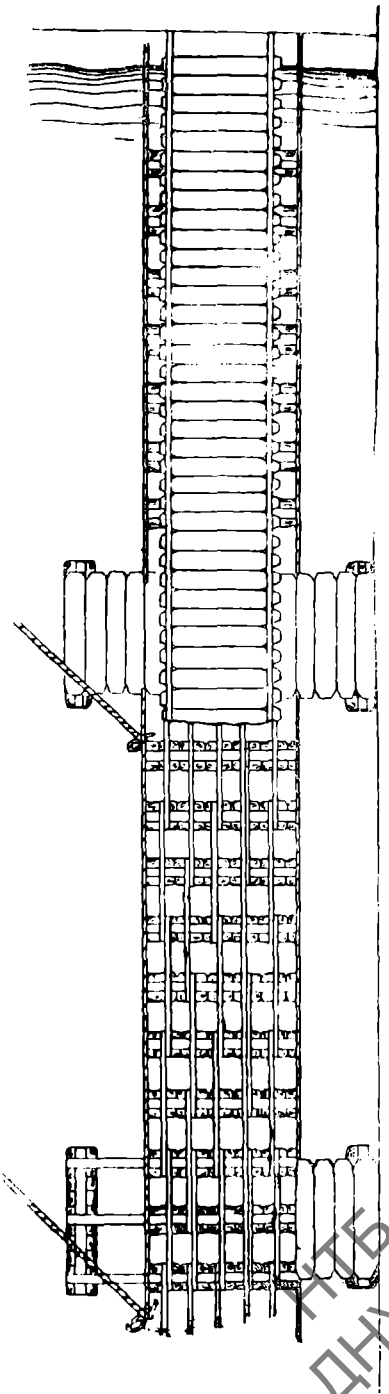
3) наводкой путем вывода опор и перекрытия пролетов.

Кроме поплавков для устройства переправ и пловучих мостов применяют надувные лодки. Такие лодки состоят из надувной камеры, заключаемой в более прочную оболочку — покрышку.

Грузоподъемность надувной лодки при равномерной ее загрузке достигает 3 *m*.

Общий вид пловучего моста на надувных лодках приведен на фигуре 540.

Кроме понтонов и поплавков, опорами пловучих мостов могут служить: плоты, обыкновенные лодки, бочки, бурдюки и др.



Фиг. 539. Мост на поплавковых опорах.

§ 92. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ ПРОСТЫХ ТИПОВ ДЛЯ ТЫЛОВОГО ОБСЛУЖИВАНИЯ ТРАНСПОРТА

Для тылового обслуживания транспорта в военное время приходится возводить ряд мостов, имеющих временное значение и предназначенных для пропуска подчас весьма тяжелых грузов.

Для возможности быстрого возведения таких мостов местными силами, без квалифицированной рабочей силы, необходимо, чтобы конструкция таких мостов была возможно более простой и удобной для сборки.

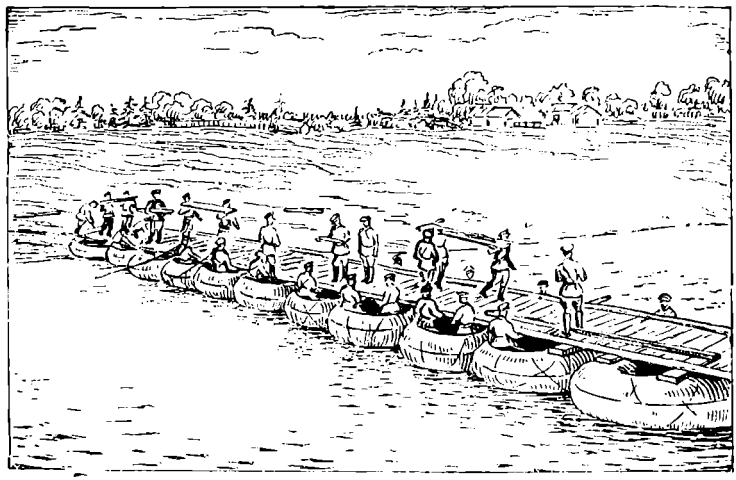
Основные требования, предъявляемые к конструкции таких мостов:

1) в этих мостах не должно быть сложных плотничных врубок и обделок материала;

2) пролеты должны перекрываться по возможности простыми балками, возможно более длинными, чтобы сократить необходимое число опор;

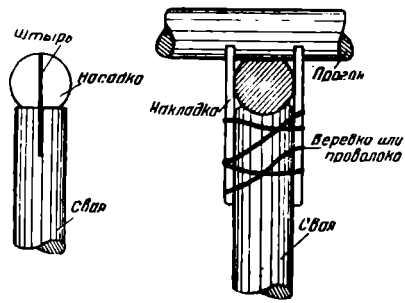
3) для увеличения сопротивления этих балок изгибу следует делать их составными на шпонках, колодках и др.;

НТБ ДНУЗТ



Фиг. 540. Вид моста на надувных лодках.

4) соединение отдельных частей между собой должно быть простым — при помощи болтов, гвоздей, штырей, ершей, хомутов, проволоки и др.



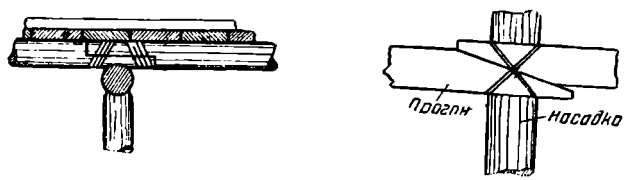
Фиг. 541. Простейшие способы соединения насадки со сваями.

Как и в обычных мостах, балочный мост тылового типа состоит из свайных опор, забиваемых при помощи ручной бабы или копра, уложенных по насадкам прогонов и проезжей части.

Соединение свай с насадкой делают помощью шипа, металлического штыря или др. (фиг. 541). Соединение насадок с прогонами производится при помощи хомутов, проволоки, веревки, накладок и т. п. (фиг. 542).

По прогонам укладывается настил из досок или горбылей, укрепляемый прижимными брусьями.

Для перекрытия больших пролетов применяются составные прогоны на шпонках или колодках или же досчатые прогоны на деревянных нагелях (фиг. 543).

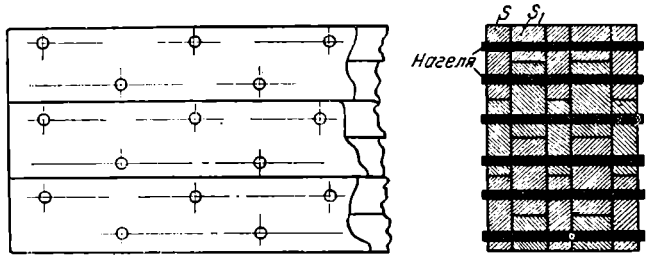


Фиг. 542. Простейшие способы соединения насадки с прогонами.

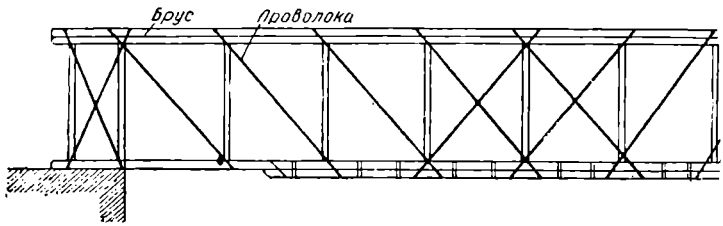
НТБ ДНУЗТ

Перекрытие еще больших пролетов осуществляется простейшими фермами.

На фиг. 544 приведена решетчатая ферма системы Габбина, состоящая из деревянных поясов и стоек, образованных из бревен, брусьев или досок, соединенных проволокой, и проволочных раскосов.



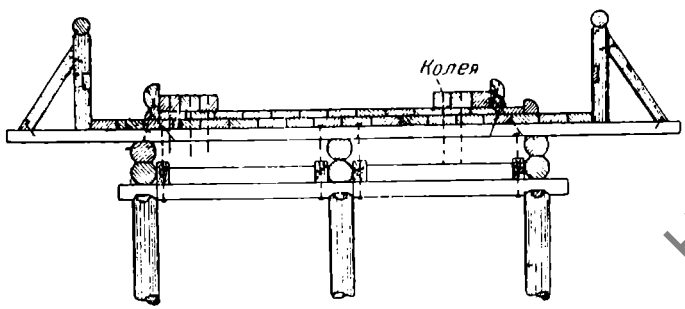
Фиг. 543. Досчатый прогон на деревянных нагелях.



Фиг. 544. Простейшая решетчатая ферма системы Габбина.

§ 93. УСИЛЕНИЕ МОСТОВ ДЛЯ ПРОПУСКА ТЯЖЕЛОЙ ВОЕННОЙ НАГРУЗКИ

Усиление простейших мостов. В случае необходимости пропуска по мосту тяжелых военных грузов, превышающих расчетную нагрузку, необходимо произвести перерасчет всех элементов моста на эту новую нагрузку. Определив усилия и напряжения в отдельных элементах моста и учитывая возможность повышения допу-



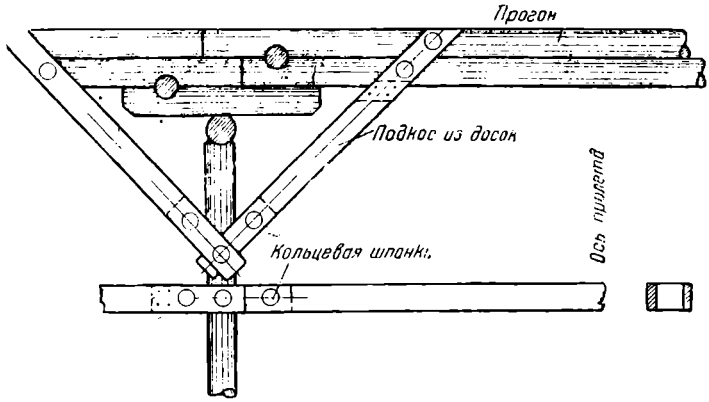
Фиг. 545. Усиление настила укладкой колей.

НТБ ДНУЗТ

скаемых напряжений для случая пропуска военных нагрузок на 20—50%, выясняют, какие из элементов моста нуждаются в усилении.

В усилении для пропуска тяжелой военной нагрузки могут нуждаться: 1) элементы проезжей части, 2) прогоны, 3) насадки.

В случае недостаточной прочности настила усиление его может быть произведено путем укладки сверху дополнительного настила или

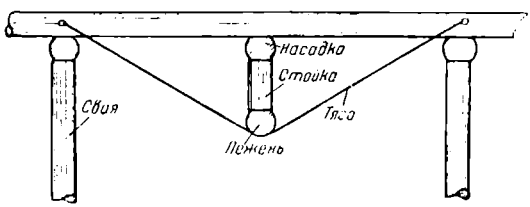


Фиг. 546. Усиление прогонов подкосами.

специальной колеи того же типа, что и в колейных мостах (фиг. 545).

Прогоны могут быть усилены путем увеличения числа бревен в прогонах, или же путем создания дополнительных точек опирания, дающих уменьшение расчетного пролета прогонов.

Простейшим способом создания дополнительных точек опирания для прогона является установка подкосов из бревен, врубаемых в прогоны и сваи, или же из досок, прикрепленных гвоздями, зубчато-кольцевыми шпонками, болтами или др. (фиг. 546). При больших пролетах усиливаемого балочного моста кроме подкосов следует ставить затяжки.



Фиг. 547. Усиление прогона подпружным шпренгелем из металлических тяжей.

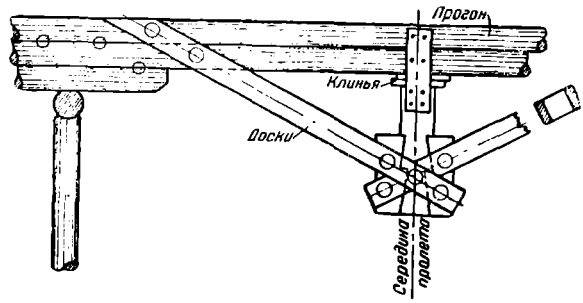
В случае затруднения в устройстве сопряжений подкосов со сваями, как в балочных мостах (фиг. 547 и 548), так и в подкосных (фиг. 549) можно применить подпружную систему.

Подведение дополнительных свайных опор может производиться двумя способами: 1) путем забивки коротких свай и установки на них стоек, поддерживающих прогоны (фиг. 550, *а*); 2) путем забивки вручную, наклонно, на небольшую глубину сваи, снабженной внизу прикрепленными к ней коротышами (фиг. 550, *b*). Свая подтягивается затем до вертп-

БИТ ДАУЗТ

загоняются клинья. Коротыши у нижнего конца сваи служат для улучшения передачи давления на грунт.

Усиление насадки может быть произведено путем замены ее бревном большего сечения или же путем забивки дополнительного свайного ряда и постановки второго бревна.

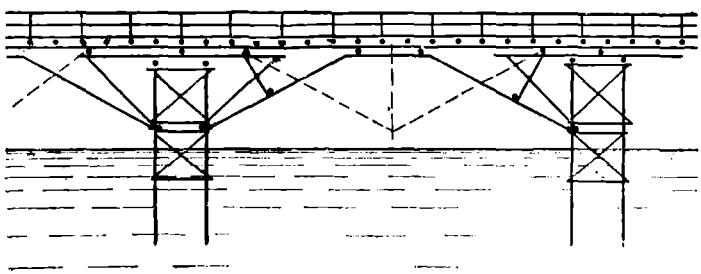


Фиг. 548. Усиление прогона деревянным шпренгелем.

Усиление мостов с решетчатыми фермами. Усиление пролетных строений с ездой по верху может быть произведено следующими способами: 1) постановкой одной или двух дополнительных ферм по ширине моста, воспринимающих на себя часть давления; 2) увеличением сечений элементов моста; 3) усилением ферм подпружными элементами — аркой или шпренгелями (фиг. 551).

Усиление пролетных строений с ездой по низу может быть произведено путем:

1) увеличения сечений элементов пролетного строения,
2) сокращения свободной длины сжатых элементов,
3) постановки дополнительных элементов решетки,
4) устранения местного изгиба в поясах,
5) устройства подпружных арок или шпренгелей (фиг. 551).



Фиг. 549. Усиление прогонов подкосного моста подпружными шпренгелями.

§ 94. ЗАЩИТА МОСТОВ ОТ НАПАДЕНИЙ

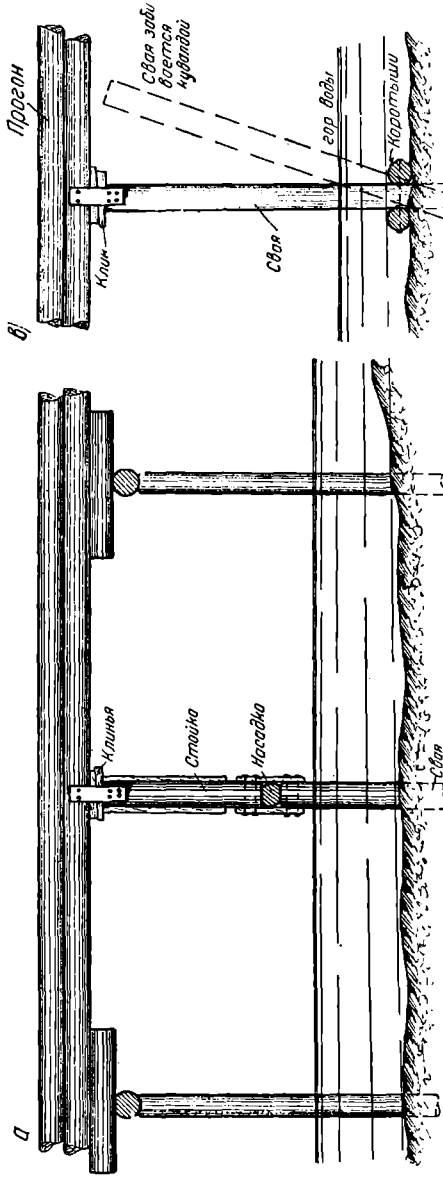
Маскировка от воздушного нападения. Маскировка от воздушного нападения может осуществляться следующими способами:

1) защитным окрашиванием частей моста в цвет, подходящий к

НТБ ДНУЗТ

2) устройством дымовых завес для закрытия от противника временных переправ;

3) устройством горизонтальных масок для скрытия сооружения от воздушного наблюдения. Маски должны при этом скрывать не только самое сооружение, но и тень от него. Маски могут делаться из проволоки и покрываться сверху травой, ветками и пр.



Фиг. 550. Подведение дополнительной свайной опоры.

В мостах с ездой по низу маски легко могут быть прикреплены к верхним поясам ферм.

Кроме этих способов маскировку можно осуществить, устраивая ложные сооружения.

Работы по устройству ложных сооружений и внешний вид этих сооружений должны быть таковы, чтобы создать у противника полную иллюзию действительных сооружений.

Защита от мин. Защита от мин, плывущих по воде, может осуществляться при помощи проволочных сеток (фиг. 552), располагаемых поперек реки на достаточном расстоянии от моста, выше по течению.

§ 95. ВРЕМЕННОЕ ВОССТАНОВЛЕНИЕ МОСТОВ, РАЗРУШЕННЫХ ВО ВРЕМЯ ВОЕННЫХ ДЕЙСТВИЙ

Деревянные мосты могут быть либо частично повреждены или разрушены во время военных действий, или же полностью уничтожены. Частичное разрушение

НТБ ДНУЗТ

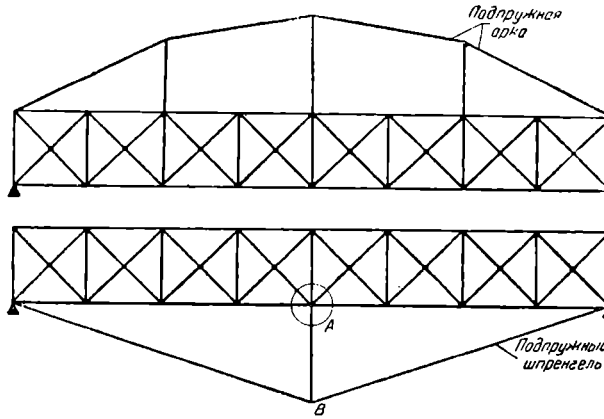
способами. Полное уничтожение деревянных мостов чаще всего производится путем их сжигания.

Обычно, как при уничтожении, так и при разрушении деревянных мостов сваи ниже горизонта воды остаются целыми, что можно использовать при восстановлении моста.

Можно различать два типа быстрого восстановления мостов:

1) восстановление моста для немедленной переброски войск или так называемое краткосрочное восстановление;

2) восстановление моста в полном смысле этого слова, т. е. такое восстановление, в результате которого мост годился бы не только для переброски грузов, но и для более или менее удовлетворительной службы в течение некоторого промежутка времени.



Фиг. 551. Усиление решетчатых ферм подпружными элементами (аркой, шпренгелем).

Восстановление мостов для немедленной переброски военных грузов достигается:

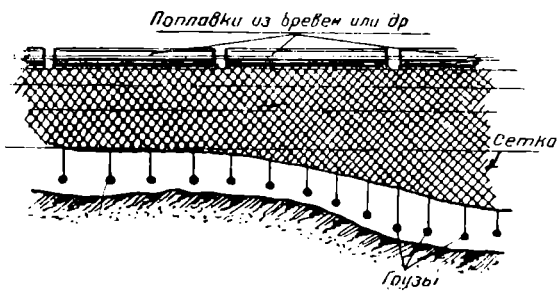
1) заполнением отверстия разрушенного моста шпальными клетками;

2) надстройкой над упавшими пролетными строениями шпальных клеток или рамных опор;

3) перекрытием части пролета сохранившимися остатками пролетных строений;

4) перекрытием разрушенного отверстия прогонами из бревен (при малых пролетах);

5) наводкой рядом с разрушенным мостом легкого военно-полевого или понтонного моста.



Фиг. 552. Защитная сетка против мин.

Временные деревянные мосты устраиваются самых простых систем на свайных, рамных или ряжевых опорах или же на опорах из шпальных клеток.

§ 96. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КАПИТАЛЬНОМ ВОССТАНОВЛЕНИИ МОСТОВ, РАЗРУШЕННЫХ ВО ВРЕМЯ ВОЕННЫХ ДЕЙСТВИЙ

Капитальное восстановление разрушенного моста может производиться еще в условиях военного времени параллельно с эксплоатацией

НТБ ДНУЗТ

военно-полевого моста или переправы, устроенных рядом с разрушенным мостом.

Капитальное востановление моста может быть произведено путем постройки взамен разрушенного моста нового или же путем ремонта и использования уцелевших остатков от разрушенного моста.

Постройка нового моста производится обычными способами.

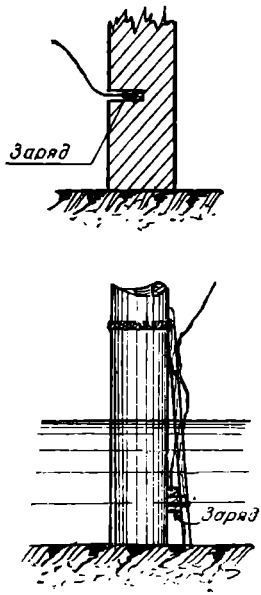
Ремонт поврежденного моста сводится:

1) к исправлению мелких повреждений в пролетном строении;

2) к замене отдельных поврежденных и разрушенных элементов новыми;

3) к устройству и установке новых ферм для перекрытия сильно поврежденных пролетов моста;

4) к капитальному восстановлению опор, замене опор новыми, надстройке над разрушенной частью и т. д.



Фиг. 553. Укрепление заряда при подрывании свай.

Исправление мелких повреждений заключается в ремонте пробоин в настиле, усилении поврежденных элементов накладками и т. п.

При больших повреждениях производится смена элемента целиком. При замене поврежденного элемента фермы необходимо выправить профиль фермы, а также принять меры для включения нового элемента в работу от действия постоянной загрузки. Работы по замене элементов могут производиться на подмостях, подведенных под все пролетное строение, или же на подмостях, устроенных только под поврежденной частью.

При капитальном восстановлении опор деревянного моста надо иметь в виду, что подводная часть деревянной опоры обычно остается целой. Эту часть свай можно использовать, наращивая их или перекрывая их насадками, на которые затем устанавливаются рамные опоры.

§ 97. УНИЧТОЖЕНИЕ И РАЗРУШЕНИЕ МОСТОВ

Способы, применяемые для разрушения мостов, различны в зависимости от материала, из которого сделан мост. Деревянные мосты чаще всего сжигаются или взрываются.

Сжигание производят: 1) при помощи хвороста или соломы, привязываемой к опорам моста, 2) обливанием моста горючим веществом, 3) при помощи огнеметов.

Для взрыва моста употребляют заряды из сильно дробящего вещества. Эти заряды подвязываются к тем частям моста, которые желательно перебить.

Подрывание свай производится зарядом, помещаемым в просверленном в дереве отверстии (фиг. 553).

При взрывании деревянных ферм взрывчатые вещества следует закладывать в пояса и раскосы одной панели.

Разрушение моста производят иногда подпиливанием свай или про-

НТБ ДНУЗТ

гонов. Возможно также разрушение моста механической тягой, т. е. тракторами, танками и др., путем захвата троссом за отдельные части моста и стаскивания их с места.

Необходимую степень разрушения мостов при отступлении надо определять, руководствуясь временем, на которое необходимо задержать противника.

Если надо задержать противника не надолго — разрушается проезжая часть моста, если необходима задержка на более длительное время — все пролетное строение; наконец, в случае необходимости весьма длительной задержки противника, разрушаются как пролетные строения, так и опоры.

При выборе вида разрушения необходимо учитывать средства ремонта, которыми может располагать противник.

Кроме разрушения мостов описанными выше способами, может применяться разрушение снарядами, бомбами, сбрасываемыми с аэропланов и др.

ПЕРЕЧЕНЬ ОСНОВНЫХ ИСТОЧНИКОВ

Передерий Г. П. — Курс мостов, ч. 1, «Мосты малых пролетов».

Передерий Г. П. и *Гнедовский В. И.* — Мосты, ч. 1, «Деревянные мосты». Гострансиздат, 1925 г.

Патон Е. О.—Деревянные мосты.

Митропольский Н. М. — Мосты, ч. 1. Гострансиздат, 1931 г.

Митропольский Н. М. — Примеры проектирования мостов, в. 1, «Деревянные мосты», Гострансиздат, 1931 г.

Трошихин В. М. — Деревянные мосты обыкновенных дорог. Гослестехиздат, 1933 г.

Кропотов И. И — Мосты и трубы обыкновенных дорог. Транспечать, 1930 г.

Стрелецкий Н. С. — Курс мостов. Металлические мосты, ч. 1. Гострансиздат, 1931 г.

Гестеши Т — Деревянные сооружения. Гостехиздат, 1931 г.

Гастев В. А. — Восстановление мостов. Гострансиздат, 1932 г.

Уманский А. А. — Наплавные мосты. Техническое издательство, 1931 г.

Голов А. Д. — Мосты и трубы. Гострансиздат, 1931 г.

Лидерс. И. А. — Временные мосты. ГНТИ, 1931 г.

Лебедев П. И. — Пособие для расчетов и постройки временных военных деревянных мостов. Военное изд-во Украины, 1933 г.

Скрябин И. Е. — Примеры расчета элементов деревянных мостов, ч. 1. Гострансиздат, 1931 г.

Кобылкин В. Н. — Деревянные мосты (примеры расчета). Гострансиздат, 1931 г.

Гибшман Е. Е. —Альбом проектов деревянных мостов. Гострансиздат, 1934 г.

Сергеев М. В. и *Шоминов И. С* — Новые соединения в деревянных фермах больших пролетов. Трансжелдориздат, 1933 г.

ЦИС НКПС — Деревянные трубы под железнодорожными насыпями. Гострансиздат, 1932 г.

НТБ ДНУЗТ

Скворцов В. М. — К вопросу о внедрении новых конструкций в деревянное мостостроение. «Дорога и автомобиль», 1932 г. № 7.

Львов Ю. — Новый тип деревянных балочных мостов малых пролетов. «Дорога и автомобиль», 1932 г., № 5—6.

Гипродор — Типовые проекты искусственных сооружений авто-гужевых дорог. Гострансиздат, 1933 г.

Цудортранс — Сборник типовых деревянных мостов малых пролетов, ч. 1—3. Гострансиздат, 1932 г.

Цудортранс — Сборник типовых деревянных труб под авто-гужевые дороги. Цудортранс, 1933 г.

Иннорс — Деревянные конструкции и сооружения (Техн. условия и нормы освеления). Госстройиздат, 1932 г.

Цудортранс — Нормы и технические условия проектирования и постройки мостов и труб на авто-гужевых дорогах. Гострансиздат, 1933 г.

Индивидуальные и типовые проекты мостов Гипродора, Ленгипродора, Укргипродора, Мособлдортранса, Белгипродора и др.

Черепашинский М. — Очерк истории мостов, ч. 1. Деревянные и каменные мосты, 1898 г.

Хренов А. Ф. — Переправы и мосты для местного населения. Ленгосстройиздат, 1933 г.

Нечаев — Постройка и эксплоатация деревянных мостов простейших типов. Гострансиздат, 1935 г.

ЦИС НКПС — Сборник «Проектирование вантовых мостов». Гострансиздат, 1932 г.

Центр. инст. научных исследований и реконструкции пути НКПС — Сборник «Вечная мерзлота и железнодорожное строительство», 1931 г.

Сумгин — Вечная мерзлота, 1931 г.

Цитович — К вопросу расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте, 1928 г.

Евдокимов Рокотовский — Постройка и эксплоатация инженерных сооружений в вечной мерзлоте, 1931 г.

Laskus — Höulzerne Brücken. Berlin, 1932.

Gesteschi — Der Holzbau. Berlin, 1926.

Kersten — Freitragende Holzbauten. Berlin, 1926.

НТБ ДНУЗТ

ПРИЛОЖЕНИЕ

(Выдержки из норм и технических условий проектирования и постройки мостов и труб на авто-гужевых дорогах.)

I. ГАБАРИТЫ МОСТОВ НА АВТО-ГУЖЕВЫХ ДОРОГАХ ОСТ 5265

А. ОПРЕДЕЛЕНИЕ

Габаритом моста под авто-гужевую дорогу, предназначенного для движения всякого рода экипажей и пешеходов, называется предельное очертание моста в поперечном разрезе, внутрь которого не могут вдаваться никакие части моста.

Б. ПРИМЕНЕНИЕ

Настоящие габариты обязательны к применению при сооружении мостов на авто-гужевых дорогах.

Габариты для мостов с движением, не предусмотренным нормами технической классификации дорог, и для мостов, строящихся по специальным заданиям, устанавливаются в каждом частном случае особо.

В. КЛАССИФИКАЦИЯ

Устанавливается шесть классов габаритов, которые назначаются в зависимости от интенсивности авто-гужевого и пешеходного движения, в соответствии с техническими классами дорог.

2. Каждый габарит обозначается буквой «Г» с цифрой, соответствующей его классу.

3. Габарит Г1 служит для двухпутного колонного автогрузового движения с возможностью обгона в одном направлении неоднородными экипажами (трехпутное движение)[1].

4. Габарит Г2 служит для двухпутного автогрузового движения сплошными лентами тяжелых грузовых машин.

5. Габарит Г3 служит для двухпутного автогрузового движения колоннами грузовиков малого тоннажа и легковых автомобилей и для двухпутного движения одиночными тяжелыми грузовиками.

6. Габарит Г4 служит для двухпутного автогрузового движения одиночных грузовиков с уменьшением скорости при встрече двух грузовиков большого тоннажа.

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

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

8. Габарит Г6 служит для однопутного движения с разъездами для гужевых повозок.

9. Специальные габариты (см. п. 12) обозначаются буквами «ГС» с соответствующей цифрой.

Г. ОПИСАНИЕ ГАБАРИТОВ

10. Для мостов с ездой по верху с тротуарами и без них очертания указаны на фиг. 1; для мостов с ездой по низу с тротуарами на консолях и без тротуаров очертания указаны на фиг. 2 размеры см. табл. 1).

11. Ширина проезда по мосту A между колесоотбойными брусьями назначается, как правило, равной ширине проезжей части дороги.

[1] При расчете мостов по габариту Г1 вертикальная нагрузка от грузовиков на всех полосах принимается одинаковой.

НТБ ДНУЗТ

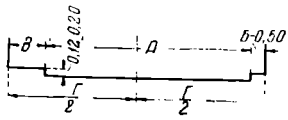
Таблица 1

При любой длине моста

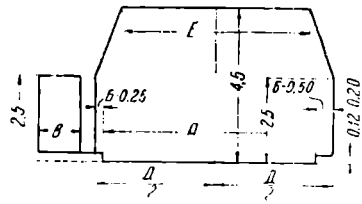
Обозначение размеров на фигуре	Наименование элементов габарита		Езда по верху без тротуаров и с тротуарами (фиг. 1) и по низу без тротуаров (фиг. 2)						Езда по низу с тротуарами на консолях (фиг. 2)				
			Г1	Г2	Г3	Г4	Г5	Г6	Г2	Г3	Г4	Г5	Г6
Б	Ширина предохранительной полоски		—	—	0,50	0,50	0,50	0,50	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
В	Ширина тротуара	При среднем и сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов	0,75 и 1,25	0,75 или 1,25	0,75 и 1,25	0,75 или 1,25	0,75		0,75 или 1,50	0,75 или 1,50	0,75 и 1,50	0,75 —	— —
Г	Полная ширина между перилами	При среднем и сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов	10,50 или 11,50	8,00 или 9,00	7,50 или 8,50	7,00 или 8,00	6,00	—					— —
		Без тротуаров	—		7,00	6,50	5,50	4,50		—			—
Д	Расстояние в свету между фермами				—	—	—		7,00	6,50	6,00	5,00	4,50
Е	Расстояние в свету между фермами на высоте 4,5 м от езодового полотна		—		5,00	4,50	3,50	2,50	5,50	5,00	4,50	3,50	3,00

НТБ ДНУЗТ

12. В особых случаях, по указаниям Цудортранса, для мостов с ездою по верху длиною по настилу менее 10 *м*, при ширине проезжей части дороги 9 *м*, 6 5 *м*, 6 *м* и 5,5 *м*, ширина моста между перилами в свету назначается равной ширине земляного полотна между бровками, уменьшенной на 1 *м*, имея в виду установку перед мостами надолбов (габариты ГС1, ГС2, ГС3 и ГС4, табл. 2). Ширина проезда



Фиг. 1.

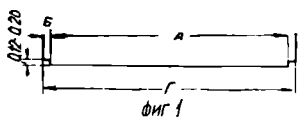


Фиг. 2.

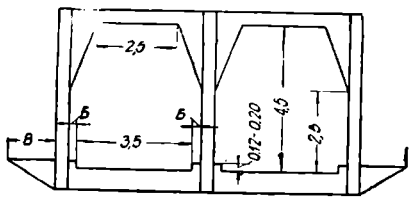
между колесоотбоями принимается на 0,5 *м* меньше ширины в свету между перилами, считая предохранительные полоски по 0,25 *м*. В табл. 2 (фиг. 3) указаны размеры для нормальных ширин проезжей части и обочин по 2 *м*. Для иной ширины земляного полотна, например для горных местностей, ширина проезда по мосту *А* и ширина между перилами *Г* устанавливается соответственно указаниям данного пункта.

13. Для габарита Г6 при езде по низу ширина проезда по мосту назначается 4 *м* при ширине мощения дороги 3,5 *м*.

14. Габарит Г1 на мостах с ездою по верху может применяться при длине моста до 30 *м*. На мостах с ездою по верху длиною свыше 30 *м* и на мостах с ездою по



Фиг. 3.



Фиг. 4.

низу габарит Г1 заменяется или габаритом Г2 или же габаритом по особому согласованию.

15. Для габаритов Г2 и Г3 ширина ездового полотна в мостах с ездой по низу может быть разделена на полосы с размерами по фиг. 4.

16. При габаритах Г1 и Г2 обязательно устройство тротуаров шириной 0,75 *м* при слабом и среднем пешеходном движении и 1,25 или 1,5 *м* при сильном пешеходном движении.

Для остальных габаритов тротуары устраиваются лишь при наличии достаточно интенсивного пешеходного движения, а также на мостах, находящихся в пределах населенных пунктов, и по особым указаниям Цудортранса.

Таблица 2

При длине моста по настилу менее 10 *м*, применяемая по особым указаниям Цудортранса

Обозначение размеров на фиг. 3	Наименование элементов габарита (фиг. 3)	ГС1	ГС2	ГС3	ГС4
А	Ширина проезда . . .	11,50	9,00	8,50	8,00
Б	Ширина предохран. полоски	0,25	0,25	0,25	0,25

НТБ ДНУЗТ

II. НОРМЫ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК ДЛЯ РАСЧЕТА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТО-ГУЖЕВЫХ ДОРОГАХ
ОСТ 4926

А. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие нормы нагрузок обязательны при расчете мостов и других искусственных сооружений из всякого рода материалов на авто-гужевых дорогах.

Примечание. Нормы нагрузки для расчета городских мостов, а также мостов с совмещенной железнодорожной или трамвайной и экипажной ездой или на дорогах специального назначения, строящихся по особым заданиям, устанавливаются особо.

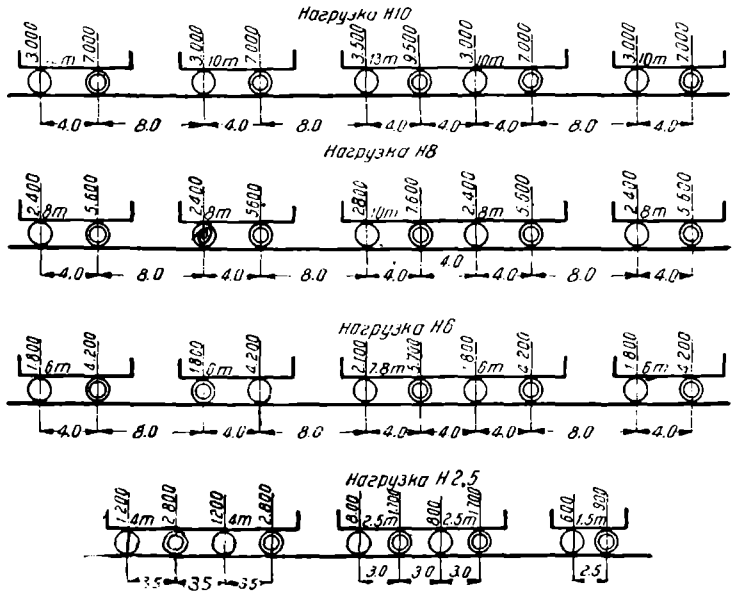
Б. КЛАССИФИКАЦИЯ

Нагрузки разделяются на вертикальную и горизонтальную.

I. Вертикальные нагрузки

1. Устанавливаются шесть классов подвижной вертикальной нагрузки.

2. Временная вертикальная нагрузка на ширине проезда состоит из поезда грузовых автомобилей или его эквивалентной нагрузки, а на тротуарах — из толпы.



Фиг.

3. Каждая нагрузка обозначается буквой «Н», за которой следует число (значок), обозначающее общий вес в тоннах одного из основных грузовиков в поезде, а именно: Н10, Н8, Н6, Н4, Н2,5 и Н1,5.

4. Применение того или иного класса нагрузки зависит от технического класса и значения дороги и устанавливается ведомством, в распоряжении которого находится дорога.

5. Применение низшего класса нагрузки Н1,5 допускается лишь в отдельных случаях с разрешения Облдортранса на дорогах VI технического класса.

6. Поезд грузовиков устанавливается в невыгоднейшем положении как продольно пролета, так и поперек моста, но при этом продольная ось грузовика всегда должна

НТБ ДНУЗТ

быть параллельна продольной оси моста. Если при установке грузовика остается на тротуаре полоса менее 0,5 *м*, то толпа не учитывается. Возможность поворачивания грузовиков на мосту в расчет не принимается.

7. Число рядов грузовиков по ширине моста может быть любое, вызывающее максимальные усилия.

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

Грузовики на смежных путях считаются идущими в одном направлении.

9. Загружение тротуаров производится статической толпой:

а) при расчете элементов самого тротуара — 400 *кг/м²* тротуара;

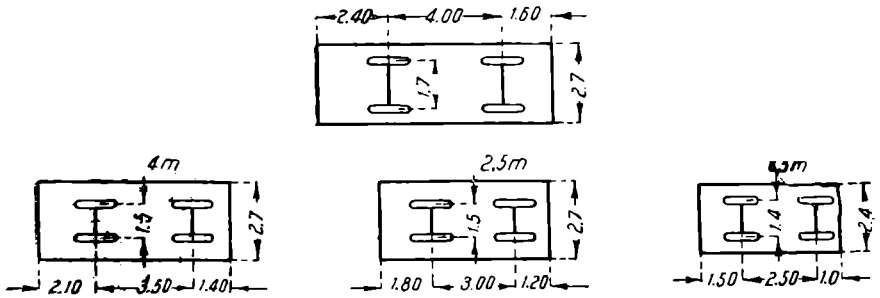
б) при расчете элементов пролетного строения и проезжей части — как указано в табл. 3.

10. В случае загружения больше двух рядов грузовиков при определении максимальных усилий или момента производится уменьшение нагрузки как для поперечных балок, так и для пролетных строений:

а) при загружении 3 рядами — на 15% от нагрузки всех рядов;

б) при загружении 4 рядами — на 25% от нагрузки всех рядов.

11. При расчете по инфлюэнтным линиям с несколькими однозначными участками поезд грузовиков может быть расположен с разрывами.



Фиг. 6.

12. Обязательна проверка при расчете по классам Н8 и Н10 при отсутствии всякой другой нагрузки на две полосы равномерной нагрузки, указанной в табл. 3 и помещенной в невыгоднейшем положении с сохранением параллельности продольной оси полос и продольной оси моста без учета динамического действия, с повышением допускаемых напряжений в металлических, бетонных, каменных и железобетонных искусственных сооружениях — до 30%, в деревянных — до 50%.

Эквивалентные нагрузки для указанных полос вычислены в табл. 7.

13. Динамический коэфициент автомобилей принимается для железобетонных мостов по табл. 4.

При промежуточных значениях толщин одежды и засыпки и пролетов величины добавок определяются по интерполяции.

Динамический коэфициент автомобилей для металлических мостов устанавливается по формуле:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + l},$$

где для l принимаются следующие значения: для основных элементов главных ферм l равно расчетному пролету моста; для проезжей части и дополнительных элементов, работающих на местную нагрузку, l равно длине загружения; для неразрезных и консольных систем l равно длине пролета, на котором располагается нагрузка.

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

II. Горизонтальная нагрузка

НТБ ДНУЗТ

Таблица 3

Вертикальные нагрузки

Род нагрузки	Наименование данных	Класс нагрузки									Примечание
		Н10		Н8		Н6		Н4	Н2,5	Н1,5	
Грузовики	Длины загружения в метрах, для которых расчет ведется по сосредоточенным нагрузкам	—	—	—	—	—	—	Менее 15	Менее 12	Менее 10	
	Общий вес одного грузовика в тоннах	13,0	10,0	10,4	8,0	7,8	6,0	4,0		1,5	
	Число грузовиков в поезде	1	Неограничено	1	Неограничено	1	Неограничено	2	2	1	
	Давление на заднюю ось в тоннах	9,5	7,0	7,6	5,6		4,2	2,8	1,7	0,9	
	Давление на переднюю ось в тоннах	3,5	3,0	2,8		2,1	1,8	1,2	0,8	0,6	
	Ширина кузова в метрах			2,7				2,7		2,7	
	Расстояние между осями (база) в метрах	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	
	Колея (между срединами ободьев) в метрах	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,5	1,5	1,4	
	Ширина обода заднего колеса в метрах	0,4	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	
	Ширина обода переднего колеса в метрах	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1	
Равномерная нагрузка, заменяющая грузовики	Величина нагрузки в тоннах на 1 $м^2$ при длине загружения в метрах	По таблицам 6, 8, 10, 11						0,200 при 15 м и более	0,150 при 12 м и более	0,100 при 10 м и более	

НТБ ДНУЗТ

Таблица 3 (продолжение)

Род нагрузки	Наименование данных	Класс нагрузки						Примечание
		Н10	Н8	Н6	Н4	Н2,5	Н1,5	
Толпа на тротуарах	Величина нагрузки в тоннах на 1 $м^2$ при соответственной длине загружения	0,400 до 20 *м* вкл.; 0,300 при 30 *м* и более	0,320 до 20 *м* вкл.; 0,240 при 30 *м* и более	0,240 до 20 *м* вкл.; 0,180 при 30 *м* и более	0,150	0,100	0,100	Тротуар загружается толпой при свободной ширине его 0,5 *м* и больше
					для всех длин загружения			
Две полосы равномерной нагрузки	Давление на 1 *пог. м* полосы в тоннах	3,0	3,0	—	—	—	—	Равномерная нагрузка двух полос вводится только при проверке при повышенных допускаемых напряжениях согласно § 12
	Число полос для проверки					—	—	
	Длина полосы в метрах	3,30	3,30	—	—	—	—	
	Ширина полосы в метрах	0,46	0,46	—	—	—	—	
	Расстояние между осями полос в метрах	2,35	2,35	—			—	

Примечание. Соотношение давлений на переднюю и заднюю оси в повышенных грузовиках принято не 0,30 и 0,70, как в нормальных грузовиках, а соответственно 0,27 и 0,73.

НТБ ДНУЗТ

Таблица 4

Наименование конструкции	Толщина одежды и засыпки	
	меньше или равно 0,25 *м*	больше или равно 0,70 *м*
1. Балочные и рамно балочные мосты:		
при $l \leqslant 2$ *м*	1,20	1,00
» $l \geqslant 15$ *м*	1,10	1,00
2. Арочные мосты с отдельно стоящими арками и сквозным заполнением:	Независимо от толщины одежды и засыпки	
при $l \leqslant 15$ *м*	1,15	
» $l \geqslant 70$ *м*	1,00	
3. Арочные со сплошным сводом и сквозным надсводным заполнением:	Независимо от толщины одежды и засыпки	
при $l \leqslant 15$ *м*	1,10	
» $l \geqslant 70$ *м*	1,00	
4. Арочные мосты со сплошным сводом и сплошной забутовкой:		
при $l \leqslant 15$ *м*	1,10	1,00
» $l \geqslant 70$ *м*	1,00	1,00

Таблица

	Для типовых проектов *кг/м*^{2}	Для индивидуальных проектов *кг/м*^{2}
В присутствии временной нагрузки	100	100
Без временной нагрузки	200	По единым нормам 1932 г.

15. При расчете опор учитывается продольная сила вдоль моста, равная 10% временной нагрузки, состоящей из двух нормальных единиц данного класса нагрузки.

16. Центробежная сила при расположении моста на кривой радиусом менее 200 *м* принимается в 10% от вертикальной временной нагрузки и приложенной в уровне верха сводового полотна.

17. Перила рассчитываются на горизонтальное давление на поручень в 75 *кг/пог. м.*

Примечания. 1. Табл. 6 составлена для одного поезда автомобилей по схеме Н10. Для определения величины нагрузки, передающейся на один прогон или ферму, табличные значения нагрузок следует умножить на коэфициент поперечной установки. Коэфициент поперечной установки показывает, какая часть давлений передается на расчетный прогон от автомобиля при невыгоднейшей установке его поперек моста, и вычисляется в зависимости от расположения прогонов или ферм.

2. Для изгибающих моментов в сечениях между опорой и четвертью пролета эквивалентные нагрузки определяются прямолинейной интерполяцией

НТБ ДНУЗТ

Таблица 6

Эквивалентные нагрузки *т/м* для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для статически определимых систем

Пролет или длина загружения (*м*)	Для моментов в простых балках		Для поперечных сил	Пролет или длина загружения (*м*)
	посредине пролета k_2 (*т/м*)	в четверти пролета k_1 (*т/м*)	у опор k_0 (*т/м*)	
1	19,00	19,00	19,00	1
2	9,50	9,50	9,50	2
3	6,33	6,33	6,33	3
4	4,75	4,75	4,75	4
5	3,80	3,80	4,08	5
6	3,17	3,17	3,56	6
7	2,71	2,96	3,14	7
8	2,38	2,67	2,82	8
9	2,27	2,43	2,65	9
10	2,16	2,23	2,54	10
11	2,05	2,05	2,43	11
12	1,95	2,00	2,31	12
13	1,85	1,93	2,20	13
14	1,75	1,86	2,09	14
15	1,67	1,80	2,00	15
16	1,60	1,73	1,91	16
18	1,55	1,65	1,78	18
20	1,48	1,57	1,67	20
22	1,41	1,49	1,62	22
24	1,35	1,44	1,57	24
26	1,32	1,38	1,51	26
28	1,29	1,34	1,45	28
30	1,28	1,32	1,41	30
32	1,26	1,29	1,39	32
36	1,19	1,22	1,32	36
40	1,15	1,16	1,27	40
50	1,10	1,10	1,18	50
60	1,05	1,05	1,13	60
70	1,01	1,01	1,08	70
80	0,99	0,99	1,05	80
90	0,97	0,97	1,03	90
100	0,96	0,96	1,01	100
120	0,94	0,94	0,98	120
140	0,93	0,93	0,96	140
160	0,92	0,92	0,94	160

между табличными значениями нагрузок для опоры и четверти пролета с округлением до сотых долей тонны на пог. метр.

Для моментов в сечениях между четвертью пролета и серединой эквивалентные нагрузки определяются прямолинейной интерполяцией между табличными значениями нагрузок для четверти и половины пролета.

3. Эквивалентные нагрузки для моментов посредине пролета действительны для всех линий влияния в виде равнобедренного треугольника, а для моментов у опор — соответственно для линий влияния в виде прямоугольных треугольников.

ДПИЗТ

Таблица 7

Эквивалентные нагрузки для двух полос равномерной нагрузки по нормам для проверки при повышенных допускаемых напряжениях

Пролет или длина загружения (*м*)	Нагрузка (*т/м*)	Пролет или длина загружения (*м*)	Нагрузка (*т/м*)	Пролет или длина загружения (*м*)	Нагрузка (*т/м*)
1	6,00		3,59	18	2,00
2	6,00	10	3,31	20	1,82
3	6,00	11	3,06	22	1,67
4	5,81	12	2,84	24	1,54
5	5,30	13	2,66	26	1,43
6	4,79	14	2,49	28	1,33
7	4,32	15	2,35		
8	3,92	16	2,22		

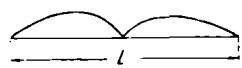
Примечания. 1. Эквивалентные нагрузки вычислены для двух полос. Вычисления произведены только до длины загружения 28 *м*, так как для больших длин поперечная нагрузка от полос не может быть больше нагрузки автомобилей Н10 и Н8 при учете повышения допускаемых напряжений.

2. Для всех видов линий влияний эквивалентная нагрузка от двух полос одинакова.

3. При расчете давления на прогон или ферму табличные значения умножаются на коэфициент поперечной установки, который вычисляется с учетом ширины полосы.

Таблица 8

Эквивалентные нагрузки для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг.

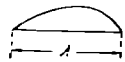
Длина загружения *L* (*м*)	Эквивалентная нагрузка *k* (*т/м*)	Длина загружения *L* (*м*)	Эквивалентная нагрузка *k* (*т/м*)	Длина загружения *L* (*м*)	Эквивалентная нагрузка *k* (*т/м*)
2	8,26	16	1,66	40	1,16
4	4,13	20	1,54	44	1,12
6	2,96	24	1,28	48	1,07
8	2,58	28	1,15	52	1,06
10	2,13	32	1,10	56	1,01
12	1,82	36	1,17	60	1,00

Примечание. Эквивалентные нагрузки по табл. 8 применяются при расчете моментов на средних опорах рам и неразрезных балок, причем прилегающие пролеты могут иметь разную длину. В качестве длины загружения принимается сумма длин прилегающих пролетов.

НТБ ДИИТ

Таблица 9

Эквивалентные нагрузки для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг. 8.

λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)
2	7,26	14	1,53	30	1,07
3	4,84	16	1,50		
4	3,63	18	1,43		
5	2,91	20	1,38		
6	2,42	22	1,30		
8	2,00	24	1,23		
10	1,72	26	1,17		
12	1,60	28	1,11		

Таблица 10

Эквивалентные нагрузки для поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг. 9.

λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)
2	11,12	10	2,32	22	1,52
3	7,15	12	2,01	24	1,45
4	5,11	14	1,89	26	1,39
5	4,11	16	1,76	28	1,32
6	3,51	18	1,70	30	1,27
8	2,77	20	1,60		

Примечание. Нагрузки по табл. 10 применяются в тех случаях, когда один из грузов может попасть на участок с обратным знаком (обозначен пунктиром), например для моментов в средних пролетах рам и неразрезных балок.

Искомый момент получается умножением площади ω на табличное значение эквивалентной нагрузки.

НТБ ДНУЗТ

аблица 11

Эквивалентные нагрузки для поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг. 10.

λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)	λ (м)	k (т/м)
2	10,30	10	2,25	22	1,52
3	6,87	12	2,01	24	1,42
4	5,15	14	1,84	26	1,38
5	4,12	16	1,77	28	1,30
6	3,43	18	1,68	30	1,27
8	2,67	20	1,59		

Примечание. Нагрузки по табл. 11 применяются в тех случаях, когда на соседние участки с обратными знаками не попадает ни один груз, например для моментов в крайних пролетах рам и неразрезных балок.

Объяснения к применению стандарта

Расчетные нормы нагрузок в связи с нормами допускаемых напряжений определяют собой грузоподъемность моста. Величина необходимой грузоподъемности зависит от предполагаемого срока службы моста, так как при проектировании моста необходимо предусмотреть возможность пропуска по нему не только современных нагрузок, но и тех, которые появятся за время его существования.

Необходимый запас грузоподъемности и связанный с ним наивыгоднейший срок службы моста определяются по соображениям экономической целесообразности на основе учета следующих факторов: 1) стоимости капиталовложений в условиях данного момента и 2) предполагаемого роста нагрузок для района или дороги, где строится мост. Методы определения наивыгоднейшего срока службы и запаса грузоподъемности устанавливаются соответствующими ведомствами и, в частности, для мостов на авто-гужевых дорогах — Цудортрансом.

Запас грузоподъемности моста может быть осуществлен или 1) расчетом моста по пониженным допускаемым напряжениям и действительному весу грузов, перемещающихся в настоящее время по мосту, или 2) расчетом по предельно допустимым для данного материала напряжениям и по нагрузкам, преувеличенным против современных, или же 3) запас может создаваться частично допускаемыми напряжениями, частично расчетными нагрузками.

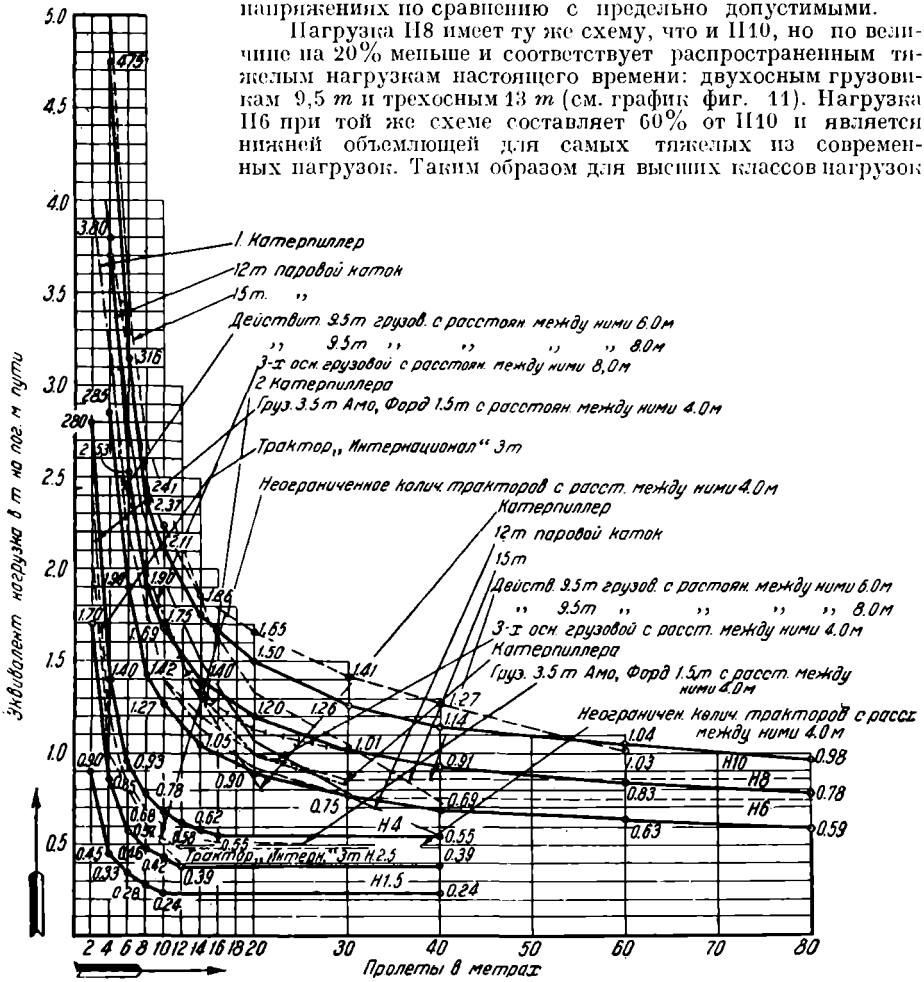
Данный стандарт нагрузок предполагает, что мосты рассчитываются по «Единым нормам ВКС допускаемых напряжений», в которых имеется запас против предельно допустимых напряжений для деревянных мостов приблизительно 50%, для прочих — около 30%. Во всех тех случаях, когда экономически выгодный запас грузоподъемности, определяемый в зависимости от указанных выше соображений, получается равным запасу, имеющемуся в допускаемых напряжениях, расчетные нагрузки должны приниматься по схеме, соответствующей весу действительно обращающихся в настоящее время экипажей. Если же экономически выгодный запас грузоподъемности отличается от имеющегося в допускаемых напряжениях, то разница покрывается принятием соответствующих расчетных нагрузок.

Отношение норм нагрузок по настоящему стандарту к весу обращающихся в настоящее время автомобилей показано в графике эквивалентных нагрузок (фиг. 11). Эквивалентные нагрузки вычислены для моментов посредине пролета простой балки.

ГПБ ДПУЗТ

Из графика устанавливается, что наивысший класс нагрузки по стандарту Н10 ориентируется на самые тяжелые из существующих нагрузок: посад Зернотреста и 15-тонный каток, но проходит ниже их объемлющей приблизительно на 10%. Это снижение предполагает, что: 1) наивысшие современные нагрузки могут проходить с перенапряжением материала до 10% сверх допускаемых напряжений по «Единым нормам»; 2) в течение срока службы моста дальнейшее повышение нагрузок возможно за счет имеющегося запаса в допускаемых напряжениях по сравнению с предельно допустимыми.

Нагрузка Н8 имеет ту же схему, что и Н10, но по величине на 20% меньше и соответствует распространенным тяжелым нагрузкам настоящего времени: двухосным грузовикам 9,5 *т* и трехосным 13 *т* (см. график фиг. 11). Нагрузка Н6 при той же схеме составляет 60% от Н10 и является нижней объемлющей для самых тяжелых из современных нагрузок. Таким образом для высших классов нагрузок



Фиг. 11.

Н10, Н8 и Н6 сохранены единство схемы и пропорциональность величин. Это свойство является особенно ценным и даже необходимым с точки зрения постоянного стандарта норм, так как если бы по соображениям экономической целесообразности в отдельных случаях необходимо было применить для расчета более тяжелую нагрузку, то, не имея общесоюзного стандарта, в порядке ведомственного распоряжения можно применить нагрузки Н11, Н12 и т. д.

Низшие классы нагрузок Н4, Н2,5 и Н1,5 ориентируются на средние и легкие существующие нагрузки и предназначаются для расчета мостов на дорогах местного значения. Здесь пропорциональности между схемами нет, так как это не имело бы практического значения.

НТБ ДИИЗТ

IV. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ПОСТРОЙКИ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ НА АВТО-ГУЖЕВЫХ ДОРОГАХ

Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения

Расчетные нагрузки

§ 1. Постоянная нагрузка исчисляется по объему отдельных проектных элементов моста и единичным весам материалов.

Вес сосны	600 *кг/м*³
Вес ели, сибирского кедра и пихты	550
Вес ясеня, бука, граба и дуба	800
Вес металлических частей	7 850

Принятый в расчете вес сквозных ферм, определенный по соображению с весом существующих мостов или по эмпирическим формулам, может отличаться от действительного веса тех же ферм, исчисленного по спецификации на основании детальных чертежей, не более чем на 10%, в противном случае требуется перерасчет напряжений.

§ 2. Вертикальная подвижная нагрузка принимается в зависимости от класса дороги, согласно нормам нагрузок для мостов под авто-гужевые дороги 1931 г. но не свыше нагрузки Н8.

Указанные в этих нормах величины нагрузок вводятся в расчет без увеличения их на динамический коэфициент.

§ 3. Давление ветра на поверхность сооружений принимается, по изменению п. 14 раздела Б «Норм нагрузок» (ОСТ 4926), независимо от нахождения или отсутствия на мосту временной нагрузки, для типовых проектов 100 *кг/м*², для индивидуальных — по «Единым нормам ВКС» 1931 г.

Ветровые связи ферм как для типовых, так и для индивидуальных проектов рассчитываются на давление ветра в 200 *кг/м*².

Давление ветра на поверхность грузовиков в расчет не вводится. Расчетная поверхность сквозных ферм, подверженная действию ветра, принимается равной площади одной фермы по теоретическому контуру ее, умноженной на коэфициент сплошности, равный:

а) для ферм, приближающихся к фермам со сплошной стенкой (как, например Гауна)	1,0
б) для ферм многораскосных	0,8
в) для ферм двухраскосных и ферм Гау	0,6
г) для ферм, имеющих не более одного раскоса в каждой панели	0,5
д) для подкосных мостов, считая площадь по теоретическому контуру между прогоном и затяжкой	0,4
е) в случае отсутствия затяжек — по контуру между подкосами и верхом прогонов	0,6

Подверженная давлению ветра боковая поверхность проезжей части принимается в виде действительной сплошной полосы, выступающей над верхней кромкой пояса.

Коэфициент устойчивости на опрокидывание должен быть не менее 1,4.

Допускаемые напряжения

§ 4. При проектировании долговременных деревянных мостов надлежит принимать величины допускаемых напряжений по «Единым нормам ВКС», ОСТ 4538, приведенным ниже.

---

[1] Места, отмеченные на полях вертикальной линией, взяты из «Единых норм ВКС», ОСТ 4538, и в случае пересмотра единых норм в дальнейшем указанные места подлежат соответствующему изменению.

НТБ ДИУЗТ

Деревянные мосты считаются сооружениями III класса. Деревянные трубы под насыпями и переездные мостики — сооружениями IV класса.

Основные допускаемые напряжения, приведенные в табл. 13, а также в дальнейших пунктах, даны для мостов, защищенных от неблагоприятных воздействий атмосферы, возводимых из здорового строительного леса, воздушно-сухого с влажностью не более 18%.

В случае применения полусухого или сырого леса или нахождения сооружения в других атмосферных условиях вводится поправка независимо от породы леса по табл. 12.

Таблица 12

Коэфициенты снижения основных напряжений

В каких условиях находится сооружение	Воздушно-сухой лес	Полусухой лес	Сырой лес
В защищенных	1	0,90	0,75
Незащищенных	0,90	0,85	0,75
Переменной влажности (перемен. горизонт воды или в земле)	0,60	0,60	0,60
Под водой	0,75	0,75	0,75

Для сооружений IV класса указанные в табл. 13 (см. стр. 432) допускаемые напряжения для леса марки II умножаются на коэфициент 1,5, для леса марки III — на 1,2, учитывая особую поправку по табл. 12.

Для простых балочных мостов и для простых конструкций проезжей части всех других мостов допускаемые напряжения повышаются на 20%.

Для треугольно-подкосных с затяжкой мостов и для составных балок на шпонах или колодках допускаемые напряжения повышаются на 10%.

При проверке указанных конструкций на две полосы равномерно распределенной нагрузки допускаемые напряжения повышаются на 50% от основного (без учета дополнительного повышения).

Для леса марок I и II требуются следующие величины временного сопротивления:

Таблица 14

Минимальные величины временного сопротивления для леса марок I и II

Временное сопротивление при влажности в 15%	Марка I		Марка II	
	Сосна	Дуб	Сосна	Дуб
На сжатие не менее .	350	400	300	350
На изгиб не менее	600	700	500	600
На продольное скалывание не менее	60	90	50	70

Примечание. Указанные нормы временного сопротивления дерева даны для лабораторных испытаний при образцах сечением 2×2 см; образцы не должны содержать сучьев и должны быть взяты из кольца, очерченного средней третью радиуса ствола.

При предварительной приемке леса на месте заготовки или на месте работ разрешается ограничиться испытанием только на перелом, которое может быть

НТБ ДНУЖТ

Впредь до издания общесоюзного стандарта сортаменты пило-лесоматериалов относить к марке I — 3-й сорт, к марке II — 4-й сорт и к марке III 5-й и 6-й сорта согласно «Временным общесоюзным техническим условиям Союзлеса на пиломатериалы хвойных пород внутреннего потребления СССР», изд. 1930 г.

Таблица 13

Основные допускаемые напряжения

Род напряжения	Направление напряжения относительно волокон	Допускаемые напряжения для п.-с. леса		Примечание
		для сосны (кг/см²)	для дуба (кг/см²)	
Растяжение равномерное	0° 90°	110 2	130 6	0°—вдоль волокон, 90° поперек волокон
Сжатие равномерное	0° 90°	100 15	120 25	Высота подушки при сжатии под 90° предполагается не более ширины
Изгиб	0°	110	130	
Скалывание при изгибе и в др. случаях учета неравномерного распределения скалывающих напряжений	0°		32	Только для максимального напряжения
Скалывание равномерное (без отдирания волокон)	0° 90°	12 6	18 9	Допускаются при условии учета длины скалывания вдоль волокон не свыше семикратной глубины врубки, а поперек волокон — не свыше четырех с половиной глубин врубки
Перерезывание волокон	90°	45	60	—
Смятие торца	0°	80	110	—
Смятие первого рода по всей ширине на части длины	90°	25	50	Сминаемая часть длины $\leqslant 1/3$
Смятие второго рода, частичное на части ширины и длины	90°	35	65	Сминаемая часть ширины $\leqslant 1/2$, сминаемая часть длины $\leqslant 1/3$
Смятие под шайбами болтов	90°	45	85	

НТБ ДНУЗТ

Примечание. При составлении типовых проектов мостов применяется полусухой лес марки II, для сквозных ферм допускается введение в расчет воздушно-сухого леса марки I. Для леса марки I допускаемые напряжения по таблице повышаются на 20%.

По степени влажности дерева устанавливаются следующие наименования: воздушно-сухой лес — с влажностью 18% и менее, полусухой — с влажностью 18%—23% и сырой — с влажностью свыше 23%.

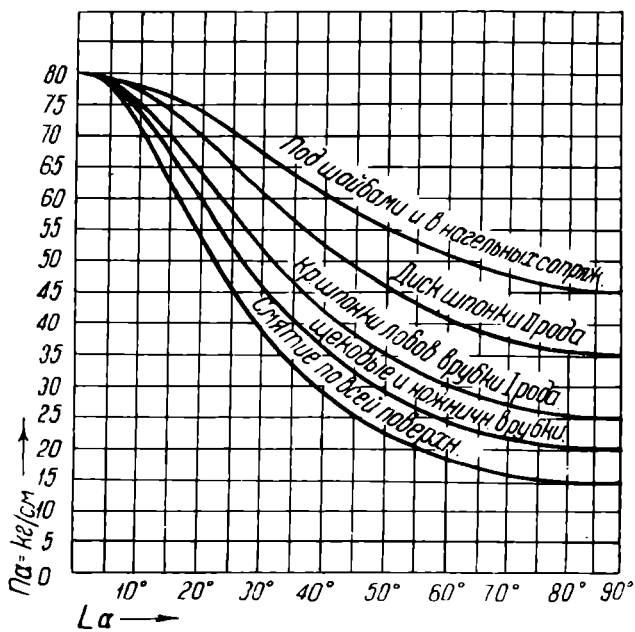
Примечание. При испытании образцов дерева с влажностью, отличающейся от 15%, но не свыше 23%, полученные из опыта временные сопротивления на изгиб и скалывание приводятся к нормальной влажности по формуле:

$$R_{15} = R_{вл}[1 + K_{вл}(вл - 15)].$$

Здесь $R_{вл}$ — полученное из опыта временное сопротивление при влажности $вл$ в процентах, R_{15} — сопротивление, приведенное к нормальной влажности в 15%, и $K_{вл}$ — коэфициент влажности, указанный в табл. 15.

Таблица 15

При R / Порода	На сжатие	На изгиб	На скалывание
Сосна	0,05	0,04	0,03
Дуб	0,04	0,03	0,02



Фиг. 12.

НТБ ДНУЗТ

При действии сминающей силы под углом между 0 и 90° к направлению волокон допускаемые напряжения на действительную площадь смятия $R_{\delta\alpha}$ определяются по формуле:

$$R_{\delta\alpha} = \frac{R_\delta}{1 + (c-1)\sin^2\alpha},$$

$$c = \frac{R_\delta}{R'_\delta},$$

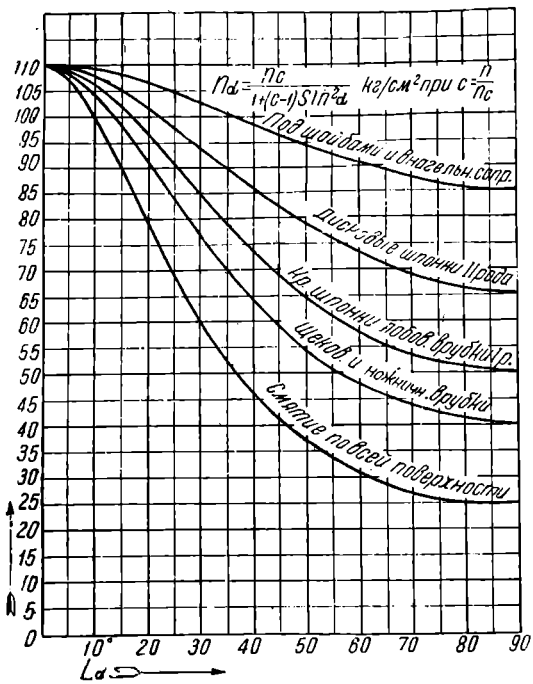
где R_δ и R'_δ — соответствующие допускаемые напряжения на смятие вдоль и поперек волокон, α — угол между направлением нормали к площади смятия и направлением волокон. Числовые значения выражаются в килограммах на кв. сантиметр и округляются до целых чисел.

Вычисленные формулы напряжения приведены в графиках (фиг. 12 для сосны и фиг. 13 для дуба).

При расчете на смятие врубок за допускаемое основное напряжение в предыдущей формуле должны быть приняты следующие величины:

	Для сосны	Для дуба
Для лобовых врубок R_δ	80	110
» » R'_δ	25	50
Для щековых и ножничных врубок $R\delta$	80	110
» » » » » R'_δ	20	40

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



Фиг. 13.

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

$$R^\alpha_t = \frac{R_t}{1 + (c-1)\sin^2\alpha},$$

$$c = \frac{R_t}{R'_t}.$$

Численные значения напряжений выражаются в килограммах на кв. сантиметр и округляются до 0,5 *кг/см²*.

Вычисленные по этой формуле напряжения приведены в графике фиг. 14.

§ 5. При расчете элементов моста на одновременное действие временной вертикальной нагрузки и ветра допускаемые напряжения могут быть повышены на 15%.

При расчете временных мостов со сроком службы не более трех лет, допускаемые напряжения могут быть повышены на 50%, а для сборочных подмостей, эстакад для производства работ и т. п. — на 60% без учета во всех этих случаях коэфициента на незащищенность.

ДИЗТ

§ 6. В отдельных случаях по местным условиям допускается применение, взамен сосны, и других хвойных пород, как-то: пихты, лиственницы и т. п., и взамен дуба — других лиственных пород, как-то: ясеня, бука, граба и т. п., с изменением допускаемых напряжений путем умножения на коэфициенты:

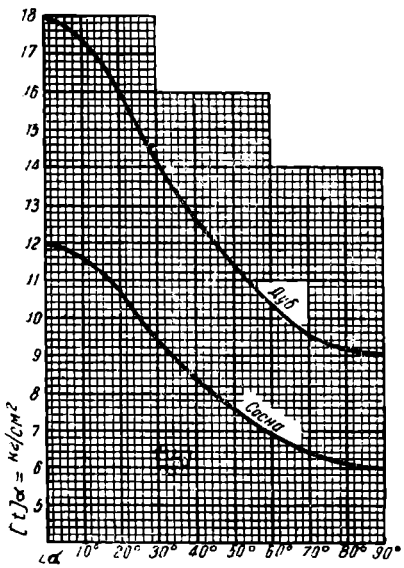
для лиственницы 1,1 ели и кедра 0,9 пихты 0,85	основного допускаемого напряжения для сосны
ясеня, бука и граба 0,9	основного допускаемого напряжения для дуба

и при условии, чтобы примененный лес удовлетворял требованиям приемки.

§ 7. Допускаемые напряжения для стальных частей в деревянных мостах устанавливаются следующие:

а) на растяжение, сжатие и изгиб стальных частей . . .	1 400	*кг/см*
б) на растяжение в болтах, одиночных тяжах и накладках .	1 300	»
в) на растяжение в тяжах при двух, трех и четырех тяжах, работающих совместно	1 100	»
г) на растяжение тяжей со стяжными муфтами, одиночных	1 100	»
неодиночных	1 000	»
д) на срезывание заклепок и болтов	1 000	
е) на смятие заклепок	2 400	

При расчете на одновременное действие вертикальной временной нагрузки и ветра эти напряжения могут быть повышаемы на 15%, а для временных сооружений — на 30%.



Фиг. 14.

§ 8. Сжатые элементы проверяются на продольный изгиб, причем в этом случае допускаемое напряжение принимается равным:

$$R' = \varphi R,$$

где:

R — основное допускаемое напряжение на сжатие вдоль волокон,

φ — коэфициент уменьшения допускаемого напряжения, определяемый по формуле:

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

и

$$\varphi = \frac{3\,000}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad \text{при} \quad \frac{l}{i} \text{ более 100.}$$

В этих формулах: l — расчетная длина сжатого элемента, получаемая умножением действительной длины элемента на коэфициенты:

2 — если один конец элемента защемлен, а другой свободно нагружен;

1 — если оба конца шарнирно закреплены:

0,8 — если один конец защемлен, а другой закреплен;

0,65 — если оба конца защемлены;

$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ — наименьший радиус инерции площади поперечного сечения элемента

НТБ ДНУЗТ

F — площадь поперечного сечения брутто.

Гибкость, т. е. отношение $\lambda = \frac{l}{i}$ элементов, не должна быть больше — 150.

В таблице 16 даны значения φ в функции от λ; промежуточные значения φ определяются по линейной интерполяции.

Таблица 16

Коэфициенты φ

λ	φ	λ	φ	λ	φ
5	0,97	60	0,58	120	0,21
10	0,93	70	0,51	130	0,18
20	0,86	80	0,44	140	0,15
30	0,79	90	0,37	150	0,13
40	0,72	100	0,30	—	—
50	0,65	110	0,27	—	—

1 § 9. При расчете свайных оснований на отдельную сваю не может быть допущено более чем

11	*т*	на сваю диаметром	20 *см*	20	*т*	на сваю диаметром	27 *см*
12	»	» » »	21 »	21,05	»	» » »	28 »
13,5	»	» » »	22 »	23	»	» » »	29 »
14,5	»	» » »	23 »	24,5	»	» » »	30 »
16	»	» » »	24 »	28	»	» » »	32 »
17	»	» » »	25 »	32	»	» » »	34
18,5	»	» » »	26 »	36	»	» » »	36 »

ПРИМЕЧАНИЕ

В соответствии с указанием в «Нормах и технических условиях проектирования и постройки мостов и труб на авто-гужевых дорогах» Цудортранса (см. стр. 430), на основании вновь изданного ОСТ/ВКС 7063 «Единые строительные нормы на деревянные конструкции» приказом по Цудортрансу от 23 января 1935 г. в приведенных выше нормах введены следующие изменения и дополнения:

1) В табл. 13 ТУ ЦДТ следует изменить величины основных допускаемых напряжений согласно табл. 3 ОСТ/ВКС 7063. Величины основных допускаемых напряжений на «смятие второго рода» частичное на части ширины и длины — сохраняются.

2) В табл. 14 величины временных сопротивлений следует изменить согласно табл. 1 ОСТ/ВКС 7063.

3) Примечание в табл. 14 и последующий текст до табл. 15 следует изменить согласно примечаниям 1, 2, 3 и последующему тексту до табл. 2 ОСТ/ВКС 7063.

4) Текст § 6 ТУ ЦДТ следует изменить согласно § 6 пункта «в» ОСТ/ВКС 7063.

Кроме того, нормальный сортамент кольцевых шпонок, приведенный в табл. IV тр. 236, следует изменить согласно таблице, приложенной к § 29 ОСТ/ВКС 7063.

НТБ ДИЗТ

12

НТБ
ДНУЗТ

Цена 8 р. 80 к.
С альбомом

Сканировала Хилюта В.П.

НТБ ДНУЗТ